

**ADVERTIMENT.** La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del servei TDX ([www.tesisenxarxa.net](http://www.tesisenxarxa.net)) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual únicament per a usos privats emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

**ADVERTENCIA.** La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del servicio TDR ([www.tesisenred.net](http://www.tesisenred.net)) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual únicamente para usos privados enmarcados en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio TDR. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

**WARNING.** On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the TDX ([www.tesisenxarxa.net](http://www.tesisenxarxa.net)) service has been authorized by the titular of the intellectual property rights only for private uses placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading and availability from a site foreign to the TDX service. Introducing its content in a window or frame foreign to the TDX service is not authorized (framing). This rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author



**Universitat Politècnica de Catalunya  
Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica**

## **TESIS DOCTORAL**

# **COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON MUROS DELGADOS DE HORMIGÓN. APLICACIÓN A ZONAS DE ALTA SISMICIDAD DE PERÚ**

**Helbert Fredy Gonzales Fernández**

**DIRECTOR**

**Francisco López Almansa**

**Barcelona, Diciembre de 2010**

Este trabajo se dedica a todos los profesionales inmersos en el campo de la ingeniería sísmica; en especial a mi recordado Profesor Roberto Morales de la Universidad Nacional de Ingeniería de Lima, que gracias a su gran labor me introdujo en esta apasionante disciplina

## Agradecimientos

En primer lugar, quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que me han ayudado enormemente en la realización de este trabajo. Sería imposible agradecer a cada uno de ellos individualmente. En especial quiero expresar mi gratitud al Profesor Francesc López Almansa, director de la Tesis por su constante guía y apoyo. Mi mayor reconocimiento al Departamento de Ingeniería del Terreno Cartográfica y Geofísica por el apoyo prestado y en especial al Profesor Lluís Pujades Beneit por su gran ayuda y trato cordial recibido durante mi estancia en el departamento. También quiero expresar mi gratitud a los profesores José Antonio Canas y Oriol Caselles, así como Jaume Clapés, por su amabilidad en responder siempre a mis preguntas y por el estímulo y ánimos recibidos durante estos años. Muchas gracias a Albert Marqués por el apoyo informático e instalación de programas, que ayudaron muchísimo a la consecución de los resultados, y al personal de la Universidad Politécnica de Cataluña, especialmente al personal de las bibliotecas por su amabilidad en conseguir los diferentes documentos necesarios para realizar este trabajo.

La Agencia de Gestión de Ayuda Universitaria y de Investigación (AGAUR) de la Generalitat de Catalunya me concedió la beca que me permitió realizar este estudio. Esta ayuda se agradece cordialmente.

El autor agradece igualmente a los ingenieros Gabriela Medina, Sebastián Romaní, Willy Sandoval y Walter Molina por la información suministrada.

A todos los amigos que conocí en Barcelona: Josué Arias, Wendel Rodas, Ester Jolis, Yolanda Monsalve, Betty Almeyda, Arnel Germán, Galo Valdebenito, Hugo Aranibar, Francisco Hurtado, Juan C. Castro, Lucila Arellano, Saúl Obregón, Sebastiao Monteiro, Pilar Moureso, Dídac Hueso, Nayive Jaramillo, Daniel Lizonde, Miguel Á. Montaña, David J. Domínguez, Ricardo Madrid, Utku Yazgan, entre otros. Con su amistad y aliento disfruté mucho.

Finalmente, quiero agradecer a Dios, a mi familia, a mis amigos y, de manera especial, a mis padres Donayda y Marino. A mis hermanos Álex y Eduardo por su constante apoyo.



## Resumen

En este trabajo se presenta un estudio numérico de la vulnerabilidad sísmica de edificios de muros delgados construidos en Perú. Estos edificios se vienen construyendo desde hace unas décadas, especialmente para viviendas de bajo coste (por economía y rapidez de construcción). Este estudio se centra en los casos más comunes, los cuales no suelen exceder las cinco plantas; las luces son reducidas, habitualmente hasta 5 m, y no suelen haber sótanos; los muros tienen 10 cm de espesor y su armadura consiste en una única capa de malla electrosoldada, con algunas barras adicionales de 12 mm de diámetro en los extremos. Las losas tienen, en general, 12 cm de canto; la cimentación suele consistir en una losa de 20 a 25 cm de espesor apoyada sobre terreno mejorado. No existen pilares, siendo los muros los únicos elementos sustentantes; en las fachadas éstos se suelen conectar a la altura de cada planta mediante vigas de acoplamiento de unos 50 cm de altura, sin características sismorresistentes adecuadas. Las densidades de muros en cada dirección oscilan entre 2% y 5%, con algunas excepciones; los muros en direcciones perpendiculares suelen estar conectados entre sí. La resistencia característica del hormigón es 17,5 MPa y la calidad global de la construcción es, en general, aceptable. Estos edificios han sido proyectados de acuerdo con la normativa peruana, cuyos requerimientos, a pesar de contener prescripciones específicas para estos edificios, podrían resultar insuficientes para garantizar un nivel adecuado de seguridad frente a las acciones sísmicas esperadas. Por otra parte, otras circunstancias hacen que la vulnerabilidad de estos edificios parezca ser excesivamente elevada: (i) la ductilidad de los muros es limitada, (ii) los resultados experimentales disponibles son insuficientes y (iii) no existe experiencia acerca del comportamiento de estas construcciones para movimientos sísmicos de elevada severidad. Dada la preocupación que ha surgido en torno a este tipo de edificios, en Perú se han efectuado algunos ensayos, tanto sobre muros aislados como sobre conjuntos de muros y losas unidos; los resultados de estos ensayos se utilizan en este trabajo.

Para llevar a cabo la investigación, se han seleccionado siete edificios representativos ubicados en su mayoría en la ciudad de Lima, que corresponde a la zona de mayor peligrosidad sísmica. Los períodos naturales han sido identificados a partir de trabajo de campo, determinándose también la resistencia del hormigón mediante pruebas esclerométricas. El estudio numérico de la vulnerabilidad de estas construcciones consiste en efectuar análisis estáticos no lineales (“push-over”) y análisis dinámicos también no lineales, comparándose las conclusiones derivadas de ambos. Dada la elevada rigidez horizontal de los edificios, se ha tenido en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura. El comportamiento estructural de los edificios se describe mediante modelos de fibras, éstos se implementan en el programa PERFORM-3D. Los estados límites de daño han sido definidos a partir de los resultados experimentales disponibles en Perú. Los acelerogramas considerados en los análisis dinámicos se pueden agrupar en tres categorías: (i) registros y acelerogramas sintéticos escalados al espectro de proyecto, (ii) registros impulsivos y (iii) dos movimientos sísmicos chilenos fuertes.

Los resultados obtenidos indican que un alto porcentaje de los edificios existentes podrían experimentar graves daños ante los terremotos de proyecto, principalmente en las vigas de acoplamiento de las plantas superiores y en las partes bajas de los muros ubicados en la dirección débil. El ajuste entre las conclusiones de los análisis “push-over” y dinámicos es satisfactorio, resultando aquellos ligeramente más conservadores. A partir de los resultados de la investigación se concluye que un refuerzo ligero de las vigas de acoplamiento podría conducir a una notable mejora del comportamiento sismorresistente. Se proponen criterios preliminares de proyecto, como la recomendación de incluir una densidad mínima de muros en cada dirección.

A partir del conocimiento proporcionado por este estudio sobre el comportamiento sismorresistente de este tipo de edificios, se identifican y analizan las necesidades futuras de investigación. Ésta se orienta a formular criterios finales de proyecto para estas construcciones.

## Summary

In Latin America there is an urgent need for housing; thus, during the last few years a relevant number of mid-height buildings (usually, up to five stories) with thin RC shear walls have been constructed for low cost dwellings in Bolivia, Colombia, Ecuador, Mexico, Peru, Venezuela, and other countries located in seismic-prone regions. These walls are 10 cm thick and their reinforcement consists mainly of a single layer of welded wire mesh. This construction technology has two main advantages: economy and construction rapidity. These buildings do not fulfill the international seismic codes but some national codes are less demanding, not preventing thin bearing walls. These buildings might be vulnerable to earthquakes because of: (i) low ductility, (ii) limited experimental information, (iii) no past experience of behavior under strong earthquakes and, (iv) poor construction quality. This work describes the initial steps of a wider research aiming at providing reliable seismic design guidelines for thin wall buildings; the initial objectives are: (i) analyzing the seismic performance of these buildings, (ii) proposing preliminary design criteria and (iii) identifying further research needs. This research focuses on buildings located in Peru, being representative of the situations in the other countries. The vulnerability is numerically evaluated by push-over and nonlinear time history analyses; the structural parameters are obtained from available testing information. The obtained results show that the seismic strength of the analyzed buildings is insufficient. However, minor changes in the structural design could improve significantly their seismic performance. Cheap and easy-to-implement design recommendations are issued.

# CONTENIDO

Agradecimientos .....	iv
Resumen .....	v
Summary .....	vi
Lista de figuras .....	vii
Lista de tablas .....	x
Lista de símbolos .....	xiii
1. Introducción .....	1
1.1 Antecedentes y motivación .....	1
1.2 Objetivos .....	2
1.3 Metodología .....	3
1.4 Contenido de este documento .....	3
2. Estado actual del conocimiento .....	5
2.1 Metodologías de proyecto sismorresistente .....	5
2.1.1 Proyecto sismorresistente basados en espectros .....	7
2.1.2 Proyecto sismorresistente basado en el comportamiento .....	20
2.1.3 Análisis estático no lineal (“push-over”) .....	23
2.1.4 Análisis dinámico .....	31
2.1.5 Análisis dinámico incremental (IDA) .....	32
2.2 Comportamiento sísmico del hormigón armado .....	34
2.2.1 Aspectos introductorios .....	34
2.2.2 Relación constitutiva tensión-deformación del hormigón .....	34
2.2.3 Comportamiento histerético del hormigón .....	37
2.2.4 Relación constitutiva tensión-deformación del acero .....	38
2.2.5 Comportamiento histerético del acero .....	39
2.2.6 Comportamiento a flexión de secciones de hormigón armado .....	40
2.2.7 Comportamiento a cortante de secciones de hormigón armado .....	44
2.3 Edificios con muros de hormigón .....	46
2.3.1 Descripción general .....	46
2.3.2 Tipos de edificios con muros de hormigón .....	48
2.3.3 Comportamiento estructural .....	51
2.3.4 Comportamiento sísmico .....	59
2.4 Edificios con muros delgados de hormigón .....	80
2.4.1 Descripción general .....	80
2.4.2 Normativa peruana para edificios con muros delgados .....	83
2.4.3 Riesgo de pandeo de los muros .....	87
2.4.4 Ensayos efectuados en Perú sobre muros delgados .....	88
3. Estudio efectuado sobre edificios con muros delgados .....	91
3.1 Selección de edificios representativos .....	91
3.1.1 Edificios seleccionados .....	91
3.1.2 Información obtenida de reconocimientos de edificios .....	94
3.2 Análisis sismorresistente según la normativa peruana de los edificios seleccionados .....	96
3.2.1 Análisis estático equivalente .....	96
3.2.2 Análisis modal espectral .....	99
3.3 Modelación numérica del comportamiento estructural .....	100
3.3.1 Consideraciones generales .....	101
3.3.2 Discretización mediante elementos finitos .....	101
3.3.3 Representación e identificación de las propiedades de los materiales .....	103
3.3.4 Amortiguamiento estructural .....	105
3.3.5 Interacción suelo-estructura (SSI) .....	106
3.4 Comparación entre resultados numéricos y experimentales .....	107
3.4.1 Simulación de ensayos efectuados en Perú .....	107

3.4.2	Simulación del período fundamental identificado.....	111
4.	Análisis estático no lineal de los edificios seleccionados .....	113
4.1	Consideraciones generales .....	113
4.2	Características de los análisis efectuados .....	113
4.2.1	Espectros de proyecto.....	114
4.2.2	Variación en altura de las fuerzas consideradas .....	116
4.2.3	Estados límites de daño .....	117
4.2.4	Desplazamientos objetivo (“target displacements”).....	118
4.3	Resultados de los análisis “push-over” .....	118
4.3.1	Edificio C1 .....	118
4.3.2	Edificio C2 .....	125
4.3.3	Edificio L1.....	131
4.3.4	Edificio L2.....	137
4.3.5	Edificio L3.....	143
4.3.6	Edificio L4.....	149
4.3.7	Edificio L5.....	156
4.4	Obtención del coeficiente de reducción de respuesta.....	164
4.5	Análisis “push-over” con interacción suelo-estructura .....	165
4.5.1	Edificio C1 .....	165
4.5.2	Edificio L4.....	166
4.6	Análisis “push-over” con vigas de acoplamiento reforzadas .....	166
4.6.1	Refuerzo de las vigas de acoplamiento .....	166
4.6.1	Resultados de los análisis “push-over” .....	168
4.7	Conclusiones generales .....	168
5.	Amenaza sísmica considerada.....	171
5.1	Sismicidad en Perú .....	171
5.2	Movimientos sísmicos históricos en Perú .....	173
5.3	Movimientos sísmicos históricos con efectos de proximidad de falla .....	174
5.4	Movimientos sísmicos generados artificialmente .....	174
5.5	Selección de movimientos sísmicos representativos.....	175
5.5.1	Acelerogramas escalados .....	176
5.5.2	Registros impulsivos .....	184
5.5.3	Registros chilenos .....	184
6.	Análisis dinámico de los edificios seleccionados.....	189
6.1	Consideraciones generales .....	189
6.2	Análisis dinámicos con acelerogramas escalados .....	189
6.2.1	Resultados .....	189
6.2.2	Valoración de los resultados obtenidos .....	210
6.3	Análisis dinámicos con registros impulsivos .....	211
6.3.1	Edificio C1 .....	212
6.3.2	Edificio L1.....	215
6.3.3	Edificio L3.....	218
6.3.4	Valoración de los resultados obtenidos .....	221
6.4	Análisis dinámicos con registros chilenos.....	222
6.4.1	Edificio C1 .....	222
6.4.2	Edificio L1.....	224
6.4.3	Edificio L3.....	226
6.4.4	Valoración de los resultados obtenidos .....	227
6.5	Conclusiones generales de los análisis dinámicos .....	228
7.	Comparación entre los análisis estáticos y dinámicos.....	229
7.1	Relación entre los análisis “push-over” y dinámicos .....	229
7.2	Valoración de los resultados obtenidos .....	234
8.	Resumen, conclusiones e investigaciones futuras .....	235
8.1	Resumen.....	235
8.2	Recomendaciones preliminares de proyecto para edificios con muros delgados.....	236

8.3	Conclusiones .....	237
8.4	Investigaciones futuras .....	237
	Bibliografía .....	239
	Anejo A. Evolución histórica de la normativa sismorresistente en Perú .....	249
	Anejo B. Períodos fundamentales de los edificios seleccionados .....	251
	Anejo C. Programas de análisis estructural utilizados .....	255
	Anejo D. Actividad sísmica histórica en Perú .....	257
	Anejo E. Publicaciones generadas durante esta investigación .....	259

## Lista de figuras

<b>Figura 2.1</b>	Fuerzas laterales equivalentes a la acción sísmica .....	5
<b>Figura 2.2</b>	Sistema elástico de un grado de libertad .....	7
<b>Figura 2.3</b>	Espectros de respuesta de desplazamiento relativo .....	8
<b>Figura 2.4</b>	Espectros de respuesta de velocidad relativa .....	9
<b>Figura 2.5</b>	Espectros de respuesta de aceleración absoluta .....	9
<b>Figura 2.6</b>	Espectro de proyecto de aceleración [NCSE-02, 2002] .....	10
<b>Figura 2.7</b>	Espectro de proyecto de aceleración [NSR-98, 1998] .....	12
<b>Figura 2.8</b>	Espectro de proyecto de aceleración [EN-1998, 2005] .....	13
<b>Figura 2.9</b>	Espectros de proyecto de aceleración para distintos valores del amortiguamiento .....	14
<b>Figura 2.10</b>	Espectro no lineal de proyecto de aceleración [NCSE-02, 2002] .....	14
<b>Figura 2.11</b>	Espectro de proyecto de desplazamiento [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007] .....	15
<b>Figura 2.12</b>	Espectro de proyecto de desplazamiento para distintos niveles de ductilidad [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007] .....	16
<b>Figura 2.13</b>	Ejemplos de espectros de proyecto de energía (en términos de velocidad) propuestos para Japón, Grecia, España e Irán.....	17
<b>Figura 2.14</b>	Niveles de daño [Hamburger, 1998] .....	22
<b>Figura 2.15</b>	Curva de capacidad obtenida a partir de un análisis “push-over” [ATC-40, 1996].....	23
<b>Figura 2.16</b>	Espectro de aceleración vs. Espectro de desplazamiento .....	24
<b>Figura 2.17</b>	Aproximación bilineal de una curva de capacidad [ATC-40, 1996] .....	25
<b>Figura 2.18</b>	Obtención del desplazamiento objetivo [ATC-40, 1996].....	26
<b>Figura 2.19</b>	Curvas idealizadas Fuerza - Desplazamiento [FEMA 356, 2000] .....	26
<b>Figura 2.20</b>	Operaciones iterativas en el método del Coeficiente de Desplazamiento [PERFORM-3D User Guide, 2006] .....	28
<b>Figura 2.21</b>	Operaciones iterativas en el método de Linealización [PERFORM-3D User Guide, 2006] .....	28
<b>Figura 2.22</b>	Factores contenidos en el coeficiente de reducción de respuesta [FEMA 451, 2006].....	29
<b>Figura 2.23</b>	Significado de los coeficientes de ductilidad $\mu$ y $\eta$ [Benavent-Climent et al., 2001a].....	31
<b>Figura 2.24</b>	Ejemplos de curvas IDA [Vamvatsikos, Cornell, 2002] .....	33
<b>Figura 2.25</b>	Curvas tensión-deformación del hormigón [Collins y Mitchell, 1991].....	36
<b>Figura 2.26</b>	Efecto del confinamiento en el comportamiento del hormigón .....	36
<b>Figura 2.27</b>	Comportamiento del hormigón bajo tensión bidimensional .....	36
<b>Figura 2.28</b>	Comportamiento del hormigón sometido a compresión triaxial ( $f_c' = 25,2$ MPa) .....	37
<b>Figura 2.29</b>	Comportamiento del hormigón frente a acciones cíclicas [adaptado de Sinha et al., 1964].....	38
<b>Figura 2.30</b>	Curvas típicas tensión-deformación para diferentes tipos de acero [adaptado de Wight y MacGregor, 2009] .....	38
<b>Figura 2.31</b>	Comportamiento histerético del acero [adaptado de Paulay y Priestley, 1992] .....	39
<b>Figura 2.32</b>	Modelos histeréticos del acero.....	39
<b>Figura 2.33</b>	Diagrama momento-curvatura para un muro de hormigón armado [Park et al., 2006] .....	40
<b>Figura 2.34</b>	Dominios de deformación para un elemento estructural [EHE-08, 2008] .....	41
<b>Figura 2.35</b>	Ley de histéresis de Takeda modificada [adaptado de Bonnet, 2000].....	42
<b>Figura 2.36</b>	Modelos del comportamiento seccional de muros de hormigón .....	43
<b>Figura 2.37</b>	Pinzamiento en la respuesta histerética de un muro de hormigón armado [adaptado de Paulay y Priestley, 1992] .....	44
<b>Figura 2.38</b>	Fisuración de una viga de hormigón armado .....	44
<b>Figura 2.39</b>	Mecanismo resistente a cortante en una viga de hormigón sin armadura transversal .....	44
<b>Figura 2.40</b>	Respuesta histerética de un elemento plano de hormigón armado sometido a solicitaciones en su plano [Villani, 1975].....	46
<b>Figura 2.41</b>	Planta de un edificio típico con muros de hormigón armado .....	46
<b>Figura 2.42</b>	Secciones comunes de muros estructurales [Paulay y Priestley, 1992].....	48
<b>Figura 2.43</b>	Clasificación de muros según su forma en elevación.....	48
<b>Figura 2.44</b>	Modos de deformación horizontal de edificios .....	49
<b>Figura 2.45</b>	Tipos de muros estructurales acoplados [Paulay y Priestley, 1992].....	49
<b>Figura 2.46</b>	Detalle del armado recomendado en vigas de acoplamiento [ACI-318, 2008] .....	50
<b>Figura 2.47</b>	Edificio típico con encofrado túnel en Turquía [Yakut y Gulkan, 2003] .....	50
<b>Figura 2.48</b>	Edificio con sistema de transferencia en Hong Kong [Su y Cheng, 2008] .....	51
<b>Figura 2.49</b>	Tipos de comportamiento en muros de hormigón armado [McGregor, 2009] .....	51
<b>Figura 2.50</b>	Deformación de un muro en voladizo bajo fuerza lateral [Neuenhofer, 2006] .....	52
<b>Figura 2.51</b>	Contribución relativa de la deformación a flexión y de corte en la deformación total de un muro en voladizo.....	53
<b>Figura 2.52</b>	Modelo de elementos de barra con vigas horizontales rígidas .....	55
<b>Figura 2.53</b>	Modelo de un edificio con muros mediante pórticos equivalentes.....	56
<b>Figura 2.54</b>	Modelación de muros mediante celosías.....	56
<b>Figura 2.55</b>	Estructura ensayada de siete plantas con muros y pórticos [Kabeyasawa et al., 1999].....	57
<b>Figura 2.56</b>	Enfoques para modelar la fisuración del hormigón en muros mediante elementos finitos. ....	58
<b>Figura 2.57</b>	Modelación de muros con elementos finitos de lámina .....	58

<b>Figura 2.58</b> Edificio Plaza I con pantallas en ambas direcciones [NISEE, Berkeley].....	60
<b>Figura 2.59</b> Edificios dañados en el terremoto de San Fernando de 1971 [NISEE, Berkeley].....	60
<b>Figura 2.60</b> Vista general de los edificios del Banco de América (izquierda) y del Banco Central de Nicaragua (derecha) .....	61
<b>Figura 2.61</b> Configuración estructural en planta de edificios en Nicaragua.....	61
<b>Figura 2.62</b> Edificios con muros en Guatemala .....	62
<b>Figura 2.63</b> Plantas típicas de edificios con pantallas [Wood, 1989] .....	63
<b>Figura 2.64</b> Edificio Festival en Viña del Mar.....	63
<b>Figura 2.65</b> Edificio “El Presidente” en Ixtapa .....	64
<b>Figura 2.66</b> Comportamiento de edificios en Turquía.....	64
<b>Figura 2.67</b> Edificios con pantallas en Turquía.....	65
<b>Figura 2.68</b> Edificio con pantallas en Haití [Foto: Eduardo Fierro, 2010] .....	65
<b>Figura 2.69</b> Edificio de muros con aberturas en Chile [Foto: Diego Lopez-García, 2010] .....	66
<b>Figura 2.70</b> Edificio “La Esmeralda” en Santiago de Chile [Moehle, 2010].....	66
<b>Figura 2.71</b> Edificio “Plaza del Mar” en Viña del Mar [Wood, 1987].....	66
<b>Figura 2.72</b> Métodos de subestructura para el análisis de la interacción suelo-estructura [Adaptado de Stewart, 1998] .....	78
<b>Figura 2.73</b> Muros en voladizo esbeltos (izquierda) y bajos (derecha) [Paulay y Priestley, 1992] .....	79
<b>Figura 2.74</b> Modos de fallo de muros en voladizo [Paulay y Priestley, 1992] .....	79
<b>Figura 2.75</b> Modos de fallo en muros bajos [Christian, 2008] .....	80
<b>Figura 2.76</b> Edificios típicos con muros delgados en Perú [ICG, 2010] .....	82
<b>Figura 2.77</b> Edificios con muros delgados en Colombia.....	82
<b>Figura 2.78</b> Edificios con muros delgados en Venezuela [www.skyscrapercity.com].....	83
<b>Figura 2.79</b> Edificios con muros delgados en México [Carrillo, Alcocer y Uribe, 2009] .....	83
<b>Figura 2.80</b> Determinación del ancho eficaz según [E.030, 2006].....	83
<b>Figura 2.81</b> Requerimiento de confinamiento para lograr ductilidad en muros .....	84
<b>Figura 2.82</b> Elementos de borde confinados en muros [E.060, 2009].....	85
<b>Figura 2.83</b> Requerimiento de armadura adicional en caso de no confinar los extremos de muros .....	85
<b>Figura 2.84</b> Coeficiente $\alpha$ que depende de la relación de aspecto del muro.....	86
<b>Figura 2.85</b> Configuraciones típicas de muros de hormigón armado [Paulay y Priestley, 1993] .....	87
<b>Figura 2.86</b> Deformaciones que producen el pandeo fuera del plano de muros [Paulay y Priestley, 1993] .....	87
<b>Figura 3.1</b> Edificio C1, ubicado en Chiclayo .....	92
<b>Figura 3.2</b> Edificio C2, ubicado en Chiclayo .....	92
<b>Figura 3.3</b> Edificio L1, ubicado en Lima .....	92
<b>Figura 3.4</b> Edificio L2, ubicado en Lima .....	93
<b>Figura 3.5</b> Edificio L3, ubicado en Lima .....	93
<b>Figura 3.6</b> Edificio L4, ubicado en Lima .....	93
<b>Figura 3.7</b> Edificio L5, ubicado en Lima .....	94
<b>Figura 3.8</b> Ubicación del sismógrafo Minimate Plus en la planta superior de un edificio .....	95
<b>Figura 3.9</b> Espectro de amplitud de Fourier para el registro de medición ambiental del edificio L4. Frecuencia natural obtenida de 6,95 Hz (T = 0,144 s).....	95
<b>Figura 3.10</b> Espectro de amplitud de Fourier para el registro de medición ambiental del edificio L5. Frecuencia natural obtenida de 7,87 Hz (T = 0,127 s).....	96
<b>Figura 3.11</b> Discretización de los elementos láminas en el PERFORM-3D [User Guide CSI, 2006] .....	101
<b>Figura 3.12</b> Elementos láminas (shear wall) utilizado en el PERFORM-3D para representar muros de hormigón [User Guide CSI, 2006].....	102
<b>Figura 3.13</b> Modelación de vigas de acoplamiento en pantallas [User Guide CSI, 2006].....	102
<b>Figura 3.14</b> Modelación de un muro de hormigón armado discretizado en fibras de hormigón y acero .....	102
<b>Figura 3.15</b> Modelación del comportamiento a cortante en muros de hormigón armado.....	103
<b>Figura 3.16</b> Ley constitutiva tensión deformación del hormigón no confinado .....	104
<b>Figura 3.17</b> Ley constitutiva tensión-deformación del acero convencional .....	104
<b>Figura 3.18</b> Ley constitutiva tensión-deformación de la malla electrosoldada.....	104
<b>Figura 3.19</b> Variación de los coeficientes de amortiguamiento en función del período para el amortiguamiento de Rayleigh.....	106
<b>Figura 3.20</b> Muro ensayado con armadura convencional [Medina, 2005] .....	108
<b>Figura 3.21</b> Modelo a cortante para muros con armadura convencional .....	109
<b>Figura 3.22</b> Muro ensayado con malla electrosoldada [Medina, 2005].....	109
<b>Figura 3.23</b> Modelo a cortante para muro con malla electrosoldada [Medina, 2005] .....	109
<b>Figura 3.24</b> Modelo numérico del muro con el PERFORM-3D.....	110
<b>Figura 3.25</b> Secuencia de los desplazamientos cíclicos impuestos.....	110
<b>Figura 3.26</b> Comportamiento histerético del muro ensayado P2.....	111
<b>Figura 3.27</b> Modelo numérico del edificio C1 considerando la interacción suelo-estructura.....	111
<b>Figura 3.28</b> Modelo numérico del edificio L4 considerando la interacción suelo-estructura .....	112
<b>Figura 4.1</b> Espectro de proyecto de aceleración para el terremoto “Ocasional” [E.030, 2003] .....	115
<b>Figura 4.2</b> Espectro de proyecto de aceleración para el terremoto “Raro” [E.030, 2003] .....	115
<b>Figura 4.3</b> Espectro de proyecto de aceleración para el terremoto “Muy Raro” [E.030, 2003].....	115
<b>Figura 4.4</b> Estados límites de daño globales .....	117

<b>Figura 4.5</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio C1 en dirección X+ .....	119
<b>Figura 4.6</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio C1 en dirección X- .....	121
<b>Figura 4.7</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio C1 en dirección Y .....	123
<b>Figura 4.8</b> Curvas de capacidad del edificio C1 en las dos direcciones de análisis .....	124
<b>Figura 4.9</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio C2 en dirección X+ .....	126
<b>Figura 4.10</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio C2 en dirección X- .....	127
<b>Figura 4.11</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio C2 en dirección Y .....	129
<b>Figura 4.12</b> Curvas de capacidad del edificio C2 en las dos direcciones de análisis .....	131
<b>Figura 4.13</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L1 en dirección X+ .....	132
<b>Figura 4.14</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L1 en dirección X- .....	133
<b>Figura 4.15</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L1 en dirección Y .....	135
<b>Figura 4.16</b> Curvas de capacidad del edificio L1 en las dos direcciones de análisis .....	137
<b>Figura 4.17</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L2 en dirección X+ .....	138
<b>Figura 4.18</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L2 en dirección X- .....	140
<b>Figura 4.19</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L2 en dirección Y .....	141
<b>Figura 4.20</b> Curvas de capacidad del edificio L2 en las dos direcciones de análisis .....	143
<b>Figura 4.21</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L3 en dirección X+ .....	144
<b>Figura 4.22</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L3 en dirección X- .....	146
<b>Figura 4.23</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L3 en dirección Y .....	147
<b>Figura 4.24</b> Curvas de capacidad del edificio L3 en las dos direcciones de análisis .....	149
<b>Figura 4.25</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L4 en dirección X+ .....	150
<b>Figura 4.26</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L4 en dirección X- .....	151
<b>Figura 4.27</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L4 en dirección Y+ .....	153
<b>Figura 4.28</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L4 en dirección Y- .....	154
<b>Figura 4.29</b> Curvas de capacidad del edificio L4 en las dos direcciones de análisis .....	156
<b>Figura 4.30</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L5 en dirección X+ .....	157
<b>Figura 4.31</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L5 en dirección X- .....	158
<b>Figura 4.32</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L5 en dirección Y+ .....	160
<b>Figura 4.33</b> Resultados del análisis “push-over” del edificio L5 en dirección Y- .....	162
<b>Figura 4.34</b> Curvas de capacidad del edificio L5 en las dos direcciones de análisis .....	163
<b>Figura 4.35</b> Curvas de capacidad del edificio C1 en las dos direcciones de análisis .....	165
<b>Figura 4.36</b> Curvas de capacidad del edificio L4 en las dos direcciones de análisis .....	166
<b>Figura 4.37</b> Sección transversal de una viga de acoplamiento .....	167
<b>Figura 4.38</b> Curvas de capacidad del edificio C1 con vigas de acoplamiento normales y reforzadas .....	167
<b>Figura 4.39</b> Curvas de capacidad del edificio C2 con vigas de acoplamiento normales y reforzadas .....	169
<b>Figura 5.1</b> Ubicación de Perú en Sudamérica .....	171
<b>Figura 5.2</b> Placas tectónicas de Nazca y Sudamericana .....	172
<b>Figura 5.3</b> Zonificación sísmica de Perú [E.030, 2003] .....	172
<b>Figura 5.4</b> Acelerogramas históricos en Perú registrados sobre suelo duro (S1) .....	177
<b>Figura 5.5</b> Acelerogramas artificiales compatibles con el espectro correspondiente a suelo duro (S1) .....	178
<b>Figura 5.6</b> Espectros de respuesta de los acelerogramas escalados correspondiente al suelo S1 .....	179
<b>Figura 5.7</b> Acelerogramas históricos registrados sobre suelo de dureza intermedia (S2) .....	180
<b>Figura 5.8</b> Acelerogramas artificiales compatibles con el espectro correspondiente a suelo de dureza intermedia (S2) .....	181
<b>Figura 5.9</b> Espectros de respuesta de los acelerogramas escalados correspondiente al suelo S2 .....	180
<b>Figura 5.10</b> Acelerograma histórico registrado sobre suelo blando (S3) .....	182
<b>Figura 5.11</b> Acelerogramas artificiales compatibles con el espectro correspondiente a suelo blando (S3) .....	183
<b>Figura 5.12</b> Espectros de respuesta de los acelerogramas escalados correspondiente al suelo S3 .....	184
<b>Figura 5.13</b> Registros sísmicos impulsivos .....	185
<b>Figura 5.14</b> Espectros de respuesta para los registros impulsivos .....	186
<b>Figura 5.15</b> Acelerogramas chilenos .....	187
<b>Figura 5.16</b> Espectros de respuesta para los registros chilenos .....	188
<b>Figura 6.1</b> Desplazamientos de la planta superior del edificio C1 para los acelerogramas escalados .....	190
<b>Figura 6.2</b> Aceleración absoluta de la planta superior del edificio C1 para los acelerogramas escalados .....	191
<b>Figura 6.3</b> Desplazamiento máximo entre plantas del edificio C1 para los acelerogramas escalados .....	192
<b>Figura 6.4</b> Desplazamientos de la planta superior del edificio C2 para los acelerogramas escalados .....	193
<b>Figura 6.5</b> Aceleración absoluta de la planta superior del edificio C2 para los acelerogramas escalados .....	194
<b>Figura 6.6</b> Desplazamiento máximo entre plantas del edificio C2 para los acelerogramas escalados .....	195
<b>Figura 6.7</b> Desplazamientos de la planta superior del edificio L1 para los acelerogramas escalados .....	196
<b>Figura 6.8</b> Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L1 para los acelerogramas escalados .....	197
<b>Figura 6.9</b> Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L1 para los acelerogramas escalados .....	198
<b>Figura 6.10</b> Desplazamientos de la planta superior del edificio L2 para los acelerogramas escalados .....	199
<b>Figura 6.11</b> Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L2 para los acelerogramas escalados .....	200
<b>Figura 6.12</b> Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L2 para los acelerogramas escalados .....	201
<b>Figura 6.13</b> Desplazamientos de la planta superior del edificio L3 para los acelerogramas escalados .....	202
<b>Figura 6.14</b> Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L3 para los acelerogramas escalados .....	203
<b>Figura 6.15</b> Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L3 para los acelerogramas escalados .....	204



<b>Figura 6.16</b>	Desplazamientos de la planta superior del edificio L4 para los acelerogramas escalados .....	205
<b>Figura 6.17</b>	Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L4 para los acelerogramas escalados .....	206
<b>Figura 6.18</b>	Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L4 para los acelerogramas escalados .....	207
<b>Figura 6.19</b>	Desplazamientos de la planta superior del edificio L5 para los acelerogramas escalados .....	208
<b>Figura 6.20</b>	Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L5 para los acelerogramas escalados .....	209
<b>Figura 6.21</b>	Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L5 para los acelerogramas escalados .....	210
<b>Figura 6.22</b>	Desplazamientos de la planta superior del edificio C1 para los registros impulsivos .....	212
<b>Figura 6.23</b>	Aceleración absoluta de la planta superior del edificio C1 para los registros impulsivos .....	213
<b>Figura 6.24</b>	Desplazamiento máximo entre plantas del edificio C1 para los registros impulsivos .....	214
<b>Figura 6.25</b>	Desplazamientos de la planta superior del edificio L1 para los registros impulsivos .....	215
<b>Figura 6.26</b>	Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L1 para los registros impulsivos .....	216
<b>Figura 6.27</b>	Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L1 para los registros impulsivos .....	217
<b>Figura 6.28</b>	Desplazamientos de la planta superior del edificio L3 para los registros impulsivos .....	218
<b>Figura 6.29</b>	Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L3 para los registros impulsivos .....	219
<b>Figura 6.30</b>	Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L3 para los registros impulsivos .....	220
<b>Figura 6.31</b>	Desplazamientos de la planta superior del edificio C1 para los registros chilenos .....	222
<b>Figura 6.32</b>	Aceleración absoluta de la planta superior del edificio C1 para los registros chilenos .....	223
<b>Figura 6.33</b>	Desplazamiento máximo entre plantas del edificio C1 para los registros chilenos .....	223
<b>Figura 6.34</b>	Desplazamientos de la planta superior del edificio L1 para los registros chilenos .....	224
<b>Figura 6.35</b>	Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L1 para los registros chilenos .....	224
<b>Figura 6.36</b>	Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L1 para los registros chilenos .....	225
<b>Figura 6.37</b>	Desplazamientos de la planta superior del edificio L3 para los registros chilenos .....	226
<b>Figura 6.38</b>	Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L3 para los registros chilenos .....	226
<b>Figura 6.39</b>	Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L3 para los registros chilenos .....	227

## Lista de tablas

<b>Tabla 2.1</b>	Correlación entre el índice de daño de Park y Ang y los niveles de daño observados .....	20
<b>Tabla 2.2</b>	Niveles esperados de la acción sísmica .....	22
<b>Tabla 2.3</b>	Niveles requeridos de protección para cada severidad de la acción sísmica [SEAOC, 1995] .....	23
<b>Tabla 2.4</b>	Valores del coeficiente $C_0$ [FEMA 356, 2000] .....	27
<b>Tabla 2.5</b>	Valores del coeficiente $C_2$ [FEMA 356, 2000] .....	27
<b>Tabla 2.6</b>	Momentos de inercia eficaces para pantallas propuestos por diferentes códigos y autores [adaptado de Panneton, 2004] .....	41
<b>Tabla 2.7</b>	Resumen de anchos eficaces recomendado por diferentes códigos para muros de hormigón armado .....	54
<b>Tabla 2.8</b>	Valores básicos del factor de comportamiento $q_0$ [CEN, 2005] .....	73
<b>Tabla 2.9</b>	Factores de reducción de respuesta y de reserva de resistencia [UBC-97, 1997] .....	73
<b>Tabla 2.10</b>	Factores de reducción de respuesta .....	75
<b>Tabla 2.11</b>	Factores de reducción de respuesta para estructuras regulares .....	75
<b>Tabla 2.12</b>	Estimación del período fundamental de vibración para edificios con pantallas mediante expresiones empíricas y analíticas .....	77
<b>Tabla 3.1</b>	Características principales de los edificios representativos .....	94
<b>Tabla 3.2</b>	Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio C1 .....	97
<b>Tabla 3.3</b>	Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio C2 .....	97
<b>Tabla 3.4</b>	Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio L1 .....	97
<b>Tabla 3.5</b>	Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio L2 .....	98
<b>Tabla 3.6</b>	Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio L3 .....	98
<b>Tabla 3.7</b>	Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio L4 .....	98
<b>Tabla 3.8</b>	Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio L5 .....	99
<b>Tabla 3.9</b>	Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio C1 .....	99
<b>Tabla 3.10</b>	Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio C2 .....	99
<b>Tabla 3.11</b>	Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio L1 .....	99
<b>Tabla 3.12</b>	Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio L2 .....	100
<b>Tabla 3.13</b>	Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio L3 .....	100
<b>Tabla 3.14</b>	Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio L4 .....	100
<b>Tabla 3.15</b>	Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio L5 .....	100
<b>Tabla 3.16</b>	Parámetros de los materiales considerados para la modelación numérica de los edificios .....	105
<b>Tabla 3.17</b>	Períodos fundamentales de los edificios seleccionados (s) .....	112
<b>Tabla 4.1</b>	Propiedades modales para cada uno de los edificios considerados .....	116
<b>Tabla 4.2</b>	Estados límites de daño considerados para la evaluación del comportamiento sísmico de los edificios con muros delgados de hormigón .....	118
<b>Tabla 4.3</b>	Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio C1 para los desplazamientos objetivo ( $TD$ ) en cada dirección .....	125
<b>Tabla 4.4</b>	Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio C2 para los desplazamientos objetivo ( $TD$ ) en cada dirección .....	130

<b>Tabla 4.5</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L1 para los desplazamientos objetivo ( <i>TD</i> ) en cada dirección .....	137
<b>Tabla 4.6</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L2 para los desplazamientos objetivo ( <i>TD</i> ) en cada dirección .....	143
<b>Tabla 4.7</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L3 para los desplazamientos objetivo ( <i>TD</i> ) en cada dirección .....	149
<b>Tabla 4.8</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L4 para los desplazamientos objetivo ( <i>TD</i> ) en cada dirección .....	156
<b>Tabla 4.9</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L5 para los desplazamientos objetivo ( <i>TD</i> ) en cada dirección .....	164
<b>Tabla 4.10</b> Factores de reducción de respuesta determinados del análisis push-over.....	164
<b>Tabla 4.11</b> Resultados principales del análisis push-over para el edificio C1 con vigas de acoplamiento reforzadas.....	168
<b>Tabla 4.12</b> Resultados principales de los análisis push-over de los edificios seleccionados .....	170
<b>Tabla 4.13</b> Deformación del acero a tracción (%) en los extremos de los muros .....	170
<b>Tabla 5.1</b> Valores de la envolvente sísmica trapezoidal para suelo S1 .....	175
<b>Tabla 5.2</b> Valores de la envolvente sísmica trapezoidal para suelo S2.....	175
<b>Tabla 5.3</b> Valores de la envolvente sísmica trapezoidal para suelo S3.....	175
<b>Tabla 5.4</b> Movimientos del terreno registrados en suelo rígido (suelo S1).....	176
<b>Tabla 5.5</b> Acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de proyecto para suelo rígido (suelo S1).....	176
<b>Tabla 5.6</b> Factores de escala para los acelerogramas correspondientes al suelo S1.....	179
<b>Tabla 5.7</b> Movimientos del terreno registrados en suelo de dureza intermedia (suelo S2 [E.030, 2003]) .....	179
<b>Tabla 5.8</b> Acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de proyecto para suelo de dureza intermedia (suelo S2 [E.030, 2003]) .....	179
<b>Tabla 5.9</b> Factores de escala para los acelerogramas correspondientes al suelo S1.....	182
<b>Tabla 5.10</b> Movimiento del terreno registrado en suelo blando (suelo S3 [E.030, 2003]).....	182
<b>Tabla 5.11</b> Acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de proyecto para suelo blando (suelo S3 [E.030, 2003]).....	182
<b>Tabla 5.12</b> Factores de escala para los acelerogramas correspondientes al suelo S3.....	184
<b>Tabla 5.13</b> Registros con efectos de proximidad de falla seleccionados .....	187
<b>Tabla 6.1</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio C1 para los acelerogramas escalados .....	192
<b>Tabla 6.2</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio C1 para los acelerogramas escalados .....	192
<b>Tabla 6.3</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio C2 para los acelerogramas escalados.....	195
<b>Tabla 6.4</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio C2 para los acelerogramas escalados .....	195
<b>Tabla 6.5</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio L1 para los acelerogramas escalados .....	198
<b>Tabla 6.6</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L1 para los acelerogramas escalados .....	198
<b>Tabla 6.7</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio L2 para los acelerogramas escalados .....	201
<b>Tabla 6.8</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L2 para los acelerogramas escalados .....	201
<b>Tabla 6.9</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio L3 para los acelerogramas escalados .....	204
<b>Tabla 6.10</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L3 para los acelerogramas escalados .....	204
<b>Tabla 6.11</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio L4 para los acelerogramas escalados .....	207
<b>Tabla 6.12</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L4 para los acelerogramas escalados .....	207
<b>Tabla 6.13</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio L5 para los acelerogramas escalados .....	210
<b>Tabla 6.14</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L5 para los acelerogramas escalados .....	210
<b>Tabla 6.15</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros impulsivos .....	214
<b>Tabla 6.16</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros impulsivos .....	214
<b>Tabla 6.17</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros impulsivos .....	217
<b>Tabla 6.18</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros impulsivos .....	217
<b>Tabla 6.19</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio L3 para los registros impulsivos .....	220
<b>Tabla 6.20</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L3 para los registros impulsivos .....	220
<b>Tabla 6.21</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros chilenos .....	223
<b>Tabla 6.22</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros chilenos.....	224
<b>Tabla 6.23</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros chilenos .....	225
<b>Tabla 6.24</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros chilenos .....	225
<b>Tabla 6.25</b> Resultados de los análisis dinámicos del edificio L3 para los registros chilenos .....	227

<b>Tabla 6.26</b> Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L3 para los registros chilenos .....	227
<b>Tabla 7.1</b> Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio C1 .....	229
<b>Tabla 7.2</b> Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio C1 .....	230
<b>Tabla 7.3</b> Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio C1.....	230
<b>Tabla 7.4</b> Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio C2 .....	230
<b>Tabla 7.5</b> Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio C2 .....	230
<b>Tabla 7.6</b> Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio C2.....	230
<b>Tabla 7.7</b> Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L1 .....	231
<b>Tabla 7.8</b> Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L1 .....	231
<b>Tabla 7.9</b> Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio L1 .....	231
<b>Tabla 7.10</b> Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L2 .....	231
<b>Tabla 7.11</b> Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L2 .....	232
<b>Tabla 7.12</b> Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio L2 ...	232
<b>Tabla 7.13</b> Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L3 .....	232
<b>Tabla 7.14</b> Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L3 .....	232
<b>Tabla 7.15</b> Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio L3 ...	233
<b>Tabla 7.16</b> Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L4 .....	233
<b>Tabla 7.17</b> Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L4 .....	233
<b>Tabla 7.18</b> Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio L3 ...	233
<b>Tabla 7.19</b> Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L5 .....	234
<b>Tabla 7.20</b> Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L5 .....	234
<b>Tabla 7.21</b> Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio L3 ...	234
<b>Tabla 8.1</b> Propuesta de estados límites en función de la deformación a tracción del acero y del desplazamiento entre plantas .....	236

# Lista de símbolos

## Minúsculas latinas

- $a_{\text{máx}}$ : Aceleración máxima del terreno  
 $b$ : Espesor del muro  
 $b_e$ : Ancho eficaz del ala comprimida  
 $c$ : Distancia de la fibra extrema de compresión al eje neutro  
 $d$ : Canto efectivo (útil)  
 $d_{\text{máx}}$ : Desplazamiento máximo  
 $d_i$ : Desplazamiento objetivo  
 $d_y$ : Desplazamiento de plastificación  
 $e$ : Excentricidad  
 $f'_c$ : Resistencia del hormigón a compresión  
 $f'_{cc}$ : Resistencia del hormigón confinado a compresión  
 $f_y$ : Límite elástico del acero  
 $f_u$ : Tensión última del acero  
 $f_t$ : Módulo de rotura del hormigón  
 $g$ : Aceleración de la gravedad  
 $h$ : Altura de entrepiso (entre plantas)  
 $h_i$ : Altura del nivel “ $i$ ” con relación al nivel del terreno  
 $h_{ei}$ : Altura entre plantas “ $i$ ”  
 $h_m$ : Altura total del muro  
 $h_s$ : Altura libre entre plantas  
 $h_w$ : Altura del muro  
 $k$ : Rigidez de un sistema de un grado de libertad  
 $k_w$ : Factor que refleja el modo de fallo predominante  
 $k_{d1}, k_{d2}$ : Exponentes de las ramas decrecientes de los espectros de la normativa europea  
 $l_w$ : Longitud del muro  
 $l_m$ : Longitud del muro en el plano horizontal  
 $l^*$ : Longitud de pandeo del muro  
 $m$ : Masa  
 $n$ : Coeficiente de concentración de daño  
 $p_n$ : Probabilidad de excedencia del sismo en  $n$  años  
 $q$ : Coeficiente de comportamiento por ductilidad (EC-8)  
 $r$ : número de modos a incluir en el cálculo  
 $t$ : Tiempo  
 $t_w$ : Espesor del muro  
 $t_f$ : Espesor del ala del muro  
 $w_i / w_j$ : Frecuencia natural de vibración del modo “ $i$ ” / “ $j$ ”  
 $w_v$ : Coeficiente que considera el efecto de los modos superiores  
 $\ddot{x}$ : Aceleración absoluta para un sistema de un grado de libertad  
 $y$ : Desplazamiento relativo entre la estructura y el terreno  
 $\dot{x}$ : Velocidad relativa entre la estructura y el terreno  
 $\ddot{y}$ : Aceleración relativa entre la estructura y el terreno  
 $z_g$ : Desplazamiento del terreno  
 $\ddot{z}_g$ : Aceleración del terreno

## Mayúsculas latinas

- $A$ : Área a cortante del muro  
 $A_a$ : Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño (proyecto)  
 $A_c$ : Área de la sección del hormigón

$A_{cw}$ : Área a cortante de la sección  
 $A_e$ : Área efectiva a cortante  
 $A_g$ : Área total de la sección transversal del hormigón  
 $A_s$ : Área de la sección de la armadura en tracción  
 $A'_s$ : Área de la sección de la armadura en compresión  
 $A_v$ : Área de la armadura de cortante  
 $B_{eff}$ : Fracción de amortiguamiento  
 $C$ : Coeficiente de amplificación sísmica  
 $C_0$ : Cociente entre el desplazamiento de un sistema equivalente y el del techo del edificio  
 $C_1$ : Cociente entre los desplazamientos inelásticos y elásticos  
 $C_2$ : Coeficiente de modificación que representa el efecto de la forma de los lazos de histéresis  
 $C_3$ : Coeficiente de modificación que representa el incremento de desplazamientos  
 $C_m$ : Coeficiente de masa modal equivalente del primer modo  
 $C_T$ : Coeficiente para estimar el período predominante de un edificio  
 $D$ : Índice de daño de Park y Ang  
 $D_f$ : Distancia epicentral  
 $D_i$ : Índice de daño del componente estructural  $i$   
 $DLS$ : Estados límites de daño (“Damaged Limit States”)  
 $E$ : Módulo de deformación  
 $E_c$ : Módulo de deformación del hormigón  
 $E_I$ : Energía introducida en la estructura por el sismo  
 $E_s$ : Módulo de elasticidad del acero  
 $E_t$ : Módulo de deformación tangente del hormigón  
 $EI$ : Rigidez a flexión  
 $E_c I_g$ : Rigidez a flexión no fisurada  
 $E_c I_{cr}$ : Rigidez a flexión fisurada  
 $E_c I_e$ : Rigidez a flexión eficaz  
 $F$ : Fuerza (fuerza sísmica equivalente)  
 $F_a$ : Fuerza sísmica horizontal en la planta superior  
 $F_e$ : Fuerzas sísmicas elásticas  
 $F_i$ : Fuerza sísmica horizontal aplicada en el nivel  $i$   
 $F_u$ : Límite último del material  
 $F_y$ : Límite elástico del material  
 $E_H$ : Energía histerética  
 $G$ : Módulo de elasticidad transversal del hormigón  
 $G_e$ : Módulo de elasticidad transversal eficaz del hormigón  
 $G_g$ : Módulo de elasticidad transversal del hormigón de toda la sección  
 $GA_e$ : Rigidez a cortante eficaz  
 $H$ : Altura total del edificio sobre la base. Ductilidad alta  
 $I$ : Momento de inercia  
 $I_e$ : Momento de inercia de la sección eficaz  
 $I_g$ : Momento de inercia de la sección bruta (“gross”)  
 $IDA$ : Análisis dinámico incremental (“Incremental Dynamic Analysis”)  
 $K$ : Relación de la resistencia de confinamiento del hormigón  
 $K_i$ : Rigidez lateral inicial de la estructura  
 $K_e$ : Rigidez de la rama inicial  
 $K_{eff}$ : Rigidez efectiva  
 $K_h$ : Rigidez de tramo dúctil  
 $K_o$ : Rigidez eficaz de un muro de hormigón  
 $L$ : Ductilidad baja  
 $L_p$ : Longitud de la rótula plástica en la base del muro  
 $M$ : Matriz de masa. Ductilidad media. Momento flector  
 $M_L$ : Magnitud local  
 $M_w$ : Magnitud de momento  
 $M_u$ : Momento flector último

$M_{ua}$ : Momento flector de cálculo  
 $M_{cr}$ : Momento flector de fisuración  
 $M_i$ : Momento flector de fisuración  
 $M_n$ : Momento resistente de la sección  
 $M_v$ : Coeficiente que considera el efecto de los modos superiores  
 $N_u$ : Fuerza axial de cálculo  
 $P$ : Peso total de la edificación  
 $P_i$ : Peso del nivel (planta)  $i$   
 $PGA$ : Aceleración máxima del terreno (“Peak Ground Acceleration”)  
 $PGV$ : Velocidad máxima del terreno (“Peak Ground Velocity”)  
 $Q_y$ : Fuerza sísmica de cedencia (“yielding”)  
 $R$ : Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas (normativa peruana y americana)  
 $R_d$ : Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas del proyecto  
 $R_0$ : Factor de modificación de respuesta estructural  
 $S$ : Coeficiente del suelo  
 $S_a(T_i)$ : Aceleración espectral (absoluta) correspondiente al  $i$ -ésimo modo  
 $S_d$ : Espectro de desplazamiento (relativo) de respuesta  
 $S_e$ : Pseudo-aceleración efectiva  
 $S_v$ : Espectro de velocidad (relativa) de respuesta  
 $T$ : Período fundamental de vibración de la estructura  
 $TD$ : Desplazamiento objetivo (“Target Drift”)  
 $T_e$ : Período fundamental efectivo de la estructura  
 $T_{eff}$ : Período efectivo  
 $T_i$ : Período natural del modo  $i$   
 $f'_l$ : Tensión de confinamiento efectivo de la armadura transversal  
 $T_s$ : Período característico del espectro de respuesta  
 $T_0$ : Período en que se inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro  
 $T_A / T_B$ : Períodos en el espectro de la norma española  
 $T_C$ : Período de inicio de la zona decreciente del espectro de proyecto  
 $T_D$ : Período de inicio zona de la super-decreciente del espectro de proyecto  
 $T_G$ : Período natural del terreno  
 $T_L$ : Período en el espectro de la norma colombiana. Período fundamental según Chopra y Goel  
 $T_1$ : Período natural (fundamental) del primer modo de vibración de la estructura  
 $U$ : Factor de uso e importancia  
 $V$ : Cortante en la base de la estructura. Fuerza cortante  
 $V_a$ : Fuerza cortante entre caras de fisuras  
 $V_c$ : Resistencia al cortante del hormigón  
 $V_d$ : Fuerza de dovela  
 $V_i$ : Cortante en bajo la planta  $i$   
 $V_n$ : Resistencia a cortante  
 $V_s$ : Velocidad de transmisión en el terreno de ondas de cizalla  
 $V_t$ : Fuerza máxima sísmica  
 $V_u$ : Cortante último  
 $V_{ua}$ : Cortante de cálculo  
 $V_y$ : Cortante de cedencia  
 $V_E$ : Energía total (de entrada) expresada en pseudo-velocidad equivalente  
 $W$ : peso total del edificio  
 $W_u$ : Disipación-absorción de energía  
 $W_i$ : Masa modal efectiva del  $i$ -ésimo modo  
 $Z$ : Factor de zona en el cálculo de la fuerza sísmica en la norma peruana

### **Minúsculas griegas**

$\alpha$ : Coeficiente de cortante basal (fuerza de interacción dividida por el peso del edificio)  
 $\beta$ : Coeficiente empírico en el índice de Park y Ang

$\phi$ : Curvatura del muro  
 $\phi_i$ : Curvatura de plastificación  
 $\phi_y$ : Curvatura de plastificación  
 $\delta$ : Desplazamiento  
 $\delta_M$ : Desplazamiento máximo  
 $\delta_{m\acute{a}x}$ : Desplazamiento máximo  
 $\delta_u$ : Desplazamiento último monótono  
 $\delta_y$ : Desplazamiento de plastificación  
 $\mu$ : Ductilidad.  
 $\mu_c$ : Ductilidad cíclica  
 $\mu_{\Delta}$ : Ductilidad por desplazamiento  
 $\mu_{\varepsilon}$ : Ductilidad por deformación  
 $\mu_{\phi}$ : Ductilidad por curvatura  
 $\delta_{max}$ : Desplazamiento máximo de la estructura en el nivel i  
 $\varepsilon$ : Deformación relativa  
 $\varepsilon_c$ : Deformación relativa del hormigón  
 $\varepsilon_s$ : Deformación relativa del acero  
 $\varepsilon_u$ : Deformación relativa última del hormigón  
 $\varepsilon_y$ : Deformación relativa de plastificación del acero  
 $\eta$ : Ductilidad acumulada  
 $\eta$ : Coeficiente corrector del espectro según el amortiguamiento (normativa europea)  
 $\lambda_i$ : Factor de ponderación de los índices de daño de Park y Ang  
 $\nu$ : Coeficiente corrector del espectro según el amortiguamiento (normativa española)  
 $\nu$ : Coeficiente de Poisson  
 $\gamma$ : Distorsión angular  
 $\rho$ : Factor de importancia de un edificio  
 $\rho$ : Cuantía geométrica de armadura  
 $\sigma$ : Desviación típica  
 $\tau$ : Tiempo (variable auxiliar)  
 $\theta$ : Rotación del muro  
 $\omega$ : Frecuencia natural del sistema con amortiguamiento  
 $\omega_0$ : Frecuencia natural del sistema sin amortiguamiento  
 $\omega_d$ : Frecuencia natural del sistema con amortiguamiento  
 $\xi$ : Factor de amortiguamiento  
 $\xi_{eq}$ : Factor de amortiguamiento equivalente  
 $\zeta$ : Factor de amortiguamiento

### **Mayúsculas griegas**

$\Delta$ : Incremento (en una serie discreta)  
 $\Delta_i$ : Desplazamiento relativo entre planta i  
 $\Gamma_i$ : Factor de participación del modo i  
 $\Omega$ : Factor de amortiguamiento (normativa española)  
 $\Omega_0$ : Coeficiente de sobre-resistencia estructural

## 1. Introducción

### 1.1 Antecedentes y motivación

Debido a diferentes razones, en la mayoría de las ciudades de América Latina existe una necesidad acuciante de viviendas. Sin embargo, los países involucrados carecen de capacidad para construir el número necesario de edificios de forma que cumplan las normativas de los países desarrollados. Ante esta situación, durante los últimos años un número relevante de edificios de mediana altura (usualmente, hasta cinco plantas) con muros delgados de hormigón armado, se han construido para viviendas de bajo coste en Colombia [Mejía et al., 2004], México [Carrillo, Alcocer y Uribe, 2009], Perú [Muñoz et al., 2006], Venezuela [FONDONORMA, 2006] y en otros países de Latinoamérica situados en regiones con un alto riesgo sísmico. Los muros de estos edificios constituyen los únicos elementos para resistir tanto cargas de gravedad como fuerzas laterales provenientes del viento o sismo. Normalmente estos muros tienen 10 cm de espesor y su armadura consiste básicamente de una sola capa de malla electrosoldada. Esta tecnología constructiva rápidamente ha ganado bastante aceptación en comparación a los sistemas tradicionales ya que ofrece dos ventajas principales: por una parte, economía debido al bajo consumo de materiales y de mano de obra y por otra parte, gran rapidez en la construcción. Actualmente, en varios países de Latinoamérica una importante cantidad de edificios con muros delgados de hormigón armado están en construcción.

Estos edificios no satisfacen los códigos internacionales de proyecto sismorresistente como el [ICC, 2006] y [CEN, 2005], entre otros. No obstante, algunos códigos nacionales de varios países [NSR-10, 2010; E.030, 2003 y FONDONORMA, 2006] son menos exigentes, y por tanto no impiden el uso de muros de 10 cm de espesor. En el caso particular del código mexicano [NTCS-2004], éste permite el uso de muros de 10 cm de espesor para viviendas hasta dos plantas. Estos edificios pueden ser vulnerables a los terremotos debido a las siguientes razones: (i) aparentemente, baja ductilidad, (ii) información experimental reducida, (iii) falta de experiencias pasadas del comportamiento estructural bajo terremotos fuertes, y (iv) en algunos casos, deficiencias en la calidad de la construcción. Por otra parte, estos edificios poseen una elevada rigidez, lo que conduce a que se generen fuerzas sísmicas considerables. El trabajo realizado por Muñoz [Muñoz et al., 2006] concluye que estos edificios podrían ser vulnerables a movimiento sísmicos.

El presente estudio corresponde a las etapas iniciales de una investigación de mayor calado cuyo objetivo será proporcionar criterios fiables de proyecto sismorresistente para edificios con muros delgados. Esta investigación consta de las siguientes etapas (no necesariamente consecutivas):

- Evaluación numérica de la capacidad sismorresistente de edificios existentes con muros delgados.
- Ensayos a escala natural de muros individuales y de conjuntos formados por muros y losas.



- Formulación de criterios de proyecto y estudio paramétrico numérico de la eficiencia sísmica de edificios que satisfagan estos requerimientos.

La investigación descrita en este trabajo se refiere exclusivamente a la primera etapa anterior y se centra en edificios situados en Perú, siendo éstos representativos de las situaciones en los demás países de Latinoamérica.

Dentro de este contexto, desde hace algunos años se vienen construyendo en Perú edificios con muros delgados de hormigón armado destinados en su mayoría para viviendas de bajo coste. Inicialmente no existían disposiciones específicas de proyecto sismorresistente para estos edificios, debido a que las características particulares de este sistema no permitía la aplicación directa de la normativa sísmica vigente. Por tanto, se dejaban a criterio de los proyectistas los procedimientos a seguir. Frente a esta situación algunas instituciones y universidades peruanas iniciaron estudios experimentales con la finalidad de caracterizar el comportamiento estructural de los muros delgados, así como de proponer una normativa específica para el proyecto sismorresistente de estos edificios. En el año 2004 se publica el primer documento extraoficial titulado “Normas para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada” y en diciembre del mismo año el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) incorpora estas disposiciones específicas para edificios con muros delgados a la normativa sísmica peruana [E.030, 2003] y a la normativa de hormigón armado [E.060, 2006]. Dada esta situación, la motivación que condujo al autor a desarrollar el presente estudio fue su inquietud por tratar de comprender el comportamiento sísmico de estos edificios frente a terremotos severos. Por esta razón, inicia sus estudios en la Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona) en el año 2005 para cursar el Máster en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural. Al siguiente año de culminar esta etapa, propone al profesor Francesc López Almansa desarrollar este tema de investigación solicitando una beca de la Generalitat de Catalunya para continuar con los estudios de Doctorado en el Programa de Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural. Durante la fase de docencia, el autor opta por cursar las asignaturas sobre dinámica de estructuras y análisis no lineal de estructuras; adquiriendo durante este tiempo los conocimientos necesarios que le han ayudado en gran medida a la realización de este trabajo. Se han realizado dos viajes a Perú con la finalidad de recopilar información y efectuar trabajos de campo.

## **1.2 Objetivos**

La investigación descrita en este documento persigue los siguientes objetivos:

- Conocer y comprender el comportamiento sismorresistente de los edificios con muros delgados de hormigón armado construidos en Perú.
- Proponer, de una forma preliminar, criterios de proyecto sismorresistente para estos edificios.
- Identificar líneas futuras de investigación, útiles para las siguientes etapas de la investigación, descritas previamente.

A continuación se describen estos objetivos en mayor profundidad:

- **Comportamiento sismorresistente de edificios con muros delgados.** El principal interés de este objetivo se centra en averiguar el tipo de comportamiento dinámico que gobierna a esta tipología estructural más allá del rango lineal elástico, para lo cual es necesario identificar la secuencia de plastificación de cada uno de los elementos estructurales que conforman a estos edificios.
- **Propuesta preliminar de criterios de proyecto sismorresistente para edificios con muros delgados.** La propuesta de estos criterios preliminares de proyecto refleja la consecución de todo el trabajo a desarrollar en el presente estudio. Estos criterios, dado su

gran interés para el proyecto sismorresistente de este tipo de edificios, se pretende que sean eventualmente incorporados a la normativa sísmica peruana.

- **Identificación de líneas futuras de investigación.** Se identifican líneas futuras de trabajo en el contexto de las siguientes etapas de la investigación descrita en el subapartado anterior.

### 1.3 Metodología

Para alcanzar los objetivos propuestos se pretende desarrollar las siguientes etapas.

- Recopilación y análisis de estudios previos sobre edificios a base de muros de hormigón armado, especialmente sobre edificios con muros delgados. Se presta especial atención al comportamiento a cortante de los muros.
- Estudio de los edificios de vivienda con muros delgados existentes en Perú. Se analizan sus características más relevantes respecto de su comportamiento sismorresistente.
- Selección y caracterización de un número manejable de edificios (siete) con muros delgados de hormigón que sean representativos de los edificios analizados en la etapa anterior.
- Trabajo de campo sobre los edificios seleccionados en la etapa anterior. Este trabajo permite identificar el período fundamental y la resistencia del hormigón.
- Estudio de la solicitación sísmica contenida en la normativa Peruana y análisis, siguiendo las prescripciones de dicho código, del comportamiento sismorresistente de los edificios seleccionados.
- Estudio de la vulnerabilidad sísmica de los edificios seleccionados, mediante análisis estático no lineal (“*push-over*”). La solicitación considerada es la obtenida en la etapa anterior. El comportamiento estructural de los edificios se representa mediante modelos de elementos finitos implementados en el Programa PERFORM-3D. Dada la elevada rigidez de estos edificios, se tiene en cuenta la interacción con el suelo. Se constata que los daños aparecen en primer lugar en las vigas de acoplamiento entre muros; por dicha razón, se efectúan también análisis “*push-over*” sobre edificios con vigas reforzadas.
- Estudio de la sismicidad en Perú, especialmente en las zonas en que se encuentran los edificios seleccionados.
- Selección de acelerogramas, tanto sintéticos como de registros sísmicos históricos. Los primeros se obtienen de la red sismológica del “Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres” (CISMID); siendo escalados al espectro de proyecto de la normativa sísmica peruana. Los segundos se generan artificialmente para ser compatibles con el espectro de la norma peruana. Estos acelerogramas se organizan en función del tipo de suelo. Adicionalmente, se consideran movimientos sísmicos impulsivos y otros registros de países próximos, como Chile.
- Análisis de la vulnerabilidad sísmica de los edificios seleccionados mediante análisis dinámico no lineal. La solicitación considerada es la obtenida en la etapa anterior.
- Comparación de los resultados del análisis estático no lineal (“*push-over*”) y del análisis dinámico no lineal correspondiente a los acelerogramas (registrados y artificiales) que se ajustan al espectro de proyecto de la norma peruana.
- Formulación de recomendaciones preliminares de proyecto que permitan mejorar el comportamiento sísmico de los edificios con muros delgados.
- Elaboración de las conclusiones de este trabajo.
- Proposición de líneas futuras de investigación en el contexto de las etapas siguientes, descritas previamente.

### 1.4 Contenido de este documento

El presente trabajo se ha desarrollado en ocho capítulos y dos anejos. A continuación se describe el contenido de cada una de estas partes.

En este capítulo se establece un marco introductorio, en el cual se describen los antecedentes, la motivación, los objetivos, la metodología y el contenido de este documento.

En el **Capítulo 2** se presenta una recopilación de la información sobre el estado actual del conocimiento. En primer lugar se resumen las metodologías de proyecto sismorresistente de estructuras, a continuación se describe el comportamiento sísmico del hormigón armado y finalmente se presentan las problemáticas de los edificios con muros de hormigón armado, distinguiendo entre los casos de muros “no delgados” y delgados.

En el **Capítulo 3** se describen los aspectos más relevantes de los siete edificios representativos considerados para el presente estudio. Se describe la documentación y el resto de información disponible sobre estos edificios, así como el trabajo desarrollado en campo para la determinación de la resistencia del hormigón y del período fundamental de vibración de algunos de los edificios. Se presenta el análisis sismorresistente según la normativa peruana de los edificios representativos. Se describen la modelación numérica del comportamiento estructural y los programas de análisis utilizados. Por último se presenta una comparación entre resultados numéricos utilizando este modelo y resultados experimentales.

En el **Capítulo 4** se presenta el procedimiento de análisis estático no lineal (“*Push-over*”) para la evaluación sísmica de estos edificios. Por otra parte, se describen otros análisis “*push-over*” considerando la interacción entre el suelo y la estructura. Por último, se describen refuerzos de las vigas de acoplamiento y se presentan análisis “*push-over*” de edificios con dichas vigas.

En el **Capítulo 5** se presenta la amenaza sísmica considerada en los análisis dinámicos que se describen en el siguiente capítulo. Inicialmente se introduce brevemente la sismicidad en Perú. Se presentan los espectros de respuesta propuestos por la normativa sísmica peruana, haciendo un especial énfasis en los diferentes tipos de suelo y cómo afectan éstos a las ordenadas espectrales. Se describen los acelerogramas considerados en los análisis, los cuales consisten en siete movimientos sísmicos, algunos históricos y otros artificiales, para cada tipo de suelo. También se presentan otros registros considerados en los análisis a efectos de proporcionar información suplementaria, éstos consisten en registros sísmicos impulsivos (con efectos de proximidad de falla), así como en algunos terremotos chilenos.

En el **Capítulo 6** trata sobre el análisis dinámico no lineal. Se presenta una descripción de este tipo de análisis y su aplicación para la evaluación sísmica de estos edificios. Se discuten los resultados obtenidos.

En el **Capítulo 7** se comparan los resultados del análisis estático no lineal (“*push-over*”) con los de los análisis dinámicos.

Finalmente el **Capítulo 8** presenta el resumen y las conclusiones de este trabajo. Así mismo se proponen recomendaciones preliminares de proyecto para edificios con muros delgados y se describen las investigaciones a desarrollar en la siguiente etapa de la investigación.

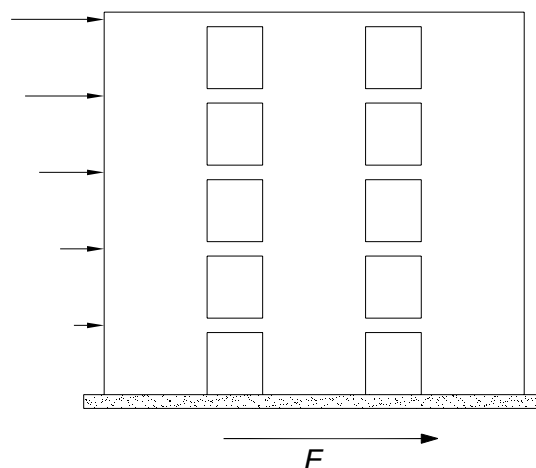
En la **Bibliografía** se presenta un listado de las referencias consultadas para la realización de este trabajo. En el **Anejo A** se describe la evolución histórica de la normativa sismorresistente en Perú. En el **Anejo B** se describe los períodos fundamentales de los edificios seleccionados. En el **Anejo C** se describe la actividad sísmica histórica en Perú. En el **Anejo E** se listan las publicaciones generadas durante esta investigación.

## 2. Estado actual del conocimiento

### 2.1 Metodologías de proyecto sismorresistente

En este apartado se presenta una breve introducción y una sucinta reseña histórica de las estrategias de proyecto sismorresistente de estructuras. Aunque este estudio tiene ámbito general, se aplica especialmente a edificios sometidos a movimientos sísmicos horizontales. Las formulaciones para otras situaciones (por ejemplo, acciones verticales o para otro tipo de estructuras distintas de las de edificación) son básicamente equivalentes.

Los primeros métodos de cálculo sísmico aparecen sobre el año 1923 en Japón (después del terremoto de Kanto [Ohashi, 1993]) y pueden ser englobados dentro del paquete de los denominados *Métodos de Cálculo Sísmico Basados en la Resistencia*. Básicamente estos procedimientos pretendían proporcionar capacidad sismorresistente al edificio dotándolo de resistencia lateral (horizontal), ya que se entendía que si la estructura del edificio tenía suficiente resistencia lateral éste sería capaz de sobrevivir al terremoto de proyecto. Esta resistencia se garantizaba dimensionando a la estructura para que fuese capaz de soportar fuerzas horizontales aplicadas al nivel de cada planta y en cada dirección principal del edificio (habitualmente, dos direcciones ortogonales). La Figura 2.1 ilustra este concepto.



**Figura 2.1** Fuerzas laterales equivalentes a la acción sísmica

En la Figura 2.1,  $F$  representa la suma de las fuerzas que actúan a nivel de cada planta, es decir, la fuerza horizontal de interacción entre el terreno y el edificio; en algunos países de habla hispana,  $F$  se conoce como *cortante basal* (en la base). Evidentemente, el valor de  $F$  cuantifica la severidad del efecto del terremoto sobre el edificio.

En los primeros métodos sísmicos las fuerzas horizontales representadas en la Figura 2.1 se obtenían multiplicando el peso de cada planta del edificio por un coeficiente constante. Este

cociente entre las fuerzas horizontales y verticales se denominó *coeficiente sísmico* y en el primer *Código Sísmico Japonés* del año 1923 [Ohashi, 1993] se le asignó el valor de 0,1. Este valor fue aumentando progresivamente a medida que se iba viendo que estructuras proyectadas con este valor de resistencia lateral colapsaban cuando llegaba un terremoto más fuerte que el esperado. Este coeficiente llegó a tener valores de 0,10; 0,15 y 0,20 hasta que, gracias al desarrollo de los ordenadores y a poder contar cada vez con más experiencia en estudios de fallos provocados por terremotos, se fue viendo que estructuras que habían sido proyectadas con una determinada resistencia lateral, al llegar un terremoto de mayor magnitud sufrían daños pero no llegaban a colapsar. Ello sugirió que la resistencia no era el objetivo primordial y se empezó a dar más importancia a la ductilidad, entendida como la capacidad de la estructura de resistir después de haberse iniciado los daños. La ductilidad de una determinada construcción se puede estimar a partir de observaciones de daños producidos por terremotos históricos o mediante simulación numérica a través de múltiples cálculos dinámicos. Las normas empezaron a introducir el concepto de la ductilidad cuantificando a ésta mediante un *coeficiente de reducción de respuesta* (o coeficiente de comportamiento por ductilidad), que minoraba la resistencia lateral que era necesario proporcionar al edificio; así figura en la normativa americana de 1957 [Housner, 1990]. De esta manera este planteamiento ha llegado a las normativas actuales, implementadas hoy en día en todo el mundo. En definitiva, las normas sísmicas de la mayor parte de países obligan a proporcionar al edificio una determinada resistencia lateral; ésta se obtiene del cociente entre la resistencia lateral que debería tener este edificio para que sometido al terremoto de proyecto se comportase en régimen elástico dividida por la resistencia necesaria para soportar el mismo terremoto sólo sin colapsar (aunque el edificio sufra daños). Este coeficiente de comportamiento por ductilidad, debe ser, evidentemente mayor o igual que la unidad. Este coeficiente se representa con diferentes símbolos en cada normativa, en el caso de España [NCSE-02, 2002] se llama  $\mu$ , en la normativa europea [EN-1998, 2005] se denomina  $q$ , en Estados Unidos [IBC, 2000] se conoce como  $R$ ; conviene subrayar que el significado es similar en todos los casos. En la normativa peruana [E.030, 2003] se denomina como en Estados Unidos ( $R$ ). Es destacable que, de hecho, este coeficiente no tiene en cuenta sólo el comportamiento dúctil de la estructura sino que también incluye la sobre-resistencia de ésta debida a las consideraciones conservadoras que se adoptan habitualmente (coeficientes de seguridad, entre otras) y al aumento de la resistencia que exhiben los materiales cuando se someten a acciones dinámicas (“strain rate effect”).

En cualquier caso se debe entender que en estos métodos se está caracterizando el efecto de fuerza que tiene el terremoto sobre la estructura en términos de resistencia lateral que hay que darle a la misma, en otras palabras se está representando el efecto dinámico del terremoto en términos de fuerzas estáticas equivalentes (Figura 2.1); su valor se determina para que generen en la estructura un desplazamiento lateral igual al valor máximo que ésta alcanzaría durante la duración del terremoto. Sin embargo, otra posible estrategia de proyecto sismorresistente consiste en representar la acción sísmica de otra forma mucho más directa: mediante los acelerogramas. En este caso, se deben efectuar análisis dinámicos para determinar la respuesta en el tiempo y seleccionar los valores máximos de ésta, los cuales representarán sus sollicitaciones de proyecto (es decir, las más desfavorables); esta formulación se suele conocer como *proyecto sismorresistente basado en cálculos dinámicos*. Esta estrategia parece conveniente y, aparentemente, muestra ser bastante capaz de simular el comportamiento sísmico real de las estructuras con gran exactitud y fiabilidad; no obstante, existen algunos inconvenientes que dificultan la utilización de este tipo de formulaciones: (1) la información que se posee acerca de los movimientos sísmicos que puede experimentar una determinada estructura durante su período de vida útil es limitada, lo cual limita severamente la exactitud del estudio, (2), por motivos económicos, las estructuras se proyectan para que se comporten de forma no lineal durante la actuación del sismo de proyecto (el sismo más severo esperable con una probabilidad razonable). El cálculo dinámico en régimen no lineal es mucho más complejo que el ya de por sí complejo cálculo dinámico en régimen lineal. Actualmente la forma más común de caracterizar el efecto dinámico de los terremotos es mediante fuerzas estáticas equivalentes (u otras magnitudes no dinámicas, es decir, que no forman parte de un cálculo

dinámico) obtenidas a partir de espectros elásticos de respuesta. En el siguiente apartado se explica cómo se determinan sus valores utilizando espectros de respuesta (u otras magnitudes que no son dinámicas, es decir, que no forman parte de un cálculo dinámico).

## 2.1.1 Proyecto sismorresistente basados en espectros

### 2.1.1.1 Espectros de respuesta

En términos generales, estos métodos se basan en calcular el valor de las fuerzas estáticas equivalentes (que caracterizan el efecto de la acción sísmica) en función del período fundamental de la estructura. Esta operación se efectúa a partir de *espectros de respuesta*, es decir, curvas que expresan en ordenada el cociente entre determinadas magnitudes (de interés para el proyecto sismorresistente) de la respuesta y sus correspondientes en la acción (movimiento sísmico del terreno) y en abscisa el período fundamental de la estructura. Hasta la fecha se han propuesto básicamente tres tipos de espectros: de *aceleración absoluta* (de la parte superior de la estructura), de *desplazamiento relativo* (entre la parte superior de la estructura y el terreno) y de *energía* (introducida por el sismo en la estructura). Estos tres tipos de espectros se describen en este subapartado; las aplicaciones de cada uno de ellos al proyecto sismorresistente se describe en los tres siguientes subapartados, respectivamente. Es destacable que cada uno de estos tres espectros cuantifica una magnitud significativa de la respuesta: el desplazamiento relativo es un indicador del nivel de daño aparente (es decir, no acumulado) sufrido por la estructura, la aceleración absoluta señala la percepción humana del movimiento y los daños a instalaciones (y elementos no estructurales en general) y la energía informa acerca del daño acumulado sufrido por los elementos estructurales.

Los espectros de energía se suelen expresar en términos de velocidad equivalente como la raíz cuadrada del cociente entre el doble de la energía y la masa.

Los espectros lineales expresan la relación entre los valores máximos de la respuesta de un sistema elástico de un grado de libertad sometido al terremoto de proyecto, y un parámetro que expresa el valor máximo de la excitación del suelo. La Figura 2.2 muestra un modelo elástico de un grado de libertad excitado por un movimiento horizontal  $z_g$  de su base.

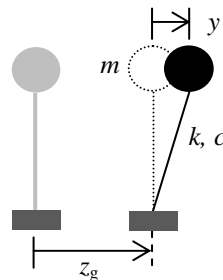


Figura 2.2 Sistema elástico de un grado de libertad

En la Figura 2.2,  $m$ ,  $c$  y  $k$  son los parámetros de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente;  $y$  es el desplazamiento relativo entre la masa y la base (grado de libertad) y  $z_g$  es el desplazamiento de la base.

La ecuación diferencial del movimiento del sistema descrito en la Figura 2.2 viene dada por

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{z}_g \quad (2.1)$$

Dividiendo ambos miembros por  $m$ , la relación (2.1) se expresa mediante

$$\ddot{y} + 2\zeta\omega_0\dot{y} + \omega_0^2 y = -\ddot{z}_g \quad (2.2)$$

En esta relación  $\omega_0$  es la frecuencia natural del sistema (sin amortiguamiento) y  $\zeta$  es el factor de amortiguamiento. Éstos parámetros vienen dados por

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \zeta = \frac{c}{2m\omega_0} \quad (2.3)$$

La frecuencia natural del sistema con amortiguamiento  $\omega_d$  se relaciona con  $\omega_0$  y con  $\zeta$  mediante la expresión

$$\omega_d = \omega_0 \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (2.4)$$

Es destacable que, a menos que el factor de amortiguamiento  $\zeta$  tome valores extraordinariamente elevados, los valores de  $\omega_0$  y de  $\omega_d$  son casi coincidentes.

Los espectros de aceleración, velocidad y desplazamiento se obtienen, para cada movimiento sísmico  $z_g(t)$  en función del período natural  $T$  ( $T = 2\pi/\omega_0$ ) y del factor de amortiguamiento de la estructura  $\zeta$  como los valores máximos del desplazamiento relativo  $y$ , de la velocidad relativa  $\dot{y}$  y de la aceleración absoluta  $\ddot{x}$  (en donde  $\ddot{x} = \ddot{y} + \ddot{z}_g$ ). Estas magnitudes se obtienen mediante las relaciones lineales siguientes [Clough, Penzien, 1993; Chopra, 2000; García Reyes, 1998]:

$$y(t) = -\frac{1}{m\omega_d} \int_0^t m \ddot{z}_g(\tau) \sin \omega_d(t - \tau) e^{-\zeta\omega_0(t-\tau)} d\tau \quad (2.5a)$$

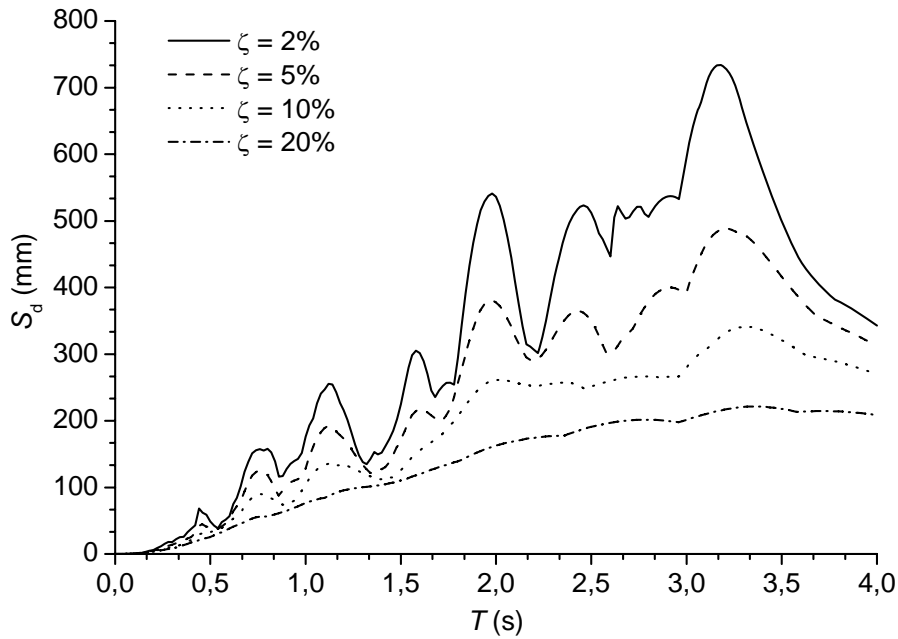


Figura 2.3 Espectros de respuesta de desplazamiento relativo

$$\dot{y}(t) = \int_0^t \ddot{z}_g(\tau) \cos \omega_d(t - \tau) e^{-\zeta\omega_0(t-\tau)} d\tau - \frac{\zeta\omega_0}{\omega_d} \int_0^t \ddot{z}_g(\tau) \sin \omega_d(t - \tau) e^{-\zeta\omega_0(t-\tau)} d\tau \quad (2.5b)$$

$$\ddot{x}(t) = \left( \frac{2\zeta^2 \omega_0^2}{\omega_d} - \frac{\omega_0^2}{\omega_d} \right) \int_0^t \ddot{z}_g \cos \omega_d(t - \tau) e^{-\zeta \omega_0(t-\tau)} d\tau - 2\zeta \omega_0 \int_0^t \ddot{z}_g(\tau) \cos \omega_d(t - \tau) e^{-\zeta \omega_0(t-\tau)} d\tau \quad (2.5c)$$

Las Figuras 2.3, 2.4 y 2.5 representan respectivamente, espectros de desplazamiento relativo, velocidad relativa y aceleración absoluta para el acelerograma registrado en la estación ICA2 (componente E-W) durante el terremoto de Pisco del 15 de agosto de 2007.

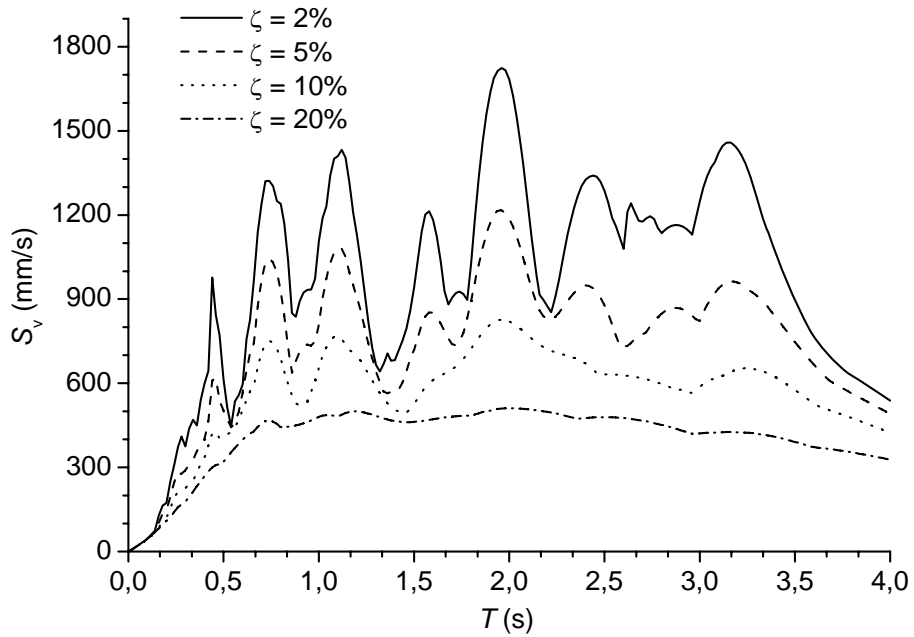


Figura 2.4 Espectros de respuesta de velocidad relativa

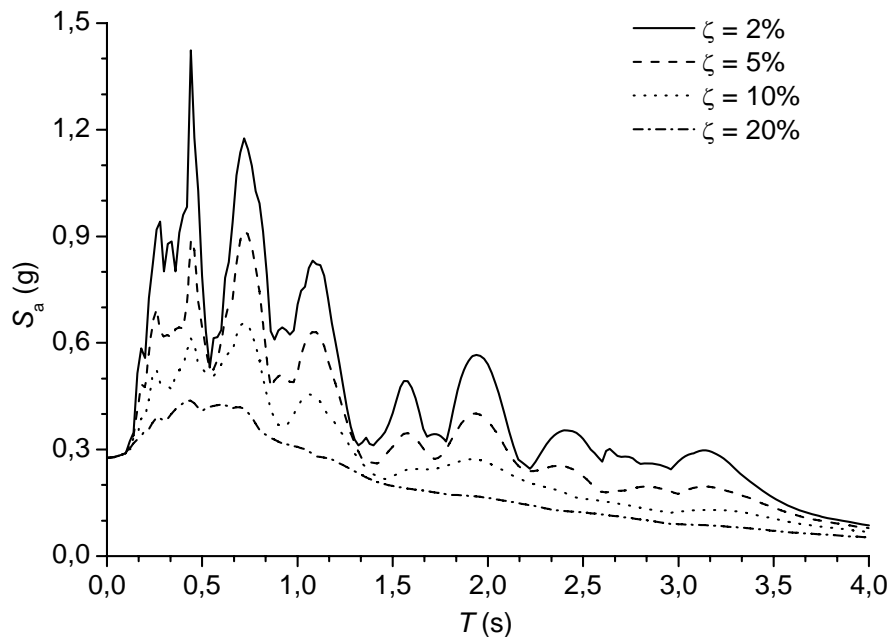


Figura 2.5 Espectros de respuesta de aceleración absoluta



Las Figuras 2.3, 2.4 y 2.5 muestran que las ordenadas espectrales decrecen a medida que aumenta el amortiguamiento de la estructura; ello muestra que el amortiguamiento tiene un efecto beneficioso, en el sentido que contribuye a reducir todas las magnitudes relevantes de la respuesta (desplazamiento relativo, velocidad relativa y aceleración absoluta). Por otra parte, el espectro correspondiente a amortiguamiento nulo presenta unos picos más acusados que los de los espectros para amortiguamientos no nulos; es decir, el amortiguamiento contribuye a suavizar los espectros, haciendo que sus ordenadas sufran variaciones menos bruscas para pequeñas modificaciones del período.

Se ha demostrado [Chopra, 2000] que para pequeños valores del amortiguamiento de la estructura y períodos no excesivamente largos (menores de 10 segundos aproximadamente), los espectros de velocidad se obtienen multiplicando los de aceleración por  $T / 2 \pi$  (en donde  $T$  es el período fundamental de la estructura) y que los espectros de desplazamiento se obtienen de la misma manera en función de los de velocidad:

$$S_v = S_a (T / 2 \pi) \quad S_d = S_v (T / 2 \pi) = S_a (T / 2 \pi)^2 \quad (2.6)$$

Esta relación entre los tres tipos de espectros permite un cambio cómodo entre éstos. Al llegar a este punto debe aclararse que, de hecho, para que se satisfagan estas relaciones es necesario modificar ligeramente los espectros de velocidad y de aceleración; por ello, éstos deben denominarse de una forma más correcta espectros de pseudo-velocidad relativa y de pseudo-aceleración absoluta [Clough, Penzien, 1993; Chopra, 2000; García Reyes, 1998]. En este trabajo se reemplazarán habitualmente dichas denominaciones por las (más simples) de espectros de velocidad y de aceleración.

Los espectros de las Figuras 2.3, 2.4 y 2.5 corresponden a un único movimiento sísmico; consecuentemente no son útiles para el proyecto sismorresistente de una determinada estructura ya que no sería razonable proyectar a ésta para que soporte únicamente dicho terremoto. De hecho, deberían considerarse distintos acelerogramas y tomar la envolvente de los espectros para cada uno de ellos. Las distintas normativas de proyecto sismorresistente proponen espectros cuya forma recuerda a las de las Figuras 2.3, 2.4 y 2.5; aunque ésta está significativamente más suavizada. Como ejemplo puede señalarse el espectro de la norma española [NCSE-02, 2002] representado en la Figura 2.6.

### 2.1.1.2 Espectros de respuesta de aceleración absoluta

Tal como se ha comentado en el subapartado anterior, los espectros de aceleración absoluta son curvas que representan, en ordenada, el cociente entre la aceleración absoluta de la planta superior y la aceleración del terreno; en abscisa, se representa el período natural del edificio. Los espectros de proyecto son envolventes (suavizadas) de los espectros obtenidos de un número importante de registros individuales.

La Figura 2.6 muestra (a título de ejemplo) el espectro de proyecto de la normativa española [NCSE-02, 2002].

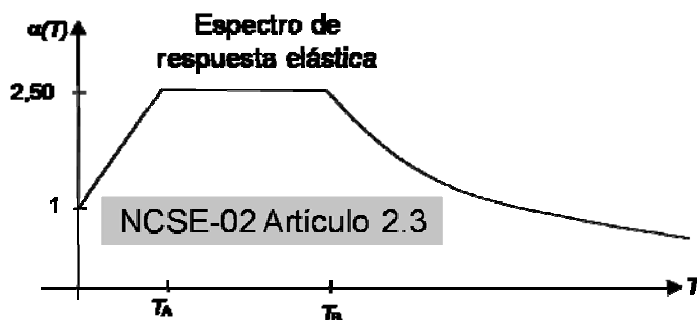


Figura 2.6 Espectro de proyecto de aceleración [NCSE-02, 2002]

El espectro representado en la Figura 2.6 consta únicamente de tres tramos: uno creciente linealmente (con exponente 1, pues), otro constante (con exponente 0, pues) y otro decreciente hiperbólicamente (con exponente  $-1$ , pues). Los valores de los períodos  $T_A$  y  $T_B$  dependen de las características del terreno, siendo mayores a medida que éste posee menor rigidez; en algunos códigos, la ordenada espectral (altura del espectro) también crece a medida que lo hace la flexibilidad del terreno. La interpretación de cada uno de estos tramos en términos del efecto del sismo sobre la estructura es bastante clara: (1) en el tramo de períodos cortos las estructuras son muy rígidas (habitualmente, de poca altura) y tienden a comportarse como el terreno circundante pero su movimiento se amplifica a medida que su rigidez disminuye, (2) en el tramo de períodos intermedios el movimiento del terreno alcanza su mayor amplificación y (3) en el tramo de períodos largos las estructuras son suficientemente flexibles como para que su rigidez no sea capaz de vencer las elevadas fuerzas de inercia generadas y, a medida que crece su flexibilidad, la aceleración absoluta de su planta superior, se reduce. Esta interpretación permite comprender la influencia de la rigidez del terreno en los valores de los períodos  $T_A$  y  $T_B$ : para terrenos más blandos el rango de edificios cuyo movimiento se amplifica se extiende hacia el campo de los edificios de mayor altura (menor rigidez).

Este espectro se presenta en forma adimensional (es decir, sus ordenadas son adimensionales) por lo que muestra de una forma clara su interpretación como el factor que multiplicado por el peso del edificio  $W$ , por el *coeficiente de suelo*  $S$ , por el *factor de importancia*  $\rho$  y por la *aceleración máxima del terreno*  $a_{m\acute{a}x}$  proporciona las fuerzas estáticas equivalentes a la acción sísmica:

$$F = S_a(T_1) W S \rho a_{m\acute{a}x} / R \quad (2.7)$$

En esta relación  $W$  es el peso del edificio; evidentemente éste depende del porcentaje de carga variable que se encuentre presente cuando actúe el sismo de proyecto, cada normativa cuantifica dicho porcentaje.  $S$  es el coeficiente de suelo; para terrenos duros (roca y suelo duro) suele valer la unidad y toma valores mayores para suelos de menor rigidez (raramente alcanza valores superiores a 1,50, excepto en suelos deficientes).  $\rho$  es un coeficiente que cuantifica la gravedad de las consecuencias del colapso del edificio; en edificios de importancia normal (por ejemplo, en viviendas) es  $\rho = 1$  y en construcciones de mayor relevancia es  $\rho > 1$ . La aceleración  $a_{m\acute{a}x}$  está expresada en “g” (es decir, como múltiplo de la aceleración de la gravedad), lo cual equivale a que, de hecho, sea una magnitud adimensional. Los valores de  $a_{m\acute{a}x}$  son especificados por las normativas sismorresistentes de cada país; habitualmente su superficie se divide en distintas zonas sísmicas, en cada una de las cuales se considera un determinado valor de  $a_{m\acute{a}x}$ . En el caso de la normativa sismorresistente española, se indica el valor de  $a_{m\acute{a}x}$  para cada municipio; los valores oscilan entre 0,04 g (mínimo valor considerado) y 0,25 g (para algunos municipios de la provincia de Granada). La normativa española cuantifica  $a_{m\acute{a}x}$  como la aceleración sísmica esperable en suelo duro (pero no en roca) para un sismo de período de retorno de 500 años. Es destacable que este criterio no coincide con los considerados en la mayor parte de países ya que habitualmente se considera la aceleración sísmica esperable en roca para un período de retorno de 475 años. Por último, el coeficiente de reducción de respuesta  $R$  (coeficiente de comportamiento por ductilidad) representa, tal como se ha comentado previamente, la capacidad de deformación plástica de la estructura después de que ésta se empiece a dañar; en otras palabras, representa el margen de seguridad de la estructura después del inicio de la plastificación. Las normativas presentan criterios, de carácter más o menos empírico, para estimar los valores de  $\mu$ ; éstos dependen básicamente del tipo de estructura y de la calidad de los detalles constructivos, especialmente de los nudos (uniones entre barras). En la normativa española este coeficiente mediante  $\mu$  y se consideran cuatro situaciones:  $\mu = 1$  (sin ductilidad),  $\mu = 2$  (ductilidad baja),  $\mu = 3$  (ductilidad alta) y  $\mu = 4$  (ductilidad muy alta); en otros códigos es frecuente considerar valores más elevados de este coeficiente.

En edificios de varias plantas,  $F$  representa la suma de las fuerzas que actúan a nivel de cada planta, es decir, la fuerza horizontal de interacción entre el terreno y el edificio (Figura 2.1).

Esta fuerza debe distribuirse entre las distintas plantas proporcionalmente a su masa y a la amplitud del vector modal del primer modo natural de oscilación del edificio. Las fuerzas que actúan al nivel de cada planta representan, equivalentemente, la acción sísmica que permite cuantificar la resistencia lateral que debe proporcionarse al edificio.

En sistemas de un grado de libertad (típicamente, edificios de una planta), la interpretación de la abscisa del espectro es muy clara, ya que representa el período natural del sistema. En estructuras reales (de mayor complejidad, pues), deben considerarse modelos de varios grados de libertad (típicamente, edificios de varias plantas). En este caso, la aplicación del método basado en espectros suele hacerse en coordenadas modales; en cada modo  $i$  se considera su período natural  $T_i$ . Hay que descomponer la estructura en diferentes modos de vibración, calcular la respuesta máxima para cada uno y finalmente combinarlas aplicando una determinada regla empírica (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados [NCSE-02, 2002], combinación cuadrática completa [NCSE-02, 2002] u otras). Para cada modo se tiene una situación similar a la descrita en la Figura 2.1; la principal diferencia es que la fuerza de interacción  $F$  se debe distribuir entre las distintas plantas proporcionalmente a su masa y a la amplitud del vector modal del modo natural de oscilación del edificio que se esté considerando. Habitualmente, el procedimiento para combinar las fuerzas de cada modo se establece en términos de las fuerzas cortantes de planta, es decir, la suma de las fuerzas cortantes en los pilares y muros de cada planta. En las normativas se suele especificar el número  $r$  de modos a incluir en el cálculo; en general se proporcionan dos tipos de criterios: empíricos y basados en la distribución de las masas modales equivalentes de cada modo [Clough, Penzien, 1993; Chopra, 2000; García Reyes, 1998]. Los criterios empíricos suelen vincular el valor de  $r$  con el período fundamental del edificio y con su simetría en planta; en general  $r$  oscila entre 1 (para edificios simétricos de altura reducida a mediana) y 4 (para edificios asimétricos de altura elevada). Los criterios basados en las masas modales equivalentes de cada modo suelen recomendar un valor de  $r$  tal que la suma de las masas modales equivalentes de los modos incorporados alcancen, como mínimo, un 90% de la masa total del edificio; en algunos casos [EN-1998, 2005] se indica además que deben incluirse todos los modos cuya masa modal equivalente supere el 5% de la masa total del edificio.

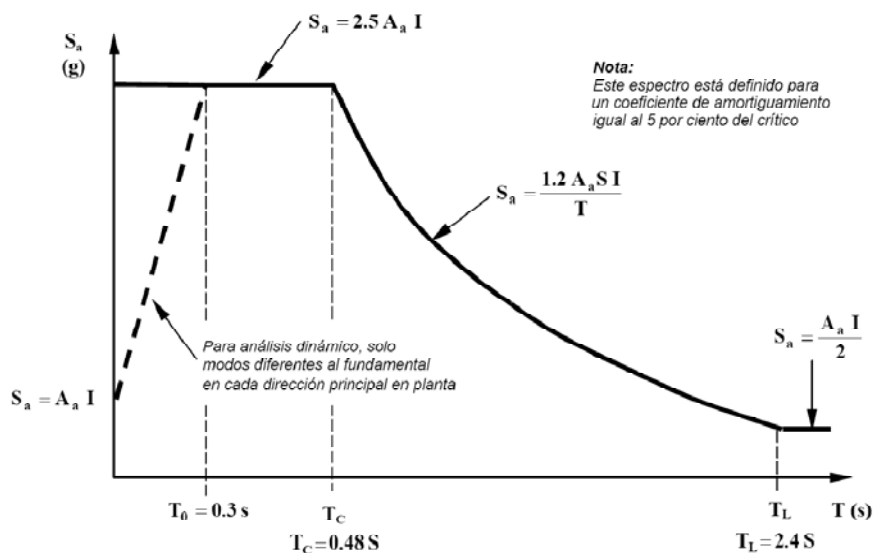


Figura 2.7 Espectro de proyecto de aceleración [NSR-98, 1998]

Conviene subrayar que la ecuación (2.7) representa el criterio propugnado, con pequeñas modificaciones, por la práctica totalidad de normativas sismorresistentes vigentes.

La Figura 2.7 muestra otro ejemplo de espectro de proyecto de aceleración, obtenido de la normativa colombiana [NSR-98, 1998]. La Figura 2.7 muestra, de forma similar a la Figura 2.6,

una configuración típica de espectro de aceleración absoluta; éste se divide en cuatro tramos: (1) períodos cortos ( $T < T_0$ ) el espectro presenta una rama linealmente creciente, (2) períodos intermedios ( $T_0 < T < T_C$ ) el espectro presenta una rama horizontal (conocida habitualmente como meseta), (3) períodos largos ( $T_C < T < T_L$ ) el espectro decrece de forma usualmente hiperbólica (es decir, con exponente - 1) y (4) períodos muy largos ( $T_L < T$ ) en que el espectro presenta de nuevo una rama horizontal aunque de menor altura que la meseta. De forma similar a lo que sucede en la Figura 2.6 con los períodos  $T_A$  y  $T_B$ , los valores de los períodos  $T_0$ ,  $T_C$  y  $T_L$  dependen de las características del terreno, siendo mayores a medida que éste posee menor rigidez. En el tramo de períodos muy largos se interrumpe la reducción de la ordenada espectral para no minimizar en exceso el efecto sobre edificios de gran altura.

Es destacable que en algunos casos [EN-1998, 2005] en la zona de períodos muy largos, en vez de estabilizarse la altura del espectro, se produce un decrecimiento más acusado de la ordenada espectral. Esta circunstancia se muestra en la Figura 2.8. En las dos ramas decrecientes de la Figura 2.8 (entre los períodos  $T_C$  y  $T_D$  y más allá del período  $T_D$ ) los exponentes suelen tomar valores próximos a - 1 (la rama entre los períodos  $T_C$  y  $T_D$  es hiperbólica, pues) y a - 2, respectivamente. Cuando se consideran coeficientes de comportamiento por ductilidad superiores a la unidad, la normativa europea [EN-1998, 2005] considera los exponentes  $k_{d1} = 2 / 3$  y  $k_{d2} = 5 / 3$ .

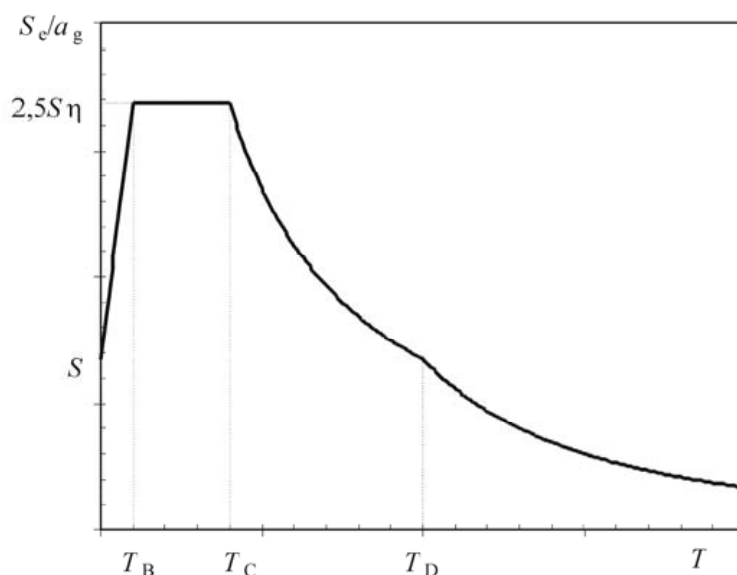
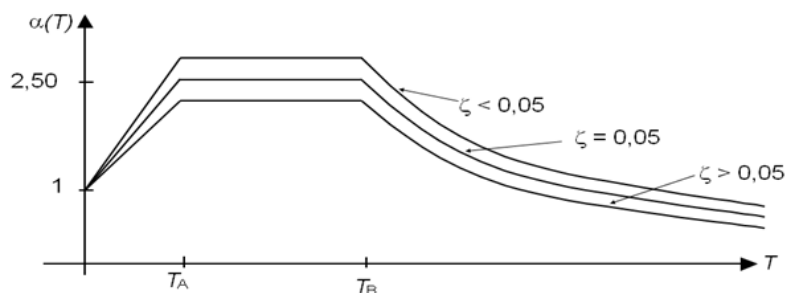


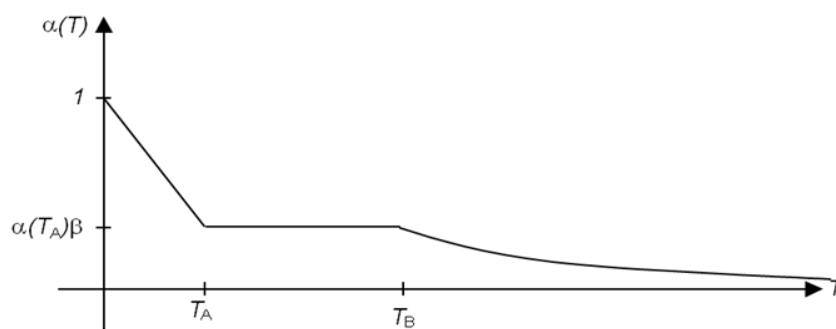
Figura 2.8 Espectro de proyecto de aceleración [EN-1998, 2005]

También es destacable que las ordenadas espectrales crecen a medida que se reduce el amortiguamiento de la estructura; ello es coherente con lo que indican las Figuras 2.3, 2.4 y 2.5 y con la interpretación del amortiguamiento como factor que reduce la respuesta de la estructura. Los espectros incluidos en los códigos de proyecto sismorresistente, corresponden habitualmente a factores de amortiguamiento del 5%, ya que este nivel de amortiguamiento corresponde a la mayor parte de estructuras de edificación. Las normativas suelen incorporar coeficientes de corrección para otros niveles de amortiguamiento; por ejemplo la normativa española incluye un coeficiente  $v$  dado por  $v = (5 / \Omega)^{0,4}$  en donde  $\Omega$  es el factor de amortiguamiento expresado en tanto por ciento y la normativa europea [EN-1998, 2005] incluye una expresión similar dada por  $\eta = [7 / (2 + \xi)]^{0,5}$  en donde  $\xi$  es el factor de amortiguamiento expresado en tanto por ciento. Por ejemplo, para un factor de amortiguamiento del 4%, la normativa española propone un coeficiente  $v = (5 / 4)^{0,4} = 1,09$  y la normativa europea propone un coeficiente  $\eta = [7 / (2 + 4)]^{0,5} = 1,08$ ; para un factor de amortiguamiento del 6%, es  $v = (5 / 6)^{0,4} = 0,93$  y  $\eta = [7 / (2 + 6)]^{0,5} = 0,935$ . Es destacable, ya que el amortiguamiento ejerce una acción beneficiosa de reducción de la respuesta estructural, que la adopción de factores de amortiguamiento superiores a 0,05 debe estar convenientemente justificada.



**Figura 2.9** Espectros de proyecto de aceleración para distintos valores del amortiguamiento

Habitualmente la corrección de los espectros de proyecto se efectúa multiplicándolos por el correspondiente coeficiente ( $\nu$  o  $\eta$  en los ejemplos anteriores) pero manteniendo el valor inicial en  $S_a = 1$  para  $T = 0$  (lo cual es coherente con lo que indica la Figura 2.5). La Figura 2.9 representa el espectro de la Figura 2.6 corregido para valores del amortiguamiento superiores e inferiores al 5%.



**Figura 2.10** Espectro no lineal de proyecto de aceleración [NCSE-02, 2002]

Las normas incluyen la ductilidad, permitiendo una reducción de la fuerza  $F$  al dividirla por el coeficiente de comportamiento por ductilidad (coeficiente de reducción de respuesta). En algunos casos esta operación se efectúa fuera del espectro, tal como indica la ecuación (2.7), pero frecuentemente se incorpora al espectro dividiendo sus ordenadas por el citado coeficiente. De esta forma se tienen dos tipos de espectros, aquellos en que las ordenadas no han sido divididas por ningún coeficiente y aquellos en que éstas se han dividido por el coeficiente de comportamiento por ductilidad. Los primeros se denominan *espectros lineales* (o elásticos) y los segundos *espectros no lineales*. Obviamente, los espectros representados en las Figuras 2.3, 2.4, 2.5, 2.6, 2.7, 2.8 y 2.9 son lineales; la Figura 2.10 muestra un espectro no lineal obtenido básicamente dividiendo el espectro del Eurocódigo 8 contenido en la Figura 2.8 por el coeficiente de comportamiento por ductilidad  $q$ .

Es destacable que, ya que la ordenada espectral en la meseta es habitualmente igual a 2,5, si el coeficiente de comportamiento por ductilidad es superior a dicho valor, la rama inicial es decreciente en vez de ser creciente (como en los espectros lineales); esta circunstancia se pone de manifiesto en el espectro de la Figura 2.10.

Es preciso recalcar que, mediante espectros de respuesta de aceleración absoluta (como los representados en las Figuras 2.6 a 2.10) se caracteriza el efecto dinámico de una familia de terremotos en términos de fuerzas. Ello conlleva varios inconvenientes, el primero de ellos (y quizá uno de los más importantes) es que la cuantificación de la severidad de un movimiento sísmico en términos de la fuerza  $F$  sólo tiene sentido mientras la estructura se mantenga en régimen elástico, ya que cuanto más severo sea el terremoto, mayor será la fuerza de aceleración de respuesta de la estructura y mayor será la fuerza que aparece en ésta, por lo tanto mayor será

la resistencia que se le debe proporcionar para que sobreviva. Sin embargo, cuando la estructura inicia la plastificación y penetra en el régimen elasto-plástico, la fuerza lateral  $F$  se mantiene básicamente constante, e igualmente la fuerza máxima que aparece en la estructura se mantiene constante y, por tanto, la fuerza deja de ser un parámetro válido para caracterizar el efecto dinámico del terremoto. Por ejemplo, aunque un terremoto sea varias veces mayor que otro, ambos producirán aproximadamente la misma fuerza lateral en la estructura si ésta se plastifica para ambos. Cuanto más severo sea el terremoto, la estructura se plastificará más y, por ende, los desplazamientos máximos que imponga serán mayores y no podrán ser controlados caracterizando el terremoto en términos de fuerzas. Dicho en otros términos, existe una correlación más directa entre daño y desplazamiento que entre daño y fuerza; en el siguiente subapartado se describen los espectros de desplazamiento relativo estudiando cómo se puede sacar partido a dicha ventaja.

### 2.1.1.3 Espectros de respuesta de desplazamiento relativo

Esta metodología de proyecto está basada en desplazamientos y se conoce como “Displacement Based Design” en lengua inglesa; consiste en caracterizar el efecto dinámico de la acción sísmica mediante espectros de desplazamiento relativo. Tal como se ha comentado previamente, éstos consisten en representaciones del desplazamiento relativo máximo de la parte superior del edificio (en ordenadas) en función del período fundamental de la estructura. La ecuación (2.6) indica que estos diagramas pueden ser obtenidos a partir de los espectros de aceleración absoluta multiplicándolos por  $(T / 2 \pi)^2$ . La Figura 2.11 muestra un ejemplo de espectros de proyecto de desplazamiento, obtenido de la referencia [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007] y correspondiente al espectro de aceleración de la normativa europea [CEN, 2005]. El eje horizontal contiene el período fundamental de la estructura (o el período natural del modo que se esté considerando) y el eje vertical contiene el desplazamiento relativo entre la planta superior del edificio y su base. Estos espectros responden a la envolvente de los valores máximos de la expresión (2.5a) para los distintos acelerogramas esperados en el lugar; en otras palabras, son las envolventes de espectros individuales como los representados en la Figura 2.3. La comparación con la Figura 2.8 confirma que estos espectros pueden ser obtenidos multiplicando los de aceleración por  $(T / 2 \pi)^2$ . La relación (2.5a) muestra que los espectros de desplazamiento dependen del amortiguamiento, tal como lo hacen los de aceleración (descritos en el subapartado anterior); los espectros representados en la Figura 2.11 corresponden a factores de amortiguamiento entre el 5% y el 30%.

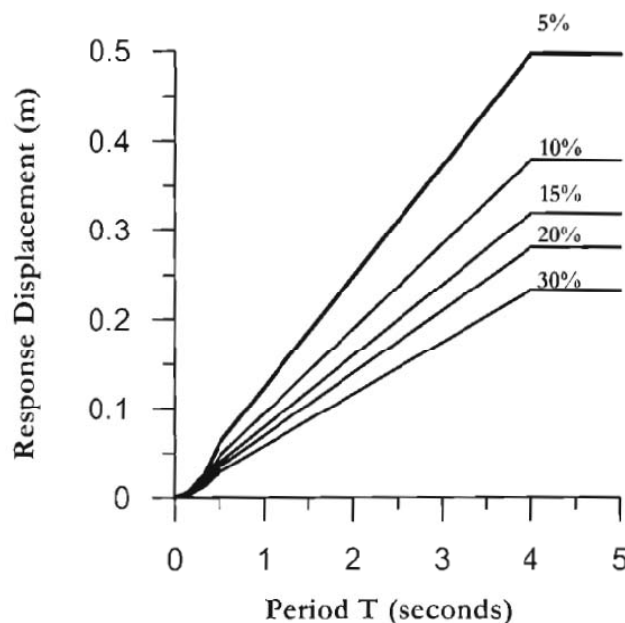


Figura 2.11 Espectro de proyecto de desplazamiento [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007]

Esta estrategia (basada en desplazamientos) constituye un avance respecto a los métodos basados en fuerzas, ya que más allá del régimen lineal es más razonable cuantificarlo como un movimiento impuesto que como una fuerza equivalente. El caracterizar el efecto de la acción sísmica mediante fuerzas es adecuado mientras la estructura se mantenga elástica pero deja de serlo en cuanto plastifica ya que en la zona no lineal la resistencia de la estructura se mantiene aproximadamente constante (antes de degradarse) mientras que el desplazamiento crece.

Mientras el comportamiento de la estructura se mantenga en el rango lineal (es decir, ésta no sufra ningún daño) la fuerza representa un índice del daño bastante fiable, pero una vez que la estructura se plastifica, ésta pierde rápidamente rigidez y los desplazamientos aumentan de forma notablemente más rápida que las fuerzas, por lo que una pequeña variación de éstas puede generar un cambio importante de los desplazamientos y, por tanto, del daño estructural. La clara correlación existente entre los desplazamientos y el daño, hace que frecuentemente se identifique el denominado “Performance Based Design” (descrito en el subapartado 2.1.2) con el “Displacement Based Design” [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007].

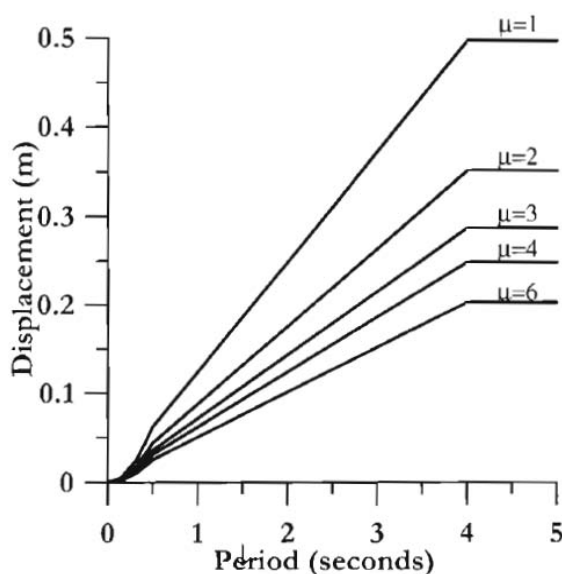


Figura 2.12 Espectro de proyecto de desplazamiento para distintos niveles de ductilidad [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007]

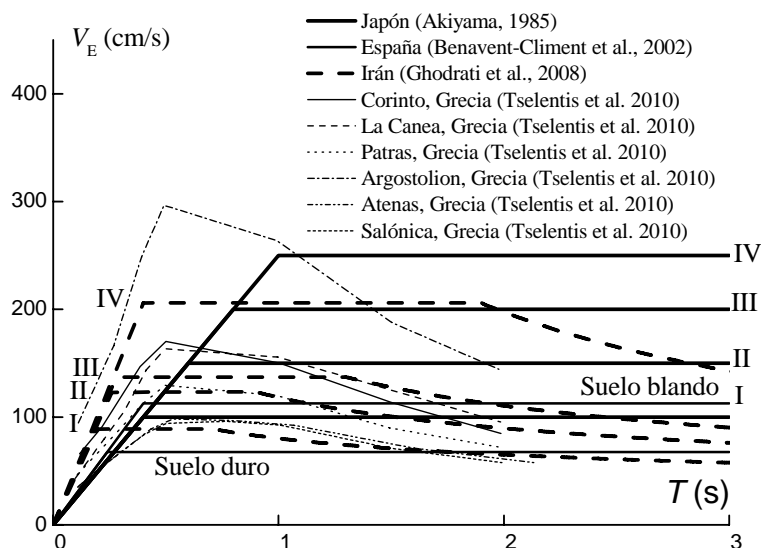
El comportamiento no lineal de estructuras se puede representar en términos de un coeficiente equivalente de amortiguamiento viscoso. Otra alternativa es, de forma similar a como se hace en los métodos de proyecto sismorresistente basados en fuerzas, considerar el coeficiente de ductilidad. La Figura 2.12 representa espectros de desplazamiento para distintos valores del coeficiente de ductilidad de desplazamiento  $\mu$  (cociente entre el desplazamiento máximo  $d_{\text{máx}}$  y el desplazamiento de plastificación  $d_y$ :  $\mu = d_{\text{máx}} / d_y$ ). Es destacable que la influencia de  $\mu$  no es lineal; en la referencia [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007] se indican procedimientos para cuantificarla.

#### 2.1.1.4 Espectros de respuesta de energía

Esta formulación, consiste básicamente en caracterizar el efecto dinámico de la acción sísmica mediante espectros de energía; éstos consisten en representaciones de la energía introducida en la estructura ( $E_I$ ) por el terremoto (en ordenadas) en función del período fundamental de la estructura (en abscisas). Habitualmente la energía se expresa en velocidad equivalente ( $V_E$ ) mediante la relación

$$V_E = \sqrt{2E_1/m} \quad (2.8)$$

En esta expresión  $m$  es la masa de la estructura. La Figura 2.13 muestra un ejemplo de espectros de energía en términos de velocidad equivalente.



**Figura 2.13** Ejemplos de espectros de proyecto de energía (en términos de velocidad) propuestos para Japón, Grecia, España e Irán

La mayor parte de los espectros representados en la Figura 2.13 son bilineales con una rama inicial que parte del origen y otra rama horizontal; en algunos de ellos se observan ramas decrecientes para períodos largos. La comparación de los espectros bilineales representados en la Figura 2.13 con el espectro de aceleración de la Figura 2.6 confirma que estos espectros (de velocidad) pueden ser obtenidos multiplicando los de aceleración por  $T / 2 \pi$ , tal como indican las ecuaciones (2.6); en este caso el período  $T_B$  de la Figura 2.6 corresponde a la intersección entre ambas ramas. De hecho, la rama creciente entre  $T = 0$  y  $T = T_A$  corresponde en el espectro de velocidad a un segmento parabólico, pero en la práctica éste se asemeja a un tramo recto, con lo que los espectros de energía en términos de velocidad suelen tener una rama linealmente creciente en el rango de períodos entre 0 y  $T_B$ . Por otra parte, la comparación de los espectros con ramas decrecientes representados en la Figura 2.13 con el espectro de aceleración la Figura 2.8 muestra que estas ramas corresponden a los períodos superiores a  $T_D$  en la Figura 2.8. La Figura 2.13 ilustra los niveles de energía en función de velocidad equivalente (ecuación (2.8)) para distintos tipos de terreno: el tipo I corresponde a roca dura o conglomerados muy duros –es decir, velocidad de transmisión de ondas de cizalla  $V_s$  superior a 750 m/s–; el tipo II corresponde a conglomerados duros, arena compacta y grava con  $375 \leq V_s < 750$  m/s; el tipo III corresponde a suelos intermedios como arenas semi-compactas y gravas con  $175 \leq V_s < 375$  m/s; y el tipo IV corresponde a suelos blandos con  $V_s < 175$  m/s. Para caracterizar los suelos blandos (con  $V_s < 175$  m/s) deben llevarse a cabo estudios especiales ya que hay importantes diferencias entre los distintos tipos existentes.

Los métodos basados en espectros de energía son la base para el desarrollo de este trabajo. El terremoto no se caracteriza en términos de fuerzas (como hacen los métodos basados en espectros de aceleración) ni en términos de desplazamientos (como hacen los métodos basados en espectros de desplazamientos) sino en términos del producto de ambas magnitudes (fuerza por desplazamiento), es decir, en términos de energía.

Las principales ventajas de los métodos basados en espectros de energía son las siguientes:



- El hecho de poder cuantificar la cantidad de energía que el sismo de proyecto introduce en la estructura aporta una notable claridad conceptual y permite representar el efecto de fuerza del sismo mediante una simple magnitud escalar.
- Es posible definir desde la etapa de proyecto la forma en que se desea que la estructura disipe esa energía:
  - deformándose plásticamente,
  - almacenándola de forma momentánea (mientras dura la acción del terremoto) en forma de energía de vibración elástica y permitiendo después que se disipe mediante el amortiguamiento natural de la estructura o,
  - mediante una combinación de las anteriores.
- Se puede cuantificar el daño en la estructura después del terremoto, por medio de la energía de deformación plástica acumulada.

Los métodos basados en el balance energético (también llamados métodos basados en el balance de energía de Housner-Akiyama) tienen sus orígenes en los trabajos realizados por George Housner [Housner, 1956], Tanahashi [Tanahashi, 1956], Berg y Thomaidis [Berg, Thomaidis, 1960], Kato y Akiyama [Kato, Akiyama, 1975], Housner y Jennings [Housner, Jennings, 1977], [Housner, 1956], Uang y Bertero [Uang, Bertero, 1988; Uang, Bertero, 1990], McCabe y Hall [McCabe, Hall 1989], Fajfar et al. [Fajfar et al., 1992], Zhu y Tsu [Zhu, Tsu, 1992], Bruneau y Wang [Bruneau, Wang, 1996], Chapman [Chapman, 1999] y Chou y Uang [Chou, Uang, 2000], entre otros. Housner falleció en 2008, habiendo sido uno de los investigadores más prolíficos y acertados en ingeniería sísmica, especialmente de los métodos energéticos. Sin embargo, inicialmente no se le atribuyó su desarrollo durante la segunda mitad del siglo XX debido a que los investigadores Veletsos y Newmark [Veletsos, Newmark, 1960], proponen una interpretación similar al comparar las fuerzas de los sistemas elásticos y elasto-plásticos en términos de energía. Durante años, equivocadamente se interpretó que el concepto de energía que manejaban Veletsos y Newmark, tuvo continuidad con los trabajos de Housner. Sin embargo, Veletsos y Newmark no se interesan por calcular la energía que un terremoto introduce en la estructura, sino que sólo utilizan la energía desde un punto de vista sismológico para poder hacer una comparación sencilla entre la respuesta de un sistema elástico y de un sistema elasto-plástico.

Una de las mayores aportaciones a esta metodología se debe al profesor Hiroshi Akiyama, cuyas investigaciones constituyen una parte muy importante de su marco teórico actual. Akiyama [Akiyama, 1985] demostró que la cantidad de energía introducida por un determinado terremoto en una estructura es una magnitud altamente estable con respecto a la resistencia, la distribución de rigideces y de masas, el nivel de amortiguamiento y el comportamiento histerético de los elementos estructurales, dependiendo sólo del período fundamental de vibración de la estructura,  $T$ , y de su masa,  $m$ . Esta conclusión también ha sido verificada experimentalmente mediante ensayos dinámicos en simuladores de terremotos [Uang, Bertero, 1990]. Por otra parte, la dependencia de la energía respecto de la masa es proporcional, en consecuencia, la energía expresada en velocidad equivalente ( $V_E$ ) es independiente de la masa, tal como expresa la relación (2.8). Estas circunstancias proporcionan una relevante ventaja a la hora de interpretar el efecto del terremoto sobre la estructura en términos de energía en vez de fuerzas; esta ventaja radica en que el problema de evaluar la fuerza sísmica inducida por el terremoto y el problema de estimar la resistencia de la estructura (entendido el término de resistencia en sentido amplio) pueden desacoplarse, es decir, pueden tratarse separadamente.

No obstante, debe señalarse que la independencia entre la energía  $E_I$  y las propiedades de resistencia, rigidez, amortiguamiento y comportamiento histerético de la estructura posee algunas excepciones; entre éstas se encuentran los movimientos casi-armónicos, es decir con un contenido estrecho de frecuencias. Por ejemplo, la energía introducida por un movimiento armónico en un sistema no amortiguado puede alcanzar valores infinitos si la frecuencia de la excitación coincide con la de la estructura (en ese caso se produce resonancia si la duración de la excitación es suficiente); en consecuencia, depende fuertemente del amortiguamiento de ésta.

En resumen, en movimientos de banda estrecha (propios de suelos blandos) la energía  $E_I$  introducida por el sismo depende fuertemente de las propiedades de la estructura. Ésta es una limitación de los métodos de proyectos sismorresistente basados en espectros de energía.

En la metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético, el efecto de fuerza del terremoto sobre la estructura se expresa en términos de energía introducida por el sismo, en adelante energía  $E_I$ , y la resistencia de la estructura se mide por su capacidad límite última de disipación-absorción de energía  $W_u$ . La condición para que la estructura sobreviva al terremoto se puede escribir como sigue:

$$W_u > E_I \quad (2.9)$$

Esta relación constituye el criterio básico de balance de energía para la verificación de la idoneidad de la estructura para soportar el sismo de proyecto con un determinado nivel de daño en ésta. No obstante, debe destacarse que de hecho, no es cierto que una determinada estructura posea un único valor de capacidad de disipación de energía; de hecho, ésta depende del tipo de excitación [Benavent-Climent, 2007; Chai, 1995; Chai, 2004; Erberik, Sucuoglu, 2004; Sucuoglu, Erberik, 2004]. Por otra parte, obviamente, la capacidad de absorción de energía de una estructura depende de sus características generales; en consecuencia deben efectuarse análisis para las distintas tipologías estructurales más frecuentes (pórticos de hormigón, muros de hormigón, pórticos de acero, pórticos arriostrados de acero, edificios de obra de fábrica, edificios de madera, edificios con aislamiento de base, edificios con disipadores de energía, entre otros). La estrategia habitual [Akiyama, 1999] consiste en determinar la capacidad de cada planta y en analizar la distribución del daño entre las distintas plantas; a este respecto, se define el denominado coeficiente  $n$  de concentración de daño; en la referencia [Akiyama, 2003] se describe la obtención de este coeficiente a partir de cálculos dinámicos. La aplicabilidad de este estudio es limitada debido a que éste se basa en un número excesivamente reducido de movimientos sísmicos. A efectos de efectuar nuevos estudios, los modelos histeréticos descritos en las referencias [Erberik, Sucuoglu, 2004; Sucuoglu, Erberik, 2004] pueden ser útiles ya que relacionan la degradación de rigidez y de resistencia en términos de consumo de energía.

La capacidad de cada planta (o de la estructura completa) puede ser estimada básicamente de dos maneras: a partir del comportamiento histerético indicado en la Figura 2.23 o a partir de resultados de análisis dinámicos (no lineales) del comportamiento de la estructura sometida a acciones sísmicas. El primer procedimiento se describe en la referencia [Akiyama, 1985] y consiste básicamente en identificar el daño con la ductilidad acumulada  $\eta$ . El segundo procedimiento se basa en determinar los valores de índices de daño que cuantifiquen el daño sufrido por la estructura; los valores de estos índices se obtienen de los resultados de los análisis dinámicos. Han sido propuestos en la literatura [Lybas, Sozen, 1977; Banon, Veneciano, 1982; Park, Ang, 1985; Soo, et al. 1989] distintos índices para evaluar el daño estructural. Entre ellos, el índice de *Park y Ang* [Park, Ang, 1985] es uno de los más utilizados en estructuras de hormigón armado y tiene la ventaja de estar calibrado experimentalmente, de forma que los valores que adopta pueden relacionarse con niveles de daño observados en estructuras reales. El índice de daño de Park y Ang referido a un determinado componente estructural se define mediante la siguiente expresión:

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE_H \quad (2.10)$$

$\delta_M$  es la deformación máxima (en valor absoluto) de respuesta en el dominio de deformación positivo o negativo y  $\delta_u$  es la capacidad última de deformación bajo fuerzas monótonas.  $Q_y$  es la fuerza de cedencia y  $\beta$  es un factor empírico de calibración que oscila entre 0,03 y 1,2, con un valor medio de 0,15. En la referencia [Cosenza et al., 1990] se demuestra que  $\beta = 0,15$

proporciona una buena correlación con otros índices de daño. Es importante señalar que el término  $\delta_M$  de la fórmula anterior incluye la deformación elástica. Consecuentemente, en los casos en que el elemento estructural se mantiene dentro del dominio elástico, (es decir sin daños estructurales) el valor del índice de Park y Ang puede ser distinto de cero. El índice de daño de Park y Ang a nivel de una planta de la estructura o a nivel de toda ella, puede estimarse ponderando los índices de daño de los distintos componentes que la integran mediante la siguiente expresión:

$$D = \sum \lambda_i D_i \quad (2.11)$$

La suma se extiende a todos los componentes estructurales de la planta o de la estructura.  $D_i$  es el índice de daño del componente estructural  $i$  y  $\lambda_i$  es un factor de ponderación definido por el cociente entre la energía de deformación plástica acumulada en el componente estructural  $i$  y la energía de deformación plástica acumulada en todos los componentes estructurales de la planta o de la estructura. El índice de daño de Park y Ang ha sido calibrado por numerosos investigadores a partir de la observación de daños sufridos por estructuras reales en pasados terremotos [Park et al., 1987; Gunturi, 1992; Leon, Ang, 1985; Stone, Taylor, 1994] y su correlación con éstos se indica en la Tabla 2.1.

**Tabla 2.1** Correlación entre el índice de daño de Park y Ang y los niveles de daño observados

Nivel de daño observado	Rango del índice de daño de Park y Ang
Daños menores	0,1 – 0,2
Daños moderados	0,2 – 0,5
Daños severos	0,5 – 1
Colapso	> 1

En general, se define el colapso de la estructura como el estado en el cual uno de los elementos estructurales (básicamente viga o pilar) pierde su fuerza restauradora.

### 2.1.2 Proyecto sismorresistente basado en el comportamiento

En este subapartado se describe el denominado “Proyecto sismorresistente basado en el objetivo”, conocido habitualmente en lengua inglesa como “*Performance Based Design*” (PBD) o “*Performance Based Earthquake Engineering*” (PBEE).

El objetivo de las normativas sismorresistentes actuales es preparar la estructura únicamente para que resista el estado límite último; en otras palabras, se pretende que la estructura soporte el terremoto con un determinado nivel de severidad que se pueda dar en la zona con una probabilidad razonable de sufrir daños importantes pero, sin que colapse (es decir, evitando a toda costa la pérdida de vidas humanas). Es destacable que no se incluye ninguna exigencia acerca del comportamiento para acciones sísmicas de menor o mayor nivel de severidad; ello contrasta con la estrategia habitual frente a otras acciones (gravitatorias, por ejemplo), ya que en éstas se consideran dos tipos de estados límite: último y de servicio. Este planteamiento ha sido válido y se ha utilizado durante décadas pero, entró en crisis especialmente después de los terremotos de North Ridge en el año 1994 y Kobe en el año 1995; dichos terremotos fueron muy severos y se observó que algunas estructuras, incluso aquellas relativamente nuevas y que habían sido proyectadas con las últimas normativas sísmicas, no colapsaron (y en ellas no se produjeron pérdidas de vidas humanas) pero los daños en las construcciones fueron muy importantes, tanto daños estructurales como no estructurales. En el terremoto de Kobe, algunos hospitales habían sido reforzados tan intensamente que efectivamente su estructura no colapsó pero, las aceleraciones absolutas dentro del edificio fueron tan elevadas que se dañaron las instalaciones y quedaron fuera de servicio en el momento de mayor necesidad (en las horas siguientes al terremoto). A partir de este momento la ingeniería sísmica se orientó no sólo a evitar la pérdida de vidas humanas, sino también a controlar, cuantificar, limitar y trabajar con

una variable más de proyecto: el daño. En función del daño que se esté dispuesto a asumir pasado el terremoto, se abren diferentes soluciones que dependerán de la importancia de las actividades o del interés para proyectarlas para que el daño sea leve o nulo. Esta estrategia se conoce habitualmente como “Performance Based Design” o “Proyecto Basado en el Objetivo” (en algunos países de América Latina, “Performance” se traduce como “Desempeño”); aparece descrita en las referencias [Bertero et al., 1996], [Hamburger, 1998], [SEAOC, 1995], [FEMA 350, 2000], [FEMA 356, 2000], [FEMA 349, 2000], [EERC, 1995] y [ATC 58, 2002]. En estos documentos se plantean diferentes metodologías de proyecto sismorresistente orientadas a poder controlar y cuantificar el nivel de daño en la estructura debido a la acción sísmica y poder proyectar las estructuras para que no rebasen el nivel correspondiente.

Basándose en daños estructurales y no estructurales se definen los siguientes cuatro niveles de comportamiento (“Performance States”) [SEAOC, 1995]:

- **Funcionalidad completa (“Fully Operational”).** Servicio ininterrumpido. Daños estructurales y no estructurales despreciables.
- **Funcionalidad (“Operational”).** La mayor parte de actividades se pueden reanudar inmediatamente. La estructura es segura y puede ser habitada. Las actividades esenciales se mantienen y las no esenciales se interrumpen. Es necesario efectuar reparaciones para poder reanudar las actividades no esenciales. Daños ligeros.
- **Seguridad para la vida (“Life Safe”).** Daños moderados, la estructura sigue siendo segura. Algunos elementos o contenidos del edificio pueden ser protegidos, evitando su daño. El riesgo de pérdida de vidas humanas es bajo. El edificio puede requerir ser evacuado tras el terremoto. La reparación es posible, pero puede ser inviable económicamente.
- **Proximidad al colapso (“Near Collapse”).** Daños severos, pero sin riesgo de colapso. Posible caída de elementos no estructurales.

Más recientemente, se considera otra clasificación similar [ATC 40, 1996], [FEMA 350, 2000], [FEMA 356, 2000] y [FEMA 349, 2000]:

- **Habitabilidad inmediata (“Immediate Occupancy”).** Seguridad de los ocupantes. Servicios importantes no ininterrumpidos. Daños estructurales despreciables. Daños globales de escasa entidad. El período de falta de funcionalidad (“down time”) es de unas 14 horas.
- **Control de daños (“Damage Control”).** Daños estructurales ligeros. Seguridad de los ocupantes alcanzable. Las actividades esenciales son reparables. Daños globales moderados. El período de falta de funcionalidad (“down time”) es de unas 2 o 3 semanas.
- **Seguridad para la vida (“Life Safety”).** Daños estructurales probables pero sin colapso. No hay riesgo por caída de elementos no estructurales. La salida de los ocupantes se puede hacer sin riesgo. Posible irreparabilidad del edificio.
- **Protección contra el colapso (“Collapse Prevention”).** Daños estructurales severos, con amenaza de colapso. Probable caída de elementos no estructurales. La salida de los ocupantes puede conllevar riesgo. Probable irreparabilidad del edificio.

Estos cuatro niveles se representan frecuentemente por las iniciales de su denominación en lengua inglesa: IO, DC, LS y CP. Los tres niveles IO, LS y CP son los más utilizados habitualmente para proyecto sismorresistente; la Figura 2.14 presenta, de una manera gráfica y fácilmente comprensible, el significado práctico de dichos niveles y su relación con el porcentaje de daño. El caso “Operational” se refiere en este caso a un edificio sin ningún tipo de daño.

Para cada tipología estructural, se han elaborado definiciones más precisas de estos niveles en función del tipo de daño estructural experimentado.

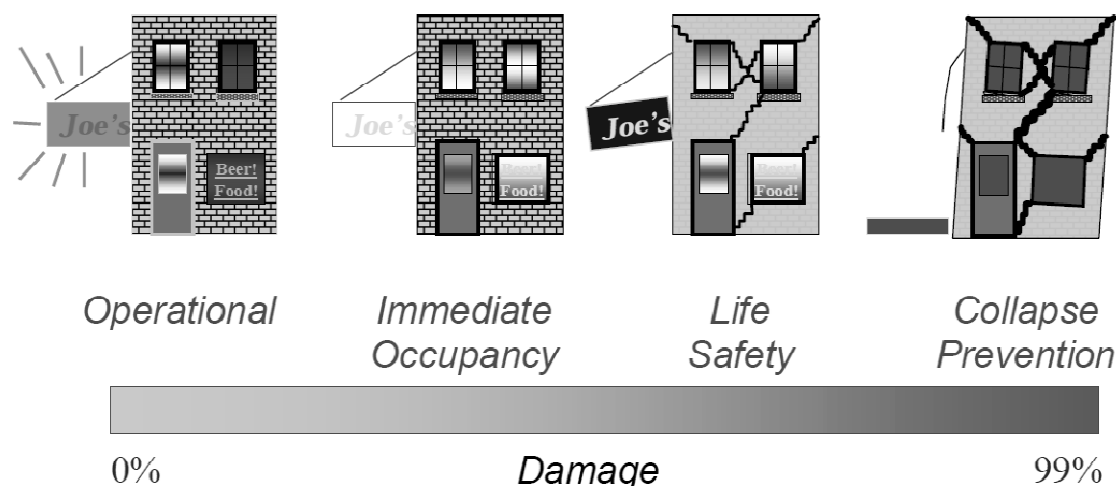


Figura 2.14 Niveles de daño [Hamburger, 1998]

Respecto de la acción sísmica, se definen los cuatro niveles de severidad especificados en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 Niveles esperados de la acción sísmica

Sismos de proyecto	Período de retorno (años)	Probabilidad de ocurrencia
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy raro	970	10% en 100 años

La Tabla 2.2 muestra que la severidad de los movimientos sísmicos esperados se cuantifica en términos del período de retorno; éste se entiende como el promedio entre terremotos de la misma magnitud o, de una forma casi equivalente, como el inverso de la probabilidad de ocurrencia en un año. En algunos casos se consideran acciones sísmicas de mayor severidad que las contenidas en la Tabla 2.2; el denominado MCE (“Maximum Considered Earthquake”) [Malhotra, 2006] corresponde a un período de retorno de, aproximadamente, 2475 años. La relación entre el período de retorno  $T$  y la probabilidad  $p_n$  de que el sismo sea excedido en  $n$  años obedece a la expresión  $T = -n/\ln(1 - p_n)$ ; es frecuente indicar la severidad de un determinado movimiento sísmico mediante la probabilidad  $p_{50}$  de ser excedido en 50 años, por ejemplo, en el caso del MCE es  $p_{50} = 1 - e^{-\frac{50}{2475}} = 0,02$  y en el caso de un terremoto “Rare” es  $p_{50} = 1 - e^{-\frac{50}{475}} = 0,10$ .

La Tabla 2.3 muestra los niveles de exigencia para cada uno de los cuatro niveles de comportamiento descritos previamente [SEAO, 1995], cuando actúan los movimientos sísmicos que poseen las probabilidades de ocurrencia especificadas en la Tabla 2.2.

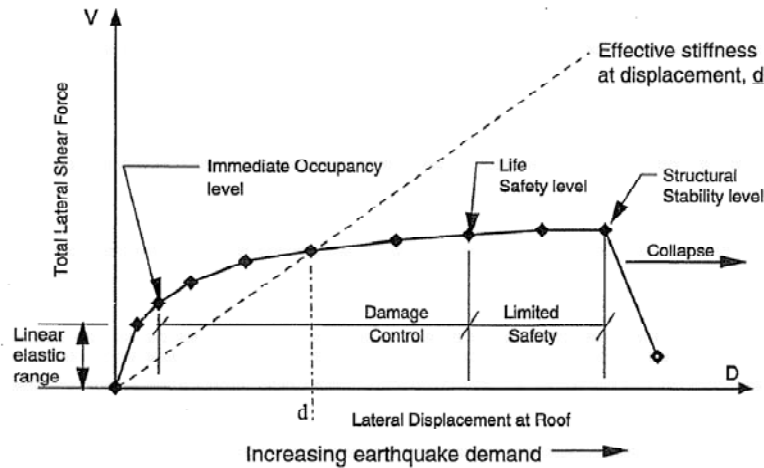
La Tabla 2.3 muestra tres niveles de protección (expresados mediante las tres diagonales allí representadas): menos intensa para instalaciones de importancia moderada (“Basic Facilities”), más intensa para instalaciones de mayor importancia (“Essential/Hazardous Facilities”) y aun más intensa para instalaciones de importancia crucial (“Safety Critical Facilities”). Por ejemplo, en “Essential/Hazardous Facilities” (diagonal intermedia) se requiere que para un terremoto de período de retorno de 75 años el edificio quede completamente operativo, para un terremoto de período de retorno de 475 años el edificio quede operativo en sus funciones más importantes y para un terremoto de período de retorno de 970 años el edificio preserve la vida de sus ocupantes.

**Tabla 2.3** Niveles requeridos de protección para cada severidad de la acción sísmica [SEAO, 1995]

Niveles esperados de la acción sísmica	Nivel de comportamiento requerido			
	Funcionalidad completa	Funcionalidad	Seguridad para la vida	Proximidad al colapso
Frecuente (43 años)	●			
Ocasional (72 años)	●	●		
Raro (475 años)	●	●	●	
Muy Raro (970 años)	●	●	●	●

**2.1.3 Análisis estático no lineal (“push-over”)**

**2.1.3.1 Curvas de capacidad**



**Figura 2.15** Curva de capacidad obtenida a partir de un análisis “push-over” [ATC-40, 1996]

El método de proyecto sismorresistente basado en los desplazamientos consiste básicamente en comparar la capacidad de la estructura, caracterizada mediante una curva que representa su comportamiento bajo fuerzas incrementales, con el efecto del sismo de proyecto, caracterizado mediante una curva de sollicitación. Se intersectan ambas curvas, su intersección entre ambas es el denominado *punto (o desplazamiento) objetivo* o “performance point” (conocido también más recientemente como “target drift”), es decir un punto que señala el efecto que produce el sismo en la estructura [ATC-40, 1996]. La *curva de capacidad* se expresa habitualmente representando en ordenadas la fuerza de interacción  $F$  entre el edificio y el terreno (Figura 2.1) y en abscisas el desplazamiento de la planta superior [Krawinkler, 1998; Kircher et al., 1997]. El análisis que permite generar esta curva es estático y, obviamente, no lineal; se conoce habitualmente en lengua inglesa como “push-over”, habiéndose traducido en castellano como “empuje incremental” o “empuje progresivo”. La Figura 2.15 muestra un ejemplo de curva de capacidad obtenida a partir de un análisis “push-over”.

En la Figura 2.15  $V$  representa la fuerza de interacción entre el edificio y el terreno y  $D$  es el desplazamiento de la planta superior. Se indica también la correspondencia entre los valores de  $D$  y los niveles de comportamiento descritos previamente.

Los análisis “push-over” se efectúan a partir de la distribución de la fuerza  $F$  entre las distintas plantas; ésta se puede realizar según distintos criterios, el más aceptado consiste en efectuar este reparto de acuerdo con la amplitud del vector modal del primer modo y con la masa de cada planta. En algunas ocasiones se utilizan otros criterios como reparto lineal (proporcional a la altura de cada planta respecto del terreno) o uniforme. Los análisis “push-over” se efectúan de forma incremental, es decir, los valores de las fuerzas laterales se van incrementando progresivamente. Para valores pequeños de  $F$  el comportamiento de la estructura es lineal y, a medida que  $F$  aumenta la estructura se va dañando, perdiendo ésta rigidez y haciéndose más plana la curva de capacidad. La mayor inclinación de la curva de capacidad al aumentar el desplazamiento ilustra de una forma particularmente clara el alargamiento del período natural de la estructura.

Algunos investigadores [Fajfar, Fischinger, 1988; Bracci et al., 1997; Gupta, Kunnath, 2000] han propuesto técnicas para modificar la distribución de fuerzas laterales entre las distintas plantas para tener en cuenta la variación de propiedades modales (básicamente el vector modal del primer modo) al aumentar la degradación de la estructura. En otros trabajos se ha propuesto tener en cuenta la contribución de los modos superiores [Gupta, Kunnath, 2000; Paret et al., 1996; Sasaki, Freeman, Parent, 1998; Kunnath, Gupta, 2000; Matsumori, et al., 2000] y posteriormente [Chopra, Goel, 2001; Chopra, Goel, 2002; Chintanapakdee, Chopra, 2003] se ha propuesto una nueva formulación conocida como “Modal Push-Over Analysis”.

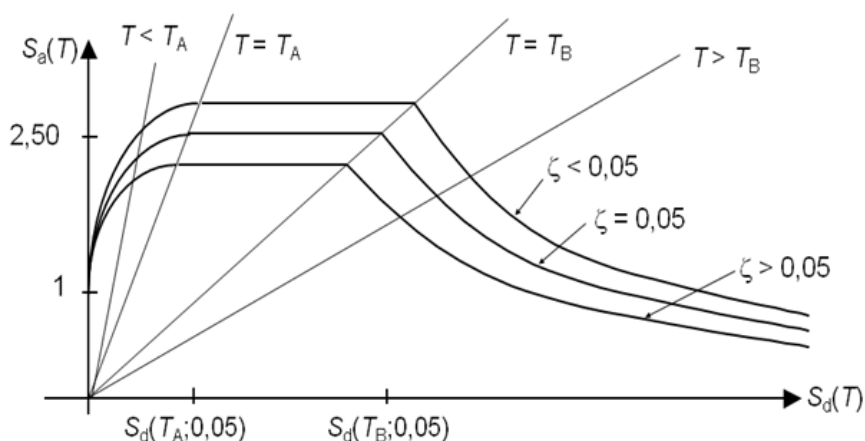


Figura 2.16 Espectro de aceleración vs. Espectro de desplazamiento

### 2.1.3.1 Desplazamientos objetivo

La sollicitación (conocida habitualmente como “demand” en lengua inglesa) se caracteriza mediante el espectro de proyecto correspondiente al nivel de acción sísmica considerado (Tabla 2.2); para poder efectuar la intersección con la curva de capacidad éstos se representan colocando al espectro de aceleración absoluta  $S_a$  en el eje vertical y al espectro de desplazamiento relativo  $S_d$  en el eje horizontal. Este tipo de representaciones se conoce habitualmente en lengua inglesa como “Acceleration-Displacement Response Spectra” (ADRS). La Figura 2.16 muestra una representación del espectro de la Figura 2.9 en estas coordenadas.

Los métodos más utilizados para determinar los desplazamientos objetivo son:

- Método del Espectro de Capacidad [ATC-40, 1996]
- Método del Coeficiente de Desplazamiento [FEMA 356, 2000]
- Método de Linealización [FEMA 440, 2005]
- Modificación del método del Coeficiente de Desplazamiento [FEMA 440, 2005]
- Modificación del método del Espectro de Capacidad [ATC-40, 1996]

### Método del Espectro de Capacidad

Para poder intersectar curvas como las representadas en las Figuras 2.14 y 2.15, es necesario que éstas se representen en las mismas coordenadas. En esta estrategia [ATC-40, 1996] se modifica la curva de capacidad (Figura 2.14): la ordenada se divide por la parte de la masa total del edificio que corresponde al primer modo (es decir la masa modal equivalente del primer modo dividida por la masa total) [Clough & Penzien, 1993; Chopra, 2000; García Reyes, 1998] y la abscisa se multiplica por el factor de participación modal del primer modo [Clough & Penzien, 1993; Chopra, 2000; García Reyes, 1998]. La curva de capacidad expresada en estas coordenadas, se denomina habitualmente *espectro de capacidad*. La obtención del desplazamiento objetivo para cada nivel de daño (caracterizado a través del desplazamiento de proyecto, eje horizontal del espectro de la Figura 2.16) se efectúa de forma iterativa según el siguiente proceso:

- Se selecciona el valor deseado del desplazamiento de proyecto y se determina la correspondiente aceleración según el espectro de la Figura 2.16.
- En la curva de capacidad se determina la fuerza horizontal (en el eje vertical) que corresponde al desplazamiento seleccionado. Se reemplaza la curva comprendida entre el origen y este punto por un diagrama bilineal equivalente. La primera rama de este diagrama coincide con la parte lineal de la curva de capacidad (parte del origen, pues) aunque se prolonga más allá que ésta. La segunda rama del diagrama bilineal se asemeja a la curva de capacidad; se selecciona con la condición que las áreas limitadas por el diagrama bilineal y por la curva de capacidad (hasta el desplazamiento de proyecto) sean iguales. La Figura 2.17 ilustra un ejemplo de este proceso. Una vez generado el diagrama bilineal se determina el factor de amortiguamiento  $\zeta_{eq}$  (viscoso) equivalente al comportamiento histerético correspondiente al diagrama bilineal; el valor de  $\zeta_{eq}$  se selecciona (tal como es habitual, [Clough & Penzien, 1993; Chopra, 2000; García Reyes, 1998]) igualando las áreas de los ciclos de histéresis correspondientes al diagrama bilineal y al amortiguamiento viscoso. Este amortiguamiento se añade al amortiguamiento inherente a la propia estructura, cuyo valor habitualmente es del 5%.
- Se corrige el espectro aceleración-desplazamiento con el valor de  $\zeta_{eq}$  obtenido en la etapa anterior. Se determina la intersección entre este espectro corregido y la curva de capacidad (en las coordenadas según la formulación indicada en [ATC-40, 1996]). Si la abscisa de esta intersección está próxima al desplazamiento seleccionado (con una tolerancia predeterminada), el punto corresponde al desplazamiento objetivo. En caso contrario debe volverse a la primera etapa y repetir de forma iterativa el proceso hasta alcanzar una aproximación suficiente.

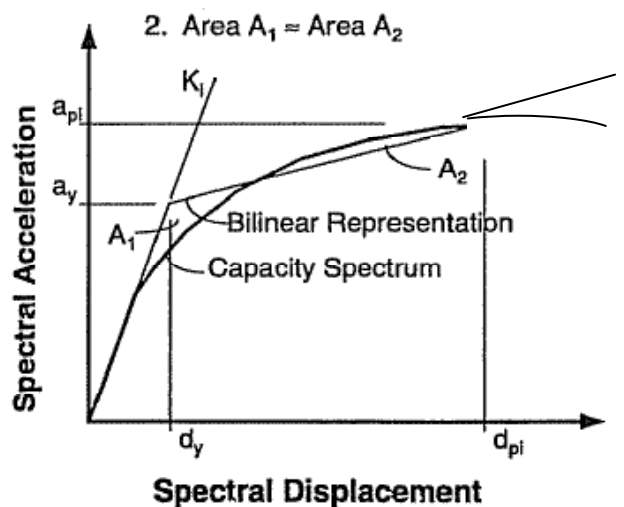


Figura 2.17 Aproximación bilineal de una curva de capacidad [ATC-40, 1996]



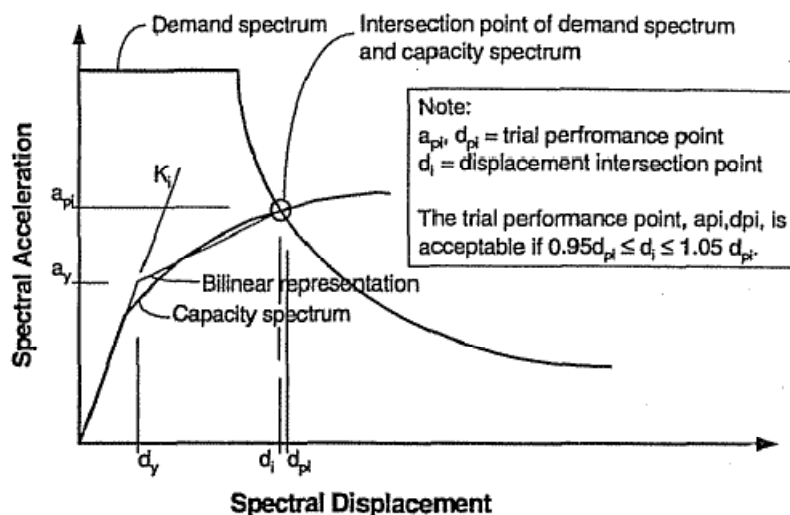


Figura 2.18 Obtención del desplazamiento objetivo [ATC-40, 1996]

La Figura 2.18 describe el proceso iterativo de obtención del desplazamiento objetivo.

### Método del Coeficiente de Desplazamiento

Este método utiliza la siguiente fórmula empírica para calcular el desplazamiento objetivo:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.12)$$

$T_e$  es el período fundamental efectivo de la estructura, calculado a partir de la aproximación bilineal de la curva de capacidad (Figura 2.19):

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.13)$$

$T_i$  es el período fundamental calculado por un análisis dinámico elástico,  $K_i$  es la rigidez lateral elástica y  $K_e$  es la rigidez de la rama inicial.

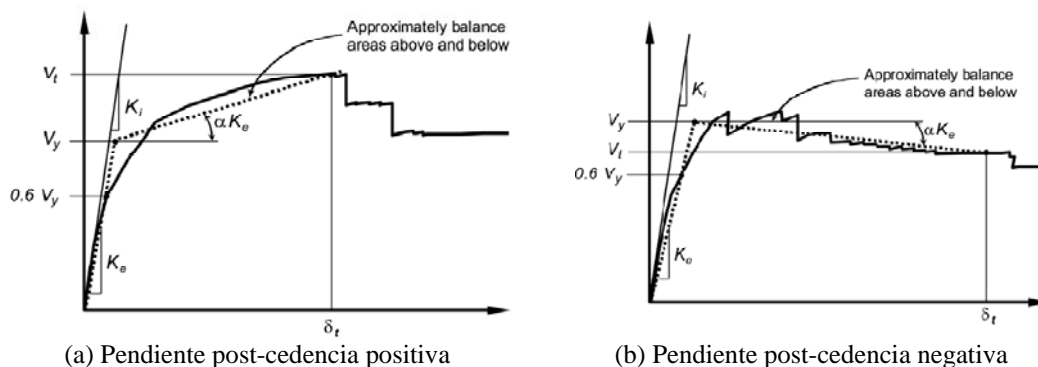


Figura 2.19 Curvas idealizadas Fuerza - Desplazamiento [FEMA 356, 2000]

$C_0$  es un coeficiente que relaciona el desplazamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad y el desplazamiento en el techo del edificio. La Tabla 2.4 presenta una forma de obtener

los valores de  $C_0$  [FEMA 356, 2000] en función del número de plantas de la estructura, del tipo de edificio y de la variación en altura de las fuerzas del análisis “push-over”.

**Tabla 2.4** Valores del coeficiente  $C_0$  [FEMA 356, 2000]

**Table 3-2** Values for Modification Factor  $C_0$ <sup>1</sup>

Number of Stories	Shear Buildings <sup>2</sup>		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
2. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height.

En (2.12)  $C_1$  es un factor de modificación que relaciona los desplazamientos inelásticos esperados con los calculados para la respuesta elástica lineal: para  $T_e \geq T_s$  es  $C_1 = 1$  y para  $T_e < T_s$  es  $C_1 = [1 + (R - 1)T_s / T_e] / R$ .  $T_s$  es el período característico del espectro de respuesta (transición entre los tramos de aceleración y de velocidad constante) y  $R$  es la relación entre las solicitaciones elástica y de plastificación calculada según  $R = [S_a / (V_y / W) / C_m]$  en donde  $V_y$  es la fuerza de plastificación obtenida de la curva de capacidad idealizada,  $W$  es el peso del edificio y  $C_m$  es el factor de masa modal equivalente del primer modo; alternativamente en [FEMA 356, 2000] se presenta una tabla (“Table 3.1”) con valores aproximados.

En (2.12)  $C_2$  es un factor de modificación que representa el efecto de la forma de los lazos de histéresis. La Tabla 2.5 presenta los valores de  $C_2$  [FEMA 356, 2000] en función del nivel de daño, del tipo de pórtico y del período fundamental del edificio.

**Tabla 2.5** Valores del coeficiente  $C_2$  [FEMA 356, 2000]

**Table 3-3** Values for Modification Factor  $C_2$

Structural Performance Level	$T \leq 0.1$ second <sup>3</sup>		$T \geq T_s$ second <sup>3</sup>	
	Framing Type 1 <sup>1</sup>	Framing Type 2 <sup>2</sup>	Framing Type 1 <sup>1</sup>	Framing Type 2 <sup>2</sup>
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components, elements, or frames: ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braces, unreinforced masonry walls, shear-critical, piers, and spandrels of reinforced concrete or masonry.
2. All frames not assigned to Framing Type 1.
3. Linear interpolation shall be used for intermediate values of  $T$ .

En (2.12)  $C_3$  es un factor de modificación que representa el incremento de desplazamientos debido a los efectos de segundo orden. Para edificios con rigidez post-plastificación positiva (Figura 2.19(b)),  $C_3$  es igual a 1 y para edificios con rigidez post-plastificación negativa (Figura 2.19(a)),  $C_3$  se calcula como  $C_3 = 1 + [|\alpha| (R - 1)^{3/2}] / T_e$ .  $\alpha$  es la relación entre la rigidez post-plastificación y la rigidez elástica efectiva, con la relación fuerza–desplazamiento (curva de capacidad) representada por una aproximación bilineal (Figura 2.19).

Estas operaciones se deben llevar a cabo de forma iterativa:

- Estimar un valor  $\Delta$  del desplazamiento. Realizar una aproximación bilineal. Obtener  $K_e$ ,  $T_e$  y el factor de ductilidad  $\mu$ .

- Ingresar en el espectro de respuesta  $S_a$  (para un factor de amortiguamiento del 5%) con el período  $T_e$ .
- A partir de  $S_a$  obtener  $H (m S_a)$  y el desplazamiento  $\Delta$ .
- Obtener los factores  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$  y el desplazamiento escalado  $\Delta C_1 C_2 C_3$ .
- Comparar el desplazamiento  $\Delta$  escalado con el valor inicial; la iteración debe continuar hasta que ambos sean iguales.

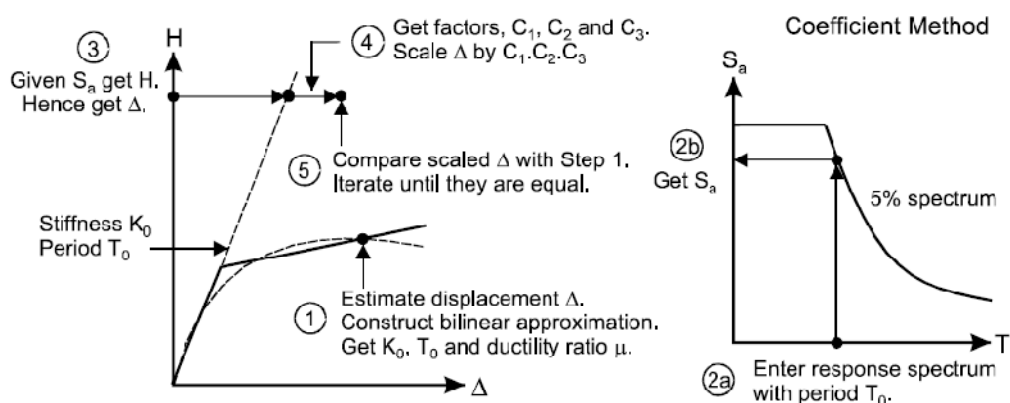


Figura 2.20 Operaciones iterativas en el método del Coeficiente de Desplazamiento [PERFORM-3D User Guide, 2006]

### Método de Linealización

En este método se deben llevar a cabo las siguientes operaciones de forma iterativa (Figura 2.21):

- Estimar un valor  $\Delta$  del desplazamiento. Realizar una aproximación bilineal. Obtener  $K_e$ ,  $K_h$ ,  $T_e$  y el factor de ductilidad  $\mu$ .
- A partir de  $K_e$ ,  $K_h$ ,  $T_e$ , y  $\mu$  obtener la rigidez efectiva  $K_{eff}$ , el período efectivo  $T_{eff}$  y la fracción de amortiguamiento  $B_{eff}$ .
- Ingresar en el espectro de respuesta  $S_a$  con el período  $T_e$  y el amortiguamiento  $B_{eff}$ .
- A partir de  $S_a$  obtener  $H (m S_a)$  y el desplazamiento  $\Delta$ .
- Comparar el desplazamiento  $\Delta$  escalado con el valor inicial; la iteración debe continuar hasta que ambos sean iguales.

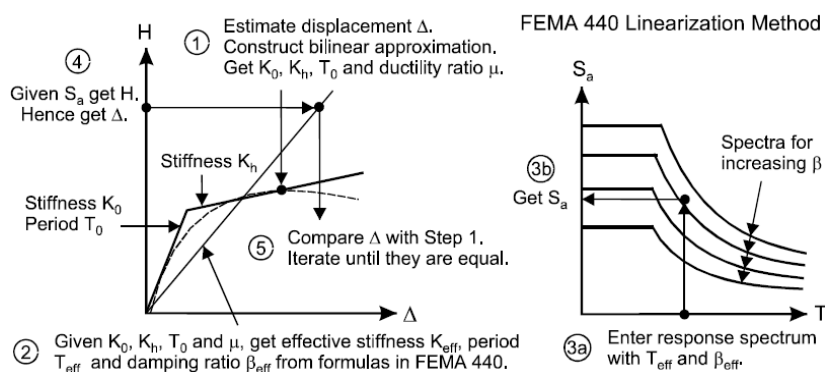


Figura 2.21 Operaciones iterativas en el método de Linealización [PERFORM-3D User Guide, 2006]

### Modificación del método del Coeficiente de Desplazamiento

En [FEMA 440, 2005] se presenta una modificación del método del Coeficiente de Desplazamiento; ésta consiste en proponer nuevas expresiones para los coeficientes  $C_1$  y  $C_2$  y en

eliminar el coeficiente  $C_3$  y en reemplazarlo por una limitación del máximo valor de la resistencia para evitar la inestabilidad dinámica.

### Modificación del método del Espectro de Capacidad

El método del Espectro de Capacidad mejorado [ATC 40, 1996] determina los parámetros lineales equivalentes, período efectivo  $T_{eff}$  y amortiguamiento efectivo  $B_{eff}$ , por un análisis estadístico que minimiza las diferencias extremas entre la respuesta máxima de un sistema real inelástico de un grado de libertad y su contraparte lineal equivalente [Guyader & Iwan, 2006].

#### 2.1.3.2 Obtención del factor de reducción de respuesta

En el proyecto sismorresistente basado en fuerzas (a través de espectros de respuesta de aceleración absoluta) los valores de las fuerzas horizontales equivalentes de proyecto (Figura 2.1) se obtienen dividiendo las fuerzas elásticas  $F_e$  proporcionadas por los espectros de proyecto lineales por un coeficiente de reducción de respuesta, representado habitualmente mediante  $R$  (Figura 2.10). En este subapartado se describe la obtención de dicho coeficiente a partir de curvas de capacidad.

Los primeros estudios [Veletsos y Newmark, 1960] propusieron determinar el valor de  $R$  a partir de la ductilidad de desplazamiento  $\mu$  (obtenible a partir de curvas de capacidad). La propuesta de estos autores consiste en tres expresiones:  $R = 1$  para  $T = 0$ ;  $R = \sqrt{2\mu - 1}$  para  $0 \leq T < 0,5$  s y  $R = \mu$  para  $T \geq 0,5$  s. La primera expresión surge de la consideración obvia de que la respuesta estática no debe ser afectada por la ductilidad, la segunda expresión surge de constatar que en este rango de períodos las energías correspondientes a comportamientos elástico e inelástico son básicamente iguales y la tercera expresión se obtiene admitiendo que los desplazamientos máximos de los sistemas elástico e inelástico son básicamente iguales (“Equal displacement approach”). La dependencia del coeficiente de reducción respecto a la ductilidad global y al período estructural ha prevalecido en las normas de proyecto, a pesar de que recientes investigaciones han demostrado que aplicar dichos factores resulta poco seguro para períodos bajos y excesivamente conservador para períodos intermedios y largos, [Ordaz y Pérez-Rocha 1998].

Las curvas de capacidad suelen mostrar una resistencia última superior al valor de plastificación  $F_y$  (Figura 2.15). Esta sobre-resistencia se suele cuantificar mediante un coeficiente adimensional  $\Omega$  igual al cociente entre la resistencia última y la fuerza de plastificación ( $\Omega = F_u / F_y$ ); en estructuras reales, los valores de este coeficiente suelen tomar valores entre 2 y 3. Mediante este coeficiente, el coeficiente de reducción de respuesta se suele expresar como

$$R = R_d \Omega = (F_e / F_u) (F_u / F_y) = F_e / F_y \quad (2.14)$$

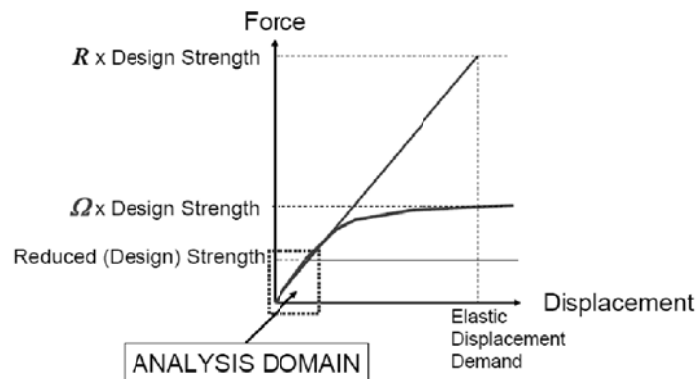


Figura 2.22 Factores contenidos en el coeficiente de reducción de respuesta [FEMA 451, 2006]

La Figura 2.22 ilustra el significado de esta expresión. Algunos estudios relevantes relacionados con el factor de reducción de respuesta son [Newmark, 1973; Miranda, 1994; Tremblay, 1998; Bertero, 1996], entre otros.

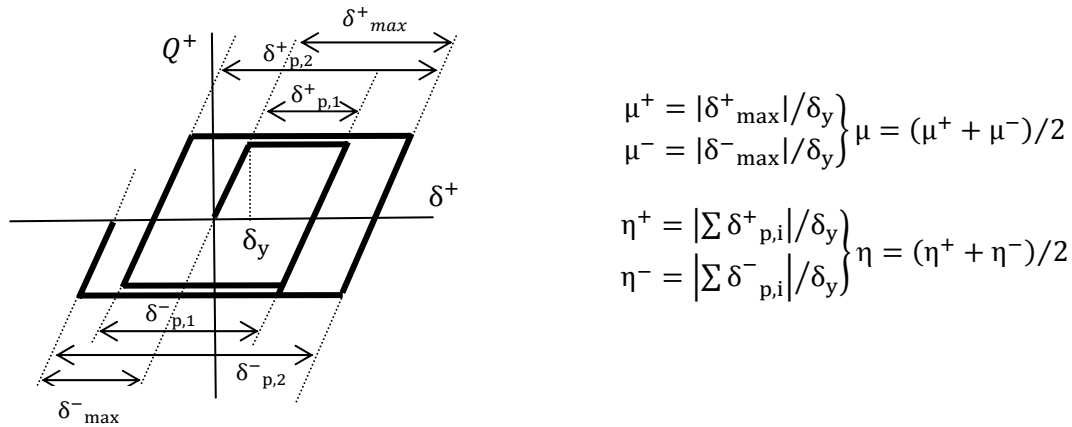
### **2.1.3.3 Limitaciones del análisis “push-over”**

A continuación se describen las principales limitaciones del proyecto sismorresistente basado en desplazamientos. El análisis “push-over” caracteriza el comportamiento dinámico no lineal de la estructura mediante fuerzas estáticas crecientes. El principal inconveniente de esta estrategia es que la respuesta de la estructura a un terremoto no es incremental sino cíclica y el análisis “push-over” no puede tener en cuenta las deformaciones plásticas acumuladas, es decir, el daño acumulado. Por lo tanto no se puede establecer una relación clara entre el desplazamiento máximo de la estructura y la energía acumulada durante los ciclos de deformaciones plásticas. Cuando la estructura penetra repetidamente en el rango inelástico, se produce un deterioro por acumulación de incursiones plásticas, pudiendo producirse la rotura completa de algunos elementos estructurales para deformaciones menores que las que éstos soportarían bajo fuerzas crecientes. Este tipo de fallo se denomina fatiga de bajo número de ciclos o fatiga plástica [Terán-Gilmore, Jirsa, 2007] (en contraposición a la fatiga producida por un alto número de ciclos, que no conlleva deformaciones plásticas). Fajfar [Fajfar, 1992] propuso un método para tener en cuenta el efecto del daño acumulado en el que la ductilidad de la estructura se reduce por un parámetro adimensional que representa una normalización de la energía. Recientemente, Terán-Gilmore y Jirsa [Terán-Gilmore, Jirsa, 2005] han usado la correlación entre la energía y el factor reductor de fuerzas,  $R$ , para proponer dos procedimientos sencillos para el cálculo sísmico contra la fatiga de bajo número de ciclos, que controlan indirectamente la demanda de energía a través del concepto de ductilidad. No obstante, ya se han señalado previamente las desventajas de los procedimientos de cálculo basados en fuerzas; éstas están estrechamente relacionadas con el hecho de que las fuerzas equivalentes, que representan el efecto de fuerza del terremoto, dependen de las características elásticas y plásticas de la estructura, que a su vez regulan la resistencia estructural. Este acoplamiento entre el efecto de fuerza del terremoto y la resistencia estructural hace que el cálculo sísmico sea complejo. Además, el concepto de ductilidad permite determinar los daños acumulados de la fatiga de bajo número de ciclos, sólo de manera indirecta, y requiere el uso de un gran número de parámetros empíricos. El principal argumento para abordar de forma indirecta el daño acumulado a través del concepto de los factores de ductilidad equivalente es que proporciona un proceso de cálculo que permite adaptarse con facilidad a las prácticas y a los códigos actuales. Dado que los proyectistas se resisten a cambiar de forma radical el estado de la práctica, nuevos procedimientos tienen más posibilidades de ser aceptados si representan sólo un pequeño cambio en un concepto, como el factor de ductilidad, que se ha comprendido bien y se ha utilizado ampliamente en la práctica. Los procedimientos de cálculo basados en desplazamientos solucionan varios de los inconvenientes de los procedimientos basados en fuerzas, pero son también incapaces de atender los efectos de daño acumulado de una manera sencilla y satisfactoria.

Otro inconveniente de la estrategia de proyecto sismorresistente basada en desplazamientos es que se interpreta el comportamiento histerético como un amortiguamiento viscoso equivalente ( $\zeta_{eq}$ ); lo cual introduce un error, especialmente para niveles importantes de amortiguamiento. Por otra parte, dicha identificación no está basada en ningún principio físico que justifique, en sistemas inelásticos, la existencia de una relación directa entre la energía correspondiente al mayor desplazamiento experimentado y el amortiguamiento viscoso equivalente.

Una estrategia para obviar que el análisis “push-over” no puede tener en cuenta las deformaciones plásticas acumuladas, es utilizar espectros de energía. La principal motivación que ha inspirado su desarrollo es que la energía de deformación plástica es una manera bastante correcta de cuantificar el daño en la estructura. Estos procedimientos explotan la diferencia que existe entre la ductilidad  $\mu$ , que expresa básicamente la relación entre la deformación máxima

$\delta_{max}$  y la deformación de plastificación  $\delta_y$ , y la ductilidad acumulada  $\eta$ . El significado de las relaciones  $\mu$  y  $\eta$  se indica en la Figura 2.23 [Benavent-Climent et al., 2001a].



**Figura 2.23** Significado de los coeficientes de ductilidad  $\mu$  y  $\eta$  [Benavent-Climent et al., 2001a]

La Figura 2.23 muestra que la ductilidad  $\mu$  se define como el promedio entre los valores correspondientes a valores positivos y negativos del desplazamiento  $\delta$ ; cada uno de éstos se calcula como el cociente entre el máximo desplazamiento plástico (es decir, medido desde el inicio de la plastificación) y el desplazamiento de plastificación  $\delta_y$ . La ductilidad acumulada  $\eta$  también se define como el promedio entre los valores correspondientes a valores positivos y negativos del desplazamiento; cada uno de éstos se calcula como el cociente entre la suma de los desplazamientos de cada rama plástica (horizontal en la Figura 2.23) y el desplazamiento de plastificación  $\delta_y$ .

Las limitaciones e inconvenientes de los métodos de proyecto sismorresistente basados en desplazamientos se superan en los métodos basados en energía, los cuales se describen en el siguiente subapartado. Por otra parte, estos procedimientos resultan bastante adecuados en edificios con disipadores de energía.

#### 2.1.4 Análisis dinámico

Este procedimiento evalúa el efecto de los movimientos sísmicos sobre los edificios a base de determinar su respuesta dinámica (conocida habitualmente como “time history” en lengua inglesa) a los acelerogramas esperados. Los valores más relevantes de la respuesta son los desplazamientos máximos (a lo largo de la duración del terremoto) entre plantas (“interstory drifts”) y las aceleraciones absolutas máximas de éstas; los desplazamientos relativos máximos informan acerca del nivel de daño estructural inferido y las aceleraciones absolutas máximas están directamente correlacionadas con los daños no estructurales (a instalaciones y a elementos constructivos) y con la percepción humana del movimiento producido. Dado que los cálculos dinámicos tienen en cuenta la actuación de los movimientos del terreno sobre los edificios de una forma más directa que en las metodologías que consideran espectros de respuesta, en general los análisis dinámicos son capaces de proporcionar resultados más precisos. En particular, la comparación entre los métodos estáticos no lineales (“push-over”) y los métodos dinámicos no lineales es claramente favorable a éstos ya que, aparte de ser más precisos de forma general, presentan dos importantes ventajas: (i) al considerar el comportamiento cíclico son capaces de reproducir el daño plástico acumulado y (ii) la consideración del efecto del amortiguamiento (tanto el presente en la estructura sin dañar como el sobreenvenido al aumentar los daños) es más directa.

Los movimientos sísmicos a considerar se seleccionan a partir de la información disponible sobre la sismicidad en la ubicación prevista, pudiendo consistir o bien en registros de terremotos históricos o bien en acelerogramas generados artificialmente. Dada la notable incertidumbre

existente acerca de las características de los movimientos esperados, es necesario considerar varios acelerogramas y posteriormente determinar el promedio de las respuestas de la estructura a cada uno de éstos; de hecho, en las metodologías de proyecto sismorresistente basadas en espectros se efectúan operaciones equivalentes ya que los espectros de proyecto son suavizados, es decir, han sido obtenidos como envolventes o promedios de familias de espectros correspondientes a acelerogramas individuales, como los representados en las Figuras 2.3, 2.4 y 2.5. Dichas figuras muestran que la respuesta máxima a cada registro es altamente sensible al período fundamental del edificio, especialmente para valores bajos del amortiguamiento; en consecuencia, la consideración de un número excesivamente reducido de acelerogramas generaría una información falseada ya que la coincidencia (o proximidad) del período fundamental del edificio (o incluso de períodos de modos superiores) con uno de los picos del espectro predeciría una respuesta estructural anormalmente grande. Para paliar este inconveniente los códigos de proyecto sismorresistente suelen exigir que se consideren, al menos, cinco [NCSE-02, 2002; E.030, 2003] o siete [ASCE 7-05, 2005; NSR-10, 2010; NBCC, 2005] acelerogramas; la respuesta que se utiliza para el proyecto sismorresistente de la estructura se determina como promedio de las correspondientes respuestas a cada uno de dichos acelerogramas. Algunos códigos [ASCE 7-05, 2005; NSR-10, 2010] permiten utilizar sólo tres acelerogramas, pero en dicho caso se debe considerar la respuesta máxima a éstos.

Los registros de eventos históricos deben ser escalados para ajustar sus características a la sismicidad en la ubicación; ya que se modifican exclusivamente las ordenadas (aceleración) pero no las abscisas (tiempo) el contenido frecuencial no varía al escalar. Habitualmente esta operación se efectúa comparando el espectro de proyecto (especificado en la normativa del lugar) con el espectro de respuesta para el registro considerado; en los códigos [ASCE 7-05, 2005; ENV-1998, 2004] suele describirse el criterio de comparación a utilizar. Estos criterios suelen establecer valores mínimos de las ordenadas espectrales en el tramo de períodos próximos al período fundamental de la estructura. Por otra parte, los acelerogramas sintéticos se generan de tal forma que su contenido en frecuencias se ajuste al espectro de proyecto y que su duración y demás características temporales se correspondan con los registros esperables.

En zonas de sismicidad media o elevada, los edificios se suelen proyectar aceptando que experimenten un nivel determinado de daño para los terremotos de proyecto (ver la Tabla 2.2). En consecuencia, en estos casos los análisis dinámicos deben ser no lineales, es decir, deben ser capaces de reproducir el comportamiento de la estructura cuando ésta ha sido dañada y, por ello, experimenta reducciones apreciables de rigidez y de resistencia. Por otra parte, para desplazamientos horizontales relativos importantes, puede ser necesario efectuar análisis en segundo orden; siendo ello otra fuente de complejidad y de aumento del volumen de operaciones a efectuar. Aunque el análisis dinámico no lineal es cada vez más utilizado en el proyecto sismorresistente de estructuras importantes, este procedimiento raramente es empleado en el proyecto de estructuras comunes; ello se debe al alto coste computacional que implica y al esfuerzo requerido para interpretar correctamente la gran cantidad de información generada.

Si los análisis dinámicos se efectúan para acelerogramas, ya sean naturales o sintéticos, cuyo espectro de respuesta se ajusta al considerado en el análisis “push-over”, las conclusiones de ambas formulaciones deben ser comparables. En la referencia [Powell, 2007] se discuten las similitudes y discrepancias esperables.

### **2.1.5 Análisis dinámico incremental (IDA)**

Con la finalidad principal de paliar el inconveniente derivado de que el análisis “push-over” no pueda tener en cuenta las deformaciones plásticas acumuladas se ha propuesto [Vamvatsikos, Cornell, 2001; Vamvatsikos, Cornell, 2002; Vamvatsikos, 2002] el denominado *Análisis dinámico incremental* (IDA, “Incremental dynamic analysis”); en la referencia [Vega, del Rey, Alarcón, 2009] se propone una utilización del método para investigar el choque de losas de puentes contra estribos. Esta estrategia consiste en determinar la respuesta dinámica de la

estructura a uno o varios movimientos sísmicos escalados con factores crecientes; de esta forma se obtienen curvas de capacidad similares a las proporcionadas por el análisis “push-over”. Si el análisis dinámico incremental se lleva a cabo para un único registro, se denomina habitualmente *Análisis “push-over” dinámico* (DPO, “Dynamic Push-Over”). Es destacable que el análisis dinámico incremental requiere efectuar varios cálculos dinámicos no lineales, lo cual resulta costoso en tiempo de cálculo; por otra parte, también puede ser necesario realizar análisis en segundo orden. No obstante, el análisis dinámico incremental, especialmente cuando se aplica a varios movimientos sísmicos, constituye un método de gran potencia, pudiendo proporcionar mayor y más útil información que el resto de métodos de proyecto sismorresistente descritos en este apartado.

Los resultados de este tipo de procedimientos se suelen presentar mediante las denominadas *Curvas IDA* (“IDA Curves”). Éstas consisten en representaciones similares a las curvas de capacidad fruto de los análisis “push-over”; en el eje horizontal se suele representar un índice relacionado con la magnitud de la respuesta y en el eje vertical se suele representar un índice relacionado con la severidad de la excitación. La Figura 2.24 muestra resultados de este tipo; la Figura 2.24(a) corresponde a análisis para un registro y la Figura 2.24(b) corresponde a análisis para varios (30) registros. En ambas representaciones la severidad de la acción sísmica se cuantifica mediante la ordenada del espectro de respuesta de aceleración para el primer modo  $S_a(T_1, 0,05)$  y la magnitud de la respuesta se cuantifica mediante el valor máximo (a lo largo de la duración del terremoto) del desplazamiento relativo entre plantas (“interstorey-drift”). La Figura 2.24(a) muestra tanto aumentos como disminuciones del daño en las plantas superiores al incrementarse la severidad de la excitación; este efecto se debe obviamente a la “protección” ejercida por las plantas inferiores, al resultar éstas severamente dañadas, sobre las plantas superiores. Ninguno de los otros métodos descritos en este apartado es capaz de predecir con tanta claridad este fenómeno. La Figura 2.24(b) muestra la notable variabilidad de la respuesta de una determinada estructura a registros que poseen, en primera aproximación, un nivel comparable de severidad.

Habitualmente se suelen relacionar los umbrales de daño IO, LS y CP con determinados valores del índice que cuantifica la magnitud de la excitación (ordenada en la Figura 2.24); de esta forma se pueden efectuar análisis basados en el objetivo (PBD) a partir de cálculos dinámicos incrementales.

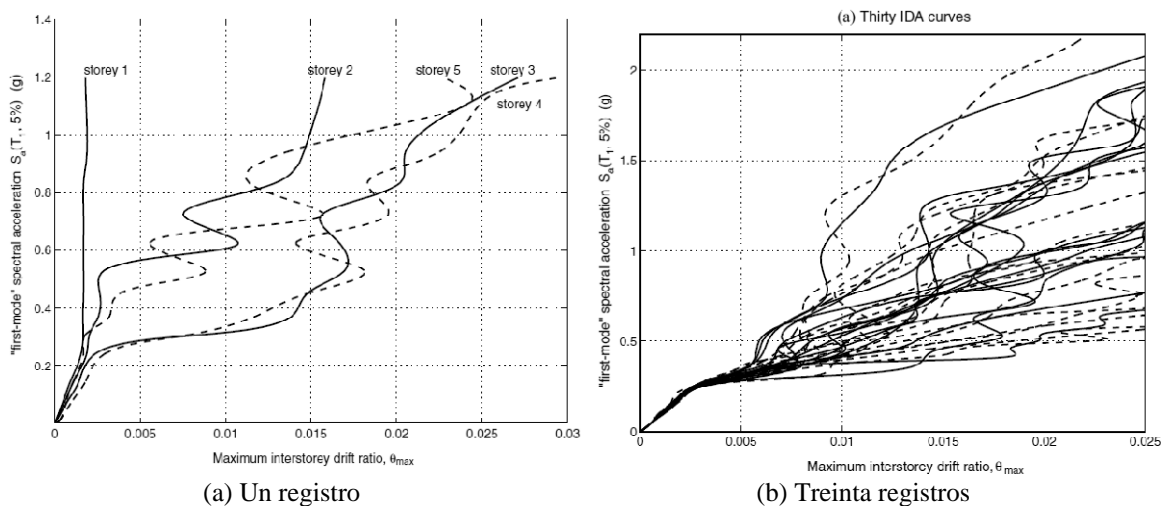


Figura 2.24 Ejemplos de curvas IDA [Vamvatsikos, Cornell, 2002]

Es destacable que la FEMA [FEMA 350, 2000] ha adoptado recientemente estas estrategias como el método de referencia para evaluar la capacidad sismorresistente de estructuras.



## **2.2 Comportamiento sísmico del hormigón armado**

### **2.2.1 Aspectos introductorios**

El hormigón es un material de naturaleza heterogénea que está compuesto principalmente por áridos, cemento y agua. Los primeros son los que ocupan el mayor volumen de la masa endurecida, mientras que el cemento y el agua interactúan químicamente para unir las partículas de árido y conformar la masa sólida. A lo largo de la historia este material se ha utilizado de diversas maneras, probablemente se comenzó a emplear en el antiguo Egipto [Nilson, 2003]. Sin embargo, con el transcurso de los siglos, este material ha experimentado notables cambios que han contribuido a que hoy en día sea uno de los materiales de construcción más utilizados y extendido por todo el mundo. Las ventajas que presenta son innumerables, siendo la resistencia a la compresión la más importante. No obstante, el hormigón posee baja resistencia a tracción, razón por la cual se suele proporcionar acero. De la combinación resultante de estos dos materiales surge el hormigón armado y que en la actualidad tiene muchas aplicaciones, convirtiéndose en uno de los materiales universales a la hora de proyectar estructuras.

Por otra parte, existen fenómenos dependientes del tiempo que afectan el comportamiento del hormigón. Éstos son los asociados a las acciones reológicas entre los cuales se encuentran la fluencia, retracción, relajación y envejecimiento. La fluencia está referida a las deformaciones en el tiempo que se producen de forma constante cuando el hormigón está sometido a tensión constante, siendo este efecto independiente de la retracción. De otro lado, la retracción es un fenómeno que se produce por el secado del agua contenido en la masa de hormigón a medida que se endurece, provocando que éste se retraiga en volumen y se generen tensiones a tracción que producen fisuras. Cuando no se controla adecuadamente este efecto puede causar fisuras considerables en elementos de hormigón produciendo una disminución de su resistencia. Generalmente en estructuras hiperestáticas el efecto de la retracción es mayor y puede causar tensiones elevadas y potencialmente peligrosas. La relajación en cambio es un fenómeno que se produce por la pérdida de tensión en el hormigón durante un período de tiempo cuando éste está sometido a deformación constante. Finalmente el envejecimiento está relacionado con el incremento de la resistencia del hormigón a medida que pasa el tiempo y por consiguiente en un aumento de su módulo de deformación. Dos modelos reológicos que logran representar el comportamiento general de la deformación y fluencia del hormigón son los propuestos por Burgers [Fuglsang, 1999] y Ross [Ross, 1958].

### **2.2.2 Relación constitutiva tensión-deformación del hormigón**

Debido a que el hormigón se utiliza principalmente en compresión, resulta de interés fundamental su curva tensión-deformación para caracterizar su comportamiento. La naturaleza no lineal de esta curva es causada por la interacción entre la pasta de cemento y los áridos, además del estado de tensión al que está sometido. A continuación se describe el comportamiento del hormigón bajo diferentes estados de sollicitación.

#### **2.2.2.1 Comportamiento uniaxial no confinado**

El hormigón bajo fuerzas uniaxiales y de magnitud pequeña se comporta elásticamente y lineal, siendo la tensión y deformación proporcionales entre sí; tal como se puede apreciar en las curvas tensión-deformación de la Figura 2.25(a). En dicha Figura la rama ascendente es casi lineal y su pendiente varía de acuerdo a la resistencia del hormigón; siendo las deformaciones correspondientes a los valores máximos de la tensión a compresión mayores para los hormigones de alta resistencia. Generalmente a bajas tensiones se producen microfisuras en la interface árido-pasta del hormigón, los cuales se desarrollan y propagan a medida que se incrementa la tensión produciendo fisuración. El efecto que producen en las curvas tensión-deformación es la concavidad de dichas curvas, así como la aparición de ramas descendentes (fenómeno conocido como reblandecimiento). Estas ramas tienen una longitud y pendiente que

varían de acuerdo al tipo de hormigón, siendo la característica principal para los hormigones de alta resistencia el modo de fallo frágil que los diferencia de los hormigones de baja resistencia. De ello se deduce que los hormigones menos resistentes son los más dúctiles. Además de estas características el hormigón posee baja resistencia a tracción, lo cual genera la aparición de fisuras prematuramente cuando las tensiones en el hormigón superan el valor de su resistencia a tracción. No obstante, la resistencia a tracción tiene un efecto significativo en la formación y propagación de fisuras en zonas traccionadas de elementos sometidos a flexión. Para contrarrestar esta desventaja del hormigón se suele proporcionar armaduras, los cuales absorben las tensiones a tracción que se puedan generar. Un fenómeno que habitualmente ocurre en el comportamiento a tracción de elementos de hormigón armado es el relacionado a la contribución del hormigón traccionado entre fisuras que origina un efecto de rigidización en la resistencia del elemento. A este efecto se le conoce en la literatura inglesa como “*Tension stiffening*” y tiene gran influencia en el comportamiento deformacional de estructuras de hormigón armado. En la actualidad se han propuesto diferentes modelos que permiten considerar este efecto, para lo cual se introducen modificaciones en la curva tensión-deformación del hormigón a tracción [Scanlon y Murray, 1974; Lin y Scordelis, 1975 y Bazant y Oh, 1984] o en la curva tensión-deformación del acero [Gilbert y Warner, 1978 y Bridge y Smith, 1982]. Debido a que es difícil ensayar el hormigón a tracción pura, su resistencia a tracción generalmente se determina a través de un ensayo indirecto, como por ejemplo el ensayo brasileño o el ensayo de flexo-tracción [Carneiro, 1953 y Akazawa, 1953]. En la Figura 2.25(b) se muestra una curva típica tensión-deformación para representar el comportamiento del hormigón a tracción.

### 2.2.2.2 Comportamiento uniaxial confinado

La naturaleza frágil del hormigón se evidencia en su curva tensión-deformación, el cual revela que la capacidad de deformación disminuye al no poseer confinamiento. De otro lado, se conoce que elementos estructurales que no posean de un confinamiento adecuado, son vulnerables a presentar un modo de fallo frágil como es el caso del cortante. No obstante, el comportamiento frágil del hormigón puede ser mejorado mediante la adición de confinamiento. Es decir, se puede incrementar su resistencia y capacidad de deformación considerablemente al proporcionar confinamiento como es el caso de estribos. El confinamiento además de mejorar el comportamiento del hormigón, previene del fallo por cortante a los elementos estructurales, así como evita el pandeo hacia fuera de las armaduras cuando están sometidos a acciones cíclicas de compresión. Numerosos autores [Kent et al., 1971; Vallenás et al., 1977; Sheikh y Uzumeri, 1982 y Saatcioglu y Razvi, 1992] han investigado el efecto beneficioso del confinamiento en el comportamiento sísmico del hormigón armado. Para lo cual han propuesto diferentes relaciones constitutivas que permiten considerar este efecto durante el análisis sísmico de estructuras. Uno de estos modelos que logra representar adecuadamente el comportamiento del hormigón confinado es el propuesto por Mander [Mander et al., 1988]. Esta relación se basa en que la resistencia a compresión del hormigón confinado está directamente relacionado a la tensión de confinamiento efectivo ( $f'_1$ ) que puede desarrollarse al plastificar la armadura transversal. Las curvas propuestas están determinadas empíricamente sobre la tensión de confinamiento efectivo, además de una relación de resistencia de confinamiento ( $K$ ), el cual se determina como la relación entre la resistencia a compresión del hormigón confinado ( $f'_{cc}$ ) y la resistencia del hormigón no confinado ( $f'_c$ ), tal como se describe en la siguiente expresión:

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = \left( -1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94f'_1}{f'_c}} - 2 \frac{f'_1}{f'_c} \right) \quad (2.15)$$

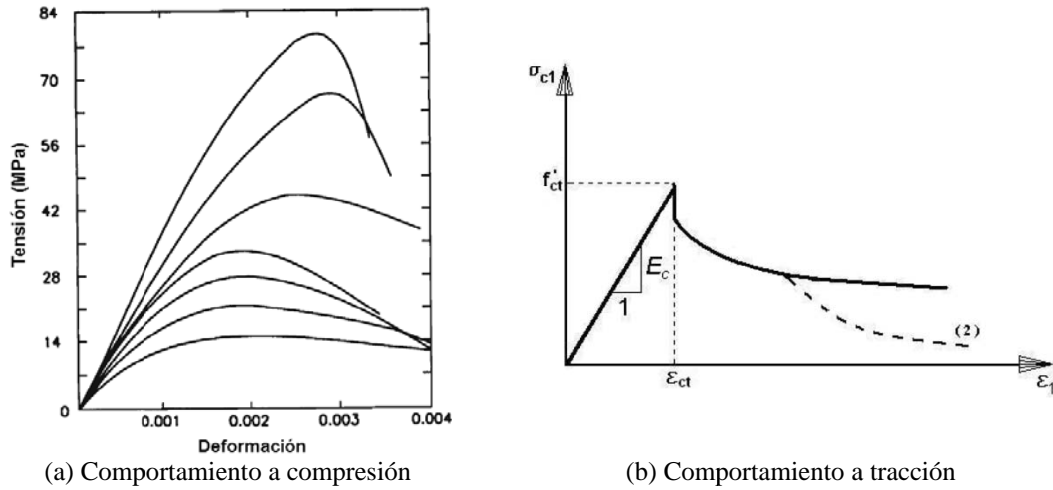


Figura 2.25 Curvas tensión-deformación del hormigón [Collins y Mitchell, 1991]

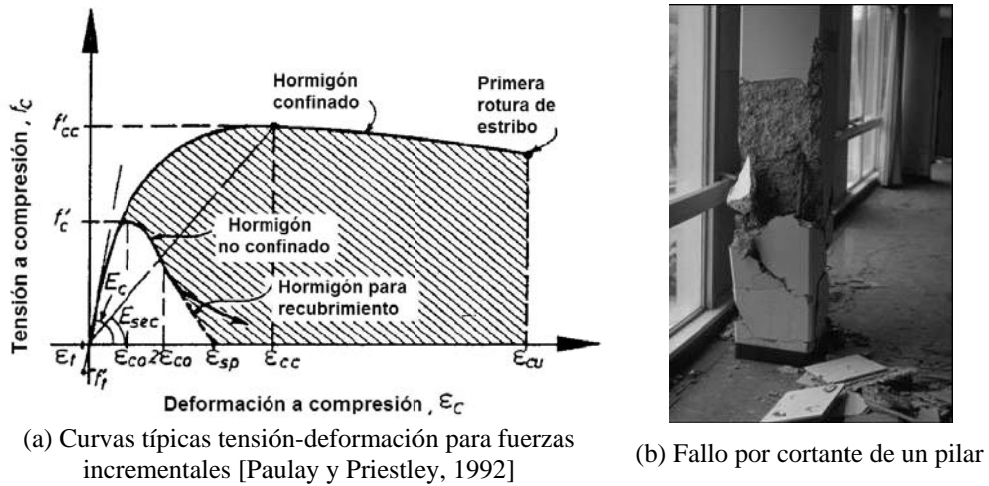


Figura 2.26 Efecto del confinamiento en el comportamiento del hormigón

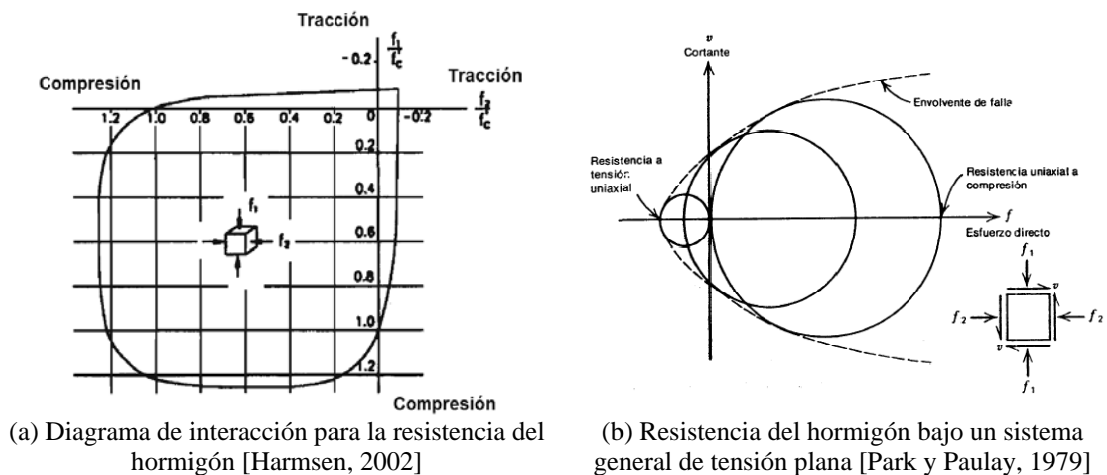


Figura 2.27 Comportamiento del hormigón bajo tensión bidimensional

En la Figura 2.26(a) se muestra el efecto del confinamiento en las curvas tensión-deformación del hormigón y en la Figura 2.26(b) se muestra una imagen del fallo por cortante de un pilar

debido a un deficiente confinamiento, observado después del terremoto de San Fernando de 1971 [NISEE, Berkeley].

### 2.2.2.1 Comportamiento biaxial

Bajo fuerzas biaxiales el comportamiento del hormigón mejora respecto al unidireccional, en parte debido a la relación de tensiones principales a la que es sometido (ver Figura 2.27(a)). Habitualmente se suele representar el estado de tensión bidimensional mediante círculos de Mohr, siendo la envolvente de todos los círculos de rotura el que representa la superficie de rotura en el espacio de las tensiones principales, tal como se muestra en la Figura 2.27(b).

### 2.2.2.2 Comportamiento triaxial

En el caso del hormigón sometido a un estado tensional de compresión triaxial, éste mejora significativamente respecto al unidireccional en términos de su resistencia y capacidad de deformación (ver Figura 2.28(a)). Sin embargo, el modo de fallo se produce ya sea por la fractura a tracción paralela a la tensión máxima de compresión o debido a un modo de fallo por cortante. Criterios como el de Mohr-Coulomb, Hsieh-Ting-Chen, Druger-Prager y Willam-Warneke [Hegemier et al., 1985] son utilizados para representar este comportamiento. En la Figura 2.28(b) se muestran los diferentes criterios que se consideran para modelar el comportamiento triaxial del hormigón.

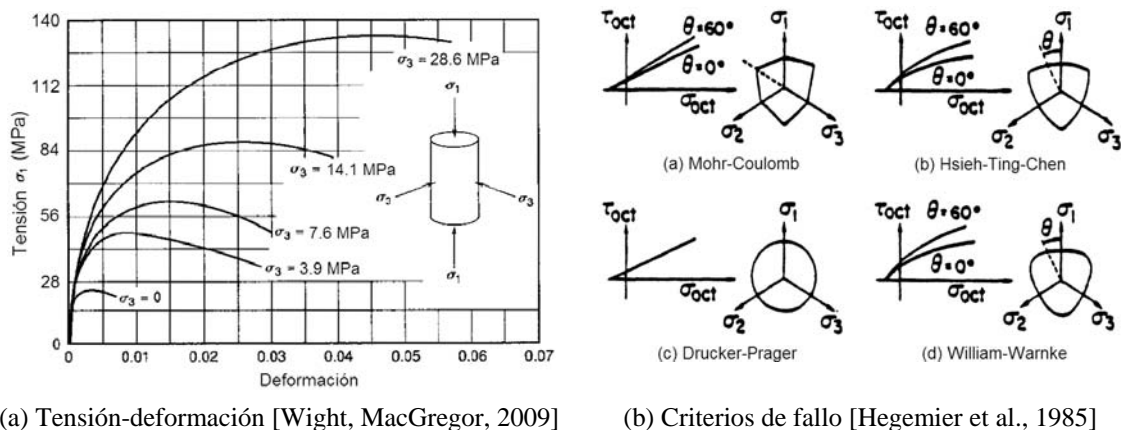


Figura 2.28 Comportamiento del hormigón sometido a compresión triaxial ( $f'_c = 25,2$  MPa)

### 2.2.3 Comportamiento histerético del hormigón

El comportamiento que experimenta el hormigón frente a fuerzas de gravedad y fuerzas sísmicas son diferentes. Siendo este último al que se presta mayor atención en el comportamiento sismorresistente de estructuras. En general, el efecto de la acción de fuerzas cíclicas como el que producen los sismos sobre el hormigón depende no solo de su resistencia estática sino también de otros factores como las condiciones de humedad, edad del material y de la velocidad de aplicación de las fuerzas. En el caso de que estas últimas sean de elevada magnitud y se apliquen rápidamente, se produce un efecto pronunciado de histéresis en la curva tensión-deformación, tal como se aprecia en la Figura 2.29 [Sinha et al., 1964]. Asimismo, en dicha Figura se observa que la envolvente de los lazos de histéresis se aproxima bastante a la curva que se obtiene para la aplicación de una fuerza estática incremental. Otros factores que influyen significativamente en el comportamiento sísmico del hormigón son el grado de confinamiento que presenta y el estado tensional al que está sometido.

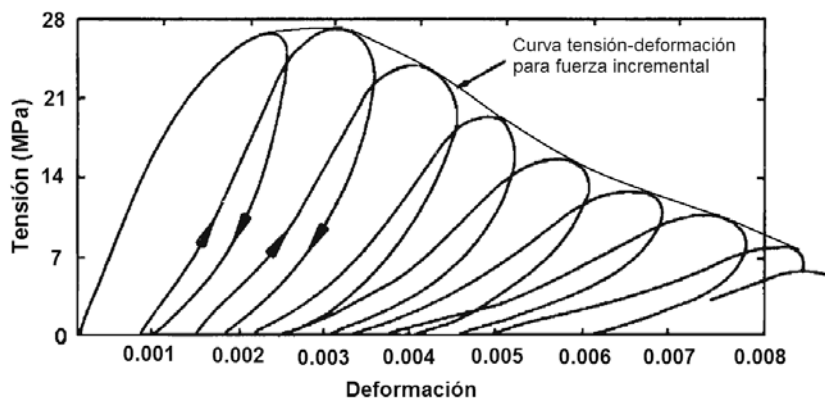


Figura 2.29 Comportamiento del hormigón frente a acciones cíclicas [adaptado de Sinha et al., 1964]

### 2.2.4 Relación constitutiva tensión-deformación del acero

El acero a diferencia del hormigón posee una elevada resistencia a la tracción, razón por la cual se suele utilizar en combinación con el hormigón para resistir esfuerzos de tracción y por consiguiente desarrollar un comportamiento más eficiente entre ambos. El comportamiento de este material frente a fuerzas incrementales es caracterizado mediante su curva tensión-deformación, donde el límite elástico ( $f_y$ ) y el módulo de deformación ( $E_s$ ) definen la pendiente inicial de la zona elástica, seguido de una meseta de cedencia y finalmente de un incremento en la resistencia debido al fenómeno de endurecimiento por deformación. De otro lado, las propiedades mecánicas del acero dependen de la composición química y del tratamiento térmico al que es sometido, siendo el carbono el más importante de ellos y el que determina la ductilidad y la resistencia. Por otra parte, cuando la velocidad de aplicación de las fuerzas es elevada se aprecia un ligero incremento del límite elástico, mientras que el módulo de deformación y la deformación última no cambian significativamente. Debido a esta razón se considera que la curva tensión-deformación uniaxial para fuerzas estáticas sea la misma para tracción y compresión. Usualmente se utilizan barras corrugadas, alambre y mallas electrosoldadas para proporcionar armadura al hormigón. En la Figura 2.30 se muestran curvas típicas tensión-deformación para diferentes tipos de acero.

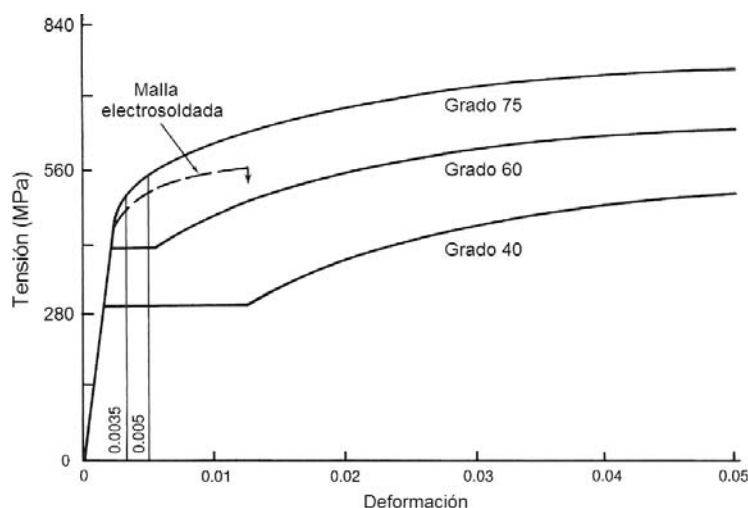


Figura 2.30 Curvas típicas tensión-deformación para diferentes tipos de acero [adaptado de Wight y MacGregor, 2009]

### 2.2.5 Comportamiento histerético del acero

Cuando el acero está sometido a fuerzas cíclicas que exceden su límite elástico, se produce una reducción de la zona elástica donde las tensiones son proporcionales a las deformaciones, produciendo que la curva tensión-deformación sea más redondeada. Esto último se debe al efecto Bauschinger, que relaciona la tensión de plastificación en compresión después de que el acero ha sufrido un cierto nivel de deformación plástica en tracción. Habitualmente la tensión de plastificación en compresión es inferior a la tensión de plastificación inicial, lo que evidencia que el comportamiento frente a deformaciones cíclicas sea distinto del comportamiento frente a deformaciones incrementales, tal como se muestra en la Figura 2.31. En esta Figura los ciclos de fuerza son estables y los lazos de histéresis muy amplios, evidenciando que el acero posee una gran capacidad para disipar energía sin pérdida significativa de su resistencia. Diversos autores [Menegotto y Pinto, 1973; Seckin, 1981, Filippou et al., 1983 y Vecchio, 1999] han propuesto diferentes modelos para representar el comportamiento histerético del acero. Dos de esos modelos que describen adecuadamente el comportamiento del acero considerando el efecto Bauschinger son los propuestos por Manegotto y Pinto [Menegotto y Pinto, 1973] (ver Figura 2.32(a)) y por Vecchio [Vecchio, 1999], este último utiliza una formulación de Ramberg y Osgood para considerar dicho efecto (ver Figura 2.32(b)). No obstante existentes otros modelos simplificados de forma bilineal que representan el comportamiento del acero cuando el efecto Bauschinger no es muy significativo.

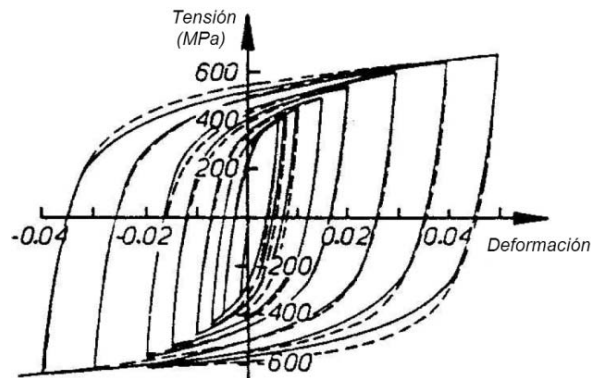
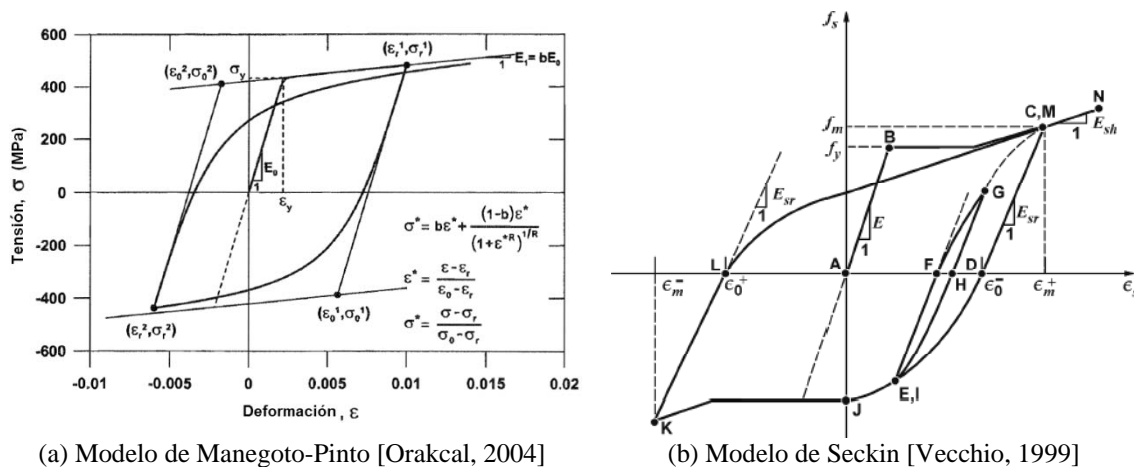


Figura 2.31 Comportamiento histerético del acero [adaptado de Paulay y Priestley, 1992]



(a) Modelo de Manegotto-Pinto [Orakcal, 2004]

(b) Modelo de Seckin [Vecchio, 1999]

Figura 2.32 Modelos histeréticos del acero

## 2.2.6 Comportamiento a flexión de secciones de hormigón armado

### 2.2.6.1 Comportamiento incremental

En general, el comportamiento a flexión de elementos de hormigón armado puede ser abordado a partir del análisis seccional o a través de la teoría de los dominios. El estudio seccional puede llevarse a cabo mediante la determinación del diagrama momento-rotación o momento-curvatura de la sección, los mismos que pueden ser calculados para diferentes niveles de fuerza axial. Estas relaciones proporcionan información relevante acerca de cómo es el proceso de deformación de la sección a medida que se incrementa el momento flector, logrando identificar etapas importantes como la fisuración del hormigón, plastificación de la armadura, resistencia máxima del elemento, así como la deformación última en el instante del fallo. Habitualmente algunos programas de ordenador utilizan modelos de fibras para el análisis seccional de elementos de hormigón armado, los cuales describen con bastante precisión las etapas mencionadas anteriormente, además de considerar la interacción entre el momento y la fuerza axial. Siendo la influencia este último significativa en la capacidad de deformación y en el modo de fallo de elementos de hormigón. En el caso de solicitaciones cíclicas el nivel de fuerza axial repercute en la ductilidad de estos elementos y sobre todo en la degradación de su resistencia y disipación de energía [Su y Wong, 2007]. Algunos de estos programas de ordenador que se suelen utilizar para determinar diagramas de momento-rotación o momento-curvatura son: Response 2000 [Bentz y Collins, 2000], BIAX [Wallace e Ibrahim, 1996] y XTRAC [Chadwell e Imbsen, 2004], entre otros. En la Figura 2.33 se muestra el diagrama momento-curvatura para un muro de hormigón armado.

La teoría de los dominios de deformación de la sección es un planteamiento adoptado en Europa [EHE-08, 2008; EC-2, 2000 y CEB-FIP, 1993] en el que se analiza los estados últimos de secciones sometidas a tensiones normales y se basa en definir tres modos de agotamiento para una fibra de la sección. Siendo el primero referido al agotamiento del acero en tracción, mientras que el segundo corresponde al agotamiento del hormigón en compresión bajo situaciones de flexión pura y flexión compuesta. En tanto que el tercero se refiere al agotamiento del hormigón en compresión pura. A partir de estos modos se establecen cinco dominios diferentes de rotura, los cuales se pueden apreciar en la Figura 2.34.

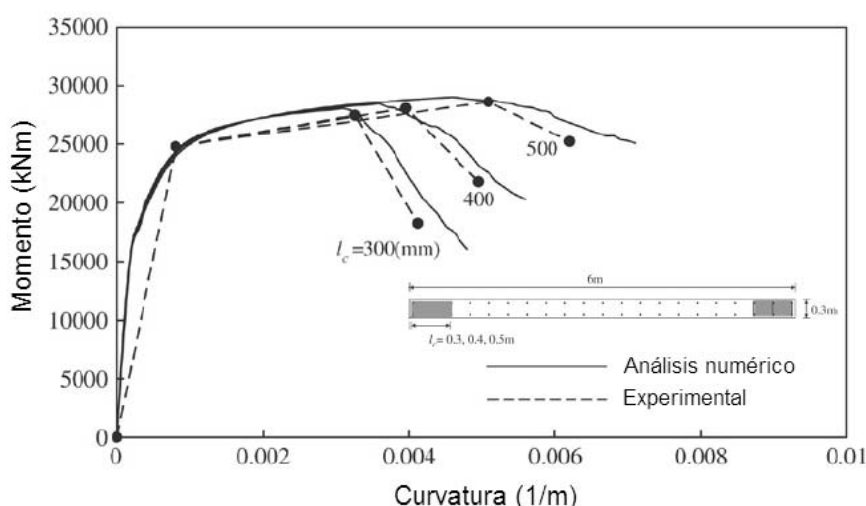


Figura 2.33 Diagrama momento-curvatura para un muro de hormigón armado [Park et al., 2006]

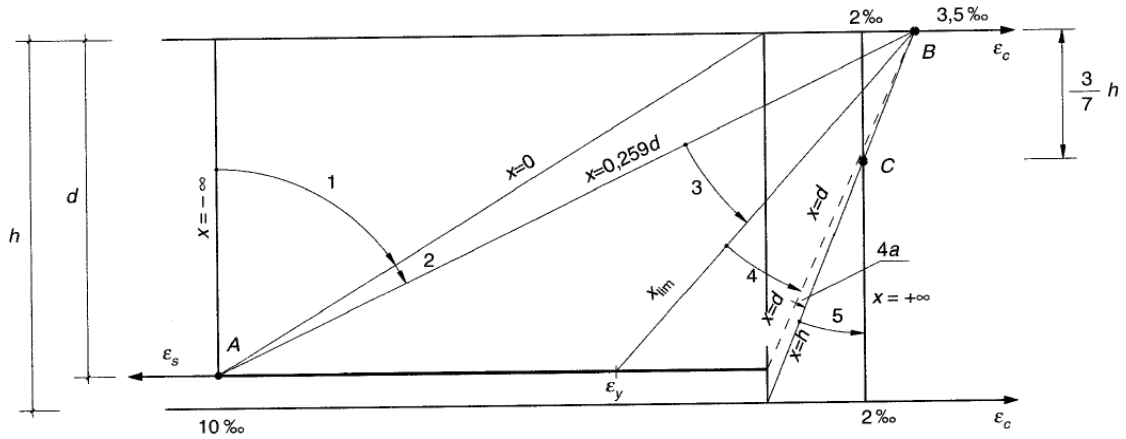


Figura 2.34 Dominios de deformación para un elemento estructural [EHE-08, 2008]

Tabla 2.6 Momentos de inercia eficaces para pantallas propuestos por diferentes códigos y autores [adaptado de Panneton, 2004]

Referencias	Rigidez a flexión ( $E_c I_e$ )	Rigidez a cortante ( $G A_e$ )	Comentarios
1) CSA A23.3-94	$I_e = 0,7 I_g$	$A_e = 1,0 A_g$	
ACI-318.08 (2008)	$I_e = 0,7 I_g$	$A_e = 1,0 A_g$	
2) CSA A23.3-04	$I_e = (0,3 + 2P/f_c A_g) I_g \leq 0,7 I_g$	$A_e = (0,3 + 2P/f_c A_g) A_g$	Cálculo de desplazamientos
3) Wallace y Moehle (1992)	$I_e = 0,5 I_g$	$A_e = 1,0 A_g$	Hormigón fisurado
FEMA 356 (2000)	$I_e = 0,5 I_g$	$A_e = 1,0 A_g$	
4) Ibrahim y Adebar (2004)	$I_e = (0,6 + P/f_c A_g) I_g \leq I_g$	$A_e = 1,0 A_g$	Propuso la fórmula de Park y Paulay (1975) como límite superior
CSA A23.3-04	$I_e = (0,6 + P/f_c A_g) I_g \leq I_g$	$A_e = (0,6 + P/f_c A_g) A_g$	Cálculo de esfuerzos internos
Park y Paulay (1975)	$I_e = (0,6 + P/f_c A_g) I_g \leq I_g$	$A_e = 1,0 A_g$	Muro con fuerza axial
5) Ibrahim y Adebar (2004)	$I_e = (0,2 + 2,5P/f_c A_g) I_g \leq 0,7 I_g$	$A_e = 1,0 A_g$	Límite inferior
6) Priestley y Hart (1989)	$I_e = (100/f_y + P/f_c A_g) I_g \leq I_g$	$A_e = 1,0 A_g$	Desarrollada para pantallas de mampostería de hormigón. Sin embargo, Paulay y Priestley (1992) recomiendan utilizar esta expresión para hormigón armado.
8) Adebar (1998)		$G_c = 0,1 G_g$	
9) Fuentes (1998)		$A_e = 0,4 A_g$	
10) NZS 3101 (1995) (Código de hormigón de Nueva Zelanda)	$I_e = 0,35 I_g$		Muro con fuerza axial $P/f_c A_g \approx 0,1$

Por otra parte, en el caso de muros de hormigón armado sometidos a solicitaciones normales, su comportamiento estructural está estrechamente relacionado a su rigidez a flexión ( $EI$ ), el cual depende principalmente de una serie de parámetros tales como: fuerza axial, nivel de fisuración y cuantía de armadura vertical que se considere [Ibrahim y Adebar, 2004]. Igualmente, otros parámetros que pueden afectar la rigidez a flexión de muros son: propiedad de los materiales, nivel de tensión, dimensión de la sección transversal, resistencia del hormigón a compresión y



tracción y, el posible deslizamiento entre el acero y el hormigón [Tremblay et al., 2001]. De otro lado, las incertidumbres para determinar la rigidez a flexión ( $EI$ ) de muros de hormigón pueden ser numerosas, sin embargo es necesario definir un valor adecuado para este parámetro a fin de evaluar correctamente el período fundamental de vibración de una estructura, así como los esfuerzos internos y desplazamientos laterales que se producen cuando la estructura está sometida a movimientos sísmicos. Habitualmente en la etapa de proyecto y en la evaluación sísmica de edificios, algunas normativas [CEN, 2005; ACI-318, 2008; ICC, 2006; y FEMA 356, 2000], entre otros suelen especificar factores de reducción medios para la rigidez a flexión ( $E_c I_e$ ) y cortante ( $GA_e$ ) para los diferentes elementos estructurales que conforman una estructura con la finalidad de tener en cuenta el efecto de la fisuración del hormigón en el comportamiento estructural. Usualmente a estos factores se les conoce como rigideces efectivas. En la Tabla 2.6 se muestran los diferentes factores de reducción propuestos por algunos autores y especificados por distintas normativas.

### 2.2.6.2 Comportamiento hysterético

Durante los movimientos sísmicos al que están sometidas las estructuras, algunos elementos estructurales pueden presentar un comportamiento dominado por flexión o cortante. El primero de ellos está relacionado a su capacidad de deformación sin pérdida significativa de resistencia y por lo general se produce en zonas de articulaciones plásticas, ubicadas en los extremos de los elementos. El segundo es considerado un comportamiento del tipo frágil que se produce por una pérdida súbita de la resistencia sin lograr desarrollar toda su capacidad de deformación. Las curvas de histéresis caracterizan la respuesta estructural de elementos de hormigón, donde el acero es el encargado de proporcionar capacidad de deformación y ductilidad a éstos cuando están sometidos a fuerzas cíclicas. Estas curvas se representan mediante relaciones de fuerza-desplazamiento o diagramas momento-curvatura, los cuales proporcionan información sobre la degradación de rigidez, pérdida de resistencia del elemento, así como la cantidad de energía que se disipa debido a las deformaciones inelásticas que se producen durante los ciclos de carga y descarga. Parámetros como el nivel de fuerza axial, forma de la sección transversal, resistencia del hormigón, cuantía y distribución del acero, así como la adherencia entre el acero y el hormigón influyen de manera significativa en el comportamiento hysterético de elementos de hormigón [Su y Wong, 2007].

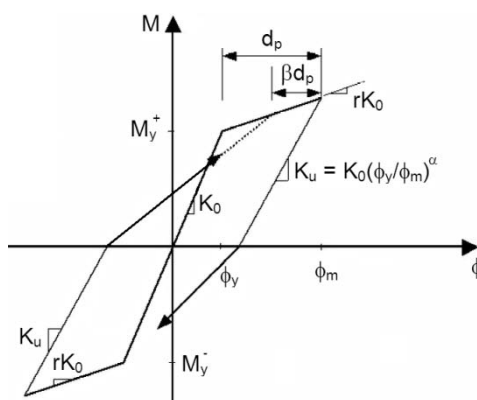
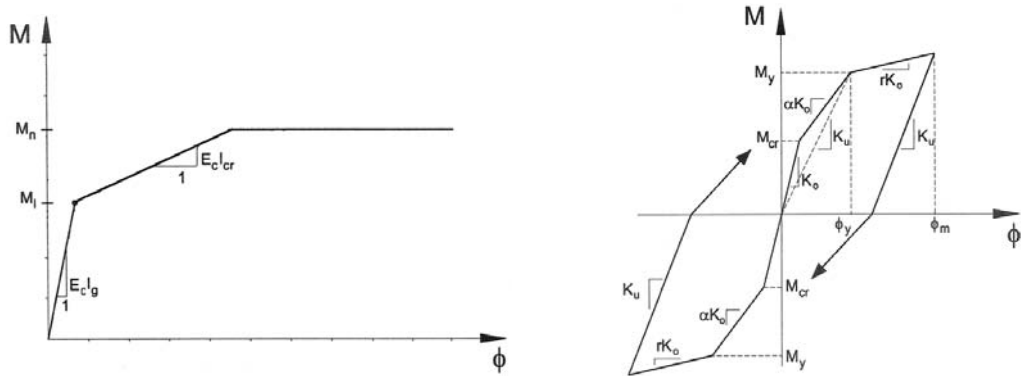


Figura 2.35 Ley de histéresis de Takeda modificada [adaptado de Bonnett, 2003]

En el caso de muros hormigón armado el comportamiento hysterético puede ser abordado a partir de su relación momento-curvatura de la sección, el cual depende de una serie de factores como los mencionados en el subapartado 2.2.6.1. Numerosos investigadores [Park y Paulay, 1979; Priestley y Kowalsky, 1998 y Ibrahim y Adebar, 2004; Clough y Johnston, 1966 y Roufaiel y Meyer, 1987] han propuesto diferentes modelos para describir el comportamiento hysterético de muros de hormigón, los cuales se basan en relaciones simplificadas de forma bilineal o trilineal que se obtienen de diagramas momento-curvatura. Uno de esos modelos que

describe adecuadamente el comportamiento histerético de muros de hormigón armado en términos de su diagrama momento-curvatura es la regla de histéresis bilineal de Takeda modificada [Otani, 1974], tal como se muestra en la Figura 2.35. Esta ley permite considerar la degradación de rigidez del elemento, así como los índices de daño a medida que aumenta el daño estructural. La pendiente inicial de esta curva ( $K_0$ ) representa la rigidez efectiva del muro antes que se produzca la plastificación del acero. Mientras que la segunda pendiente representa la plastificación de la sección y se expresa en términos de la pendiente inicial mediante un factor ( $r$ ).

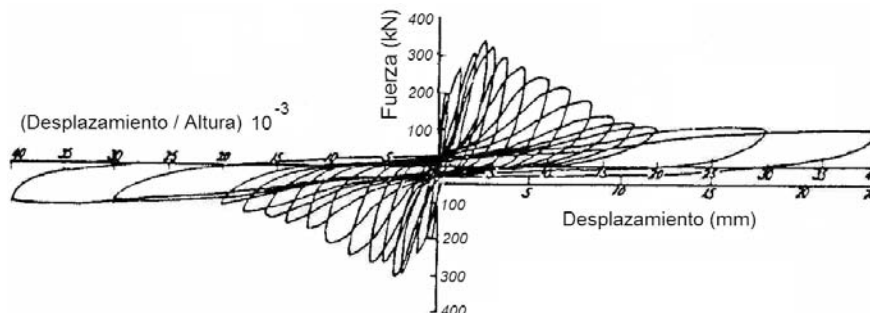


(a) Modelo incremental [Ibrahim y Adebar, 2004] (b) Modelo histerético de Muto [Panneton, 2004]

**Figura 2.36** Modelos del comportamiento seccional de muros de hormigón

Por otro lado, [Ibrahim y Adebar, 2004] propusieron un modelo trilineal que define el comportamiento de muros de hormigón en términos de su diagrama momento-curvatura, tal como se muestra en la Figura 2.36(a). La primera línea está referida a la rigidez inicial no fisurada de la sección ( $E_c I_g$ ), en tanto que la segunda línea representa la rigidez fisurada de la sección ( $E_c I_{cr}$ ), la cual depende principalmente de la geometría de la sección y la cantidad de armadura vertical. De otro lado, el momento flector ( $M_l$ ) de la Figura 2.36(a) es definido por la intersección de la primera línea (rigidez no fisurada) y la segunda línea (rigidez fisurada). La tercera recta está definida por el momento resistente de la sección ( $M_n$ ). Por otra parte, el modelo trilineal desarrollado por [Ibrahim y Adebar, 2004] puede ser adaptado a la ley histerética de Muto [Carr, 2003] para analizar el comportamiento sísmico de muros de hormigón, tal como se muestra en la Figura 2.36(b).

El pinzamiento (“pinching”) a flexión es un fenómeno que habitualmente se produce en elementos de hormigón armado cuando están sometidos a fuerzas cíclicas. Se caracteriza por la presencia de una zona estrecha en los lazos de histéresis que describen el comportamiento cíclico de un elemento estructural. Este estrechamiento se produce por la reducción continua de la rigidez en las etapas de recarga, seguido de un incremento de rigidez próximo al punto de origen, tal como se aprecia en la Figura 2.37. El pinzamiento reduce significativamente la capacidad de disipación de energía de elementos estructurales, en tanto que las causas de su origen son diversas. No obstante, éstas están vinculadas principalmente a la apertura y cierre de fisuras después de producirse la plastificación de la armadura longitudinal. La cantidad de pinzamiento depende de muchos factores tales como el nivel de fuerza axial, propiedades de los materiales y detalle de la armadura. Mientras que la influencia de estos factores sobre la cantidad de pinzamiento puede describirse cualitativamente, sus efectos no se pueden cuantificar de una manera simple. Por ejemplo, la presencia de fuerza axial sobre un elemento estructural reduce la cantidad de pinzamiento, debido a que la acción vertical tiende a mantener las fisuras cerradas en el momento de la descarga. Recientemente, el trabajo de [Mansour, Hsu y Lee, 2002] indicó que el pinzamiento está estrechamente relacionado con la orientación en que se disponen las armaduras en elementos de hormigón.



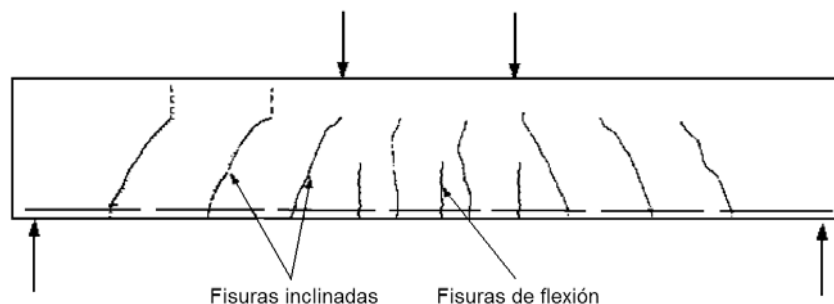
**Figura 2.37** Pinzamiento en la respuesta histerética de un muro de hormigón armado [adaptado de Paulay y Priestley, 1992]

## 2.2.7 Comportamiento a cortante de secciones de hormigón armado

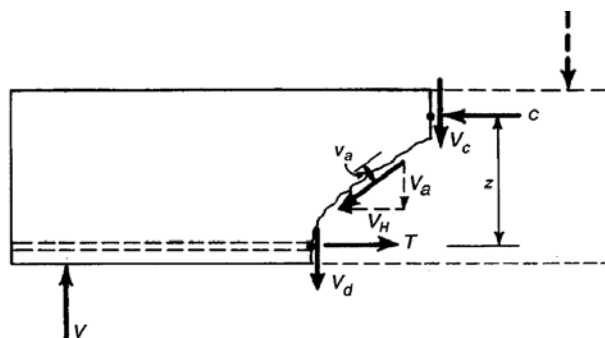
### 2.2.7.1 Comportamiento incremental

A diferencia del comportamiento a flexión, el comportamiento a cortante en secciones de hormigón armado es más difícil de comprender debido a que intervienen una serie de factores, por lo que es difícil de predecir de manera exacta. En general, este comportamiento es considerado un tipo de fallo frágil que ocurre súbitamente, debido a la caída brusca de la resistencia lateral y por tanto peligrosa para la seguridad de las estructuras. En los últimos años, el fallo por cortante ha sido la causa de numerosos colapsos de estructuras ubicadas en zonas con alto riesgo sísmico [Collins y Mitchell, 1991]. Por tanto, es importante evitar que este tipo de fallo gobierne el comportamiento estructural cuando las estructuras están sometidas a solicitaciones sísmicas.

Para comprender mejor este comportamiento se utilizará el caso de una viga de hormigón provista de armadura longitudinal y sin armadura de cortante. La viga está biarticulada en sus extremos y cargada por dos fuerzas puntuales cerca del centro del vano, tal como se muestra en la Figura 2.38.



**Figura 2.38** Fisuración de una viga de hormigón armado



**Figura 2.39** Mecanismo resistente a cortante en una viga de hormigón sin armadura transversal

Como es conocido la aplicación de fuerzas puntuales en el centro de una viga biarticulada en sus extremos genera tensiones normales y tangenciales en la sección que luego se combinan para generar tensiones principales a una inclinación de aproximadamente  $45^\circ$  respecto al eje de la viga. Las tensiones principales constan de dos componentes: tensiones a compresión diagonal y tensión a tracción diagonal, siendo este último el causante de que aparezcan fisuras inclinadas en la viga. De otro lado, a medida que se incrementa la magnitud de las fuerzas, aumentan también las fisuras verticales a flexión y las fisuras diagonales en la viga, generando varios mecanismos de transmisión del cortante que se muestran en la Figura 2.39.

De la figura anterior se puede apreciar que aislando una porción de la viga a la izquierda de la fisura inclinada, la fuerza externa ( $V$ ) está resistida por la combinación de:

- Resistencia al cortante en la parte no fisurada del hormigón ( $V_c$ ) [Fenwick y Paulay, 1968]
- Transferencia del cortante mediante la fricción entre caras de fisuras ( $V_a$ ), debido al entrelazamiento del árido a lo largo de la superficie rugosa de la fisura inclinada [Fenwick y Paulay, 1968].
- Efecto pasador o fuerza de dovela ( $V_d$ ) debido a la resistencia de la armadura longitudinal al cortante transversal [Johnson y Zia, 1971].
- Acción arco [Kani, 1966], debido a la formación de zonas de compresión entre el punto de aplicación de la fuerza y la reacción en un apoyo.

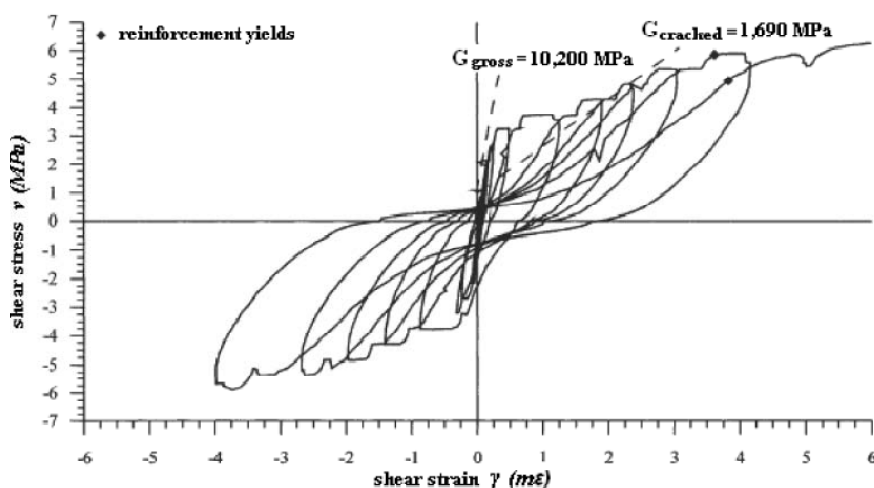
#### 2.2.7.2 Comportamiento histerético

Durante algunos años atrás, se creía que el comportamiento a cortante del hormigón armado era lineal hasta alcanzar su resistencia a cortante, para posteriormente presentar un modo de fallo frágil. Sin embargo, los trabajos de [Villani, 1995; Stevens et al., 1991; Meyboom, 1987 y Vecchio y Collins, 1982] concluyeron que después de la plastificación de la armadura, la capacidad de deformación a cortante continua no apreciándose el modo de fallo frágil como se creía en un inicio.

Según Dionysis [Biskinis et al., 2004] los diferentes mecanismos que están relacionados con la degradación de la resistencia al cortante en elementos de hormigón armado sometidos a fuerzas cíclicas son:

- Reducción gradual del entrelazamiento de los áridos a lo largo de las grietas diagonales, como resultado de la degradación de su interface que se suaviza con las fuerzas cíclicas.
- Degradación de la acción dovela debido a los ciclos de fuerza cortante y a la acumulación de las deformaciones inelásticas en la armadura longitudinal.
- Desarrollo de fisuras a flexión en toda la profundidad del elemento y por consiguiente en una reducción de la contribución de la zona de compresión a la resistencia a cortante.
- Reducción del entrelazamiento de los áridos a lo largo de las grietas diagonales, como éstos gradualmente se abren debido al deslizamiento de adherencia y a la acumulación de deformaciones inelásticas en los estribos que atraviesan las fisuras.
- El ablandamiento del hormigón en compresión diagonal, debido a la acumulación de deformaciones transversales a tracción.

Por otra parte, estudios experimentales realizados en elementos planos de hormigón armado han demostrado que dichos elementos sometidos a fuerza cortante se deforman de manera dúctil después del inicio de la plastificación de la armadura; siempre y cuando posean una cierta cantidad de acero. En el caso de elementos con insuficiente cantidad de armadura, el fallo se debe a la tensión diagonal del hormigón al inicio del agrietamiento. En tanto que elementos con excesiva cantidad de armadura el fallo se deberá a la compresión diagonal del hormigón. En la Figura 2.40 se observa la respuesta a cortante de un elemento plano de hormigón armado sometido a fuerzas cíclicas [Villani, 1995]. En dicha figura se aprecia como el elemento plano tiene capacidad de deformación una vez iniciado la fisuración del hormigón. No obstante, la rigidez a cortante ( $G$ ) se degrada a medida que se incrementa la fuerza cortante cíclica.



**Figura 2.40** Respuesta histerética de un elemento plano de hormigón armado sometido a solicitaciones en su plano [Villani, 1995]

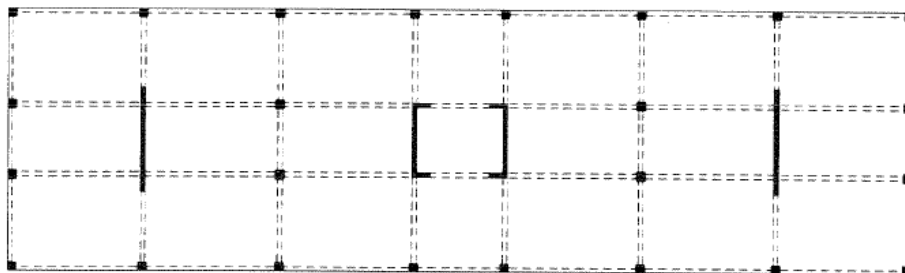
En la actualidad, se han propuesto diferentes modelos para la respuesta no lineal de cortante en muros de hormigón [Ozcebe y Saatcioglu, 1989] y algunos programas de ordenador tales como el Response 2000 [Bentz, 2000] emplean planteamientos avanzados como por ejemplo la Teoría del Campo de Compresiones para tratar este fenómeno [Collins y Mitchell, 1991]. Sin embargo, la ventaja de utilizar modelos simplificados como por ejemplo el modelo de corte trilineal propuesto por [Gérin y Adebar, 2004] es la importancia de considerar tres parámetros diferentes asociados con la fisuración del hormigón, plastificación de la armadura horizontal y la capacidad de deformación máxima.

Habitualmente en la evaluación sísmica de estructuras, este comportamiento se tiene en cuenta de manera desacoplada conjuntamente con la flexión. Para lo cual se hace uso de curvas envolventes de forma bilineal o trilineal obtenidas experimentalmente y que permiten describir dicho comportamiento. Sin embargo, tal como señala Massone [Massone, 2010] este comportamiento debería ser considerado de manera simultánea.

## 2.3 Edificios con muros de hormigón

### 2.3.1 Descripción general

En este apartado se presenta una breve introducción y reseña histórica sobre los edificios con muros no delgados de hormigón armado y su comportamiento sísmico observado. Asimismo, se describen las tipologías de estos edificios y se presenta un breve resumen sobre los estudios teóricos e investigación experimental llevados a cabo.



**Figura 2.41** Planta de un edificio típico con muros de hormigón armado

Los edificios con muros de hormigón constituyen una tipología estructural que proporciona tanto rigidez como resistencia lateral a los edificios para resistir fuerzas horizontales producidas por viento o sismo. Los muros permiten controlar los desplazamientos laterales que producen los terremotos y por tanto limitan el daño estructural a niveles aceptables. Sin embargo, tienen el inconveniente de aumentar las fuerzas sísmicas considerablemente. En la Figura 2.41 se muestra una planta típica de un edificio con muros de hormigón.

En este contexto, fue en la década de 1950 donde el enfoque moderno de la ingeniería sísmica empezó a desarrollarse, en gran parte debido a una intensa actividad de la construcción que se producía como resultado de la finalización de la Segunda Guerra Mundial. Es así como comienza a desarrollarse el estado del conocimiento sobre el comportamiento estructural de muros de hormigón armado y se realizan los primeros estudios experimentales sobre el fenómeno del cortante [Tomii y Osaki, 1955] y el comportamiento frente a cargas verticales [Larsson, 1959]. Por otra parte, en aquella época el proyecto de edificios de hormigón armado consistía en un sistema estructural a base de pórticos en las dos direcciones ortogonales en planta. Sin duda, se creía que proporcionar mayor rigidez a las estructuras conducía a tener una estructura con un comportamiento frágil. Sin embargo, esta idea fue siendo refutada por el avance de estudios teóricos y experimentales. A lo largo de los años, el sistema de muros de hormigón armado ha mejorado significativamente, en especial lo referente a sus detalles sísmicos, combinación con otros elementos (pórticos) y a un mayor conocimiento sobre su comportamiento. Actualmente es posible proyectar estructuras con muros de hormigón armado capaces de disipar energía, controlar el daño y evitar el colapso durante movimientos sísmicos intensos.

Durante las últimas décadas, los edificios a base de muros de hormigón armado se han convertido en una tipología de construcción que ha ganado bastante aceptación a la hora de proyectar estructuras en zonas con amenaza sísmica considerable; en gran parte debido a sus ventajas arquitectónica, estructural y económica. Observaciones post-sísmicas han indicado que estructuras que empleaban muros de hormigón armado para la resistencia de fuerzas laterales, presentaron un buen comportamiento estructural [Fintel, 1991]. Es así, que en países como Turquía, Chile y Japón vienen utilizando este sistema estructural desde hace varios años atrás como alternativa a los sistemas tradicionales de pórticos de hormigón armado y muros de mampostería (obra de fábrica) y, con resultados satisfactorios ante movimientos sísmicos. Un ejemplo donde el uso de muros de hormigón armado se hace imprescindible es en el caso de edificios altos donde los muros habitualmente están dispuestos alrededor del perímetro del ascensor y núcleos de escaleras conformando una sola unidad que se extiende a lo largo de la altura del edificio. La inclusión de estos elementos permite controlar los desplazamientos horizontales y limita el daño a los elementos estructurales y no estructurales. Por otra parte, es reconocido también que los edificios con muros de hormigón armado y proyectados adecuadamente, proporcionan un alto grado de protección sísmica, tanto en términos de control de daños como en términos de prevención del colapso [Paulay y Priestley, 1992].

A menudo, se suele utilizar el término “muro de cortante” o “pantalla” para referirse a un muro de hormigón armado que resiste además de las fuerzas de gravedad, fuerzas horizontales producidas por la acción del viento o sismo que actúan paralelamente a su plano. Sin embargo, el comportamiento estructural podría ser gobernado por flexión o cortante. Es así que en algunas normativas como el Eurocódigo 8 [CEN, 2005] o el ACI 318 [ACI 318-08, 2008] suelen referirse a estos elementos como “muros estructurales”.

Habitualmente los muros estructurales que conforman el sistema sismorresistente de una estructura puede presentar diferentes formas en su sección transversal, tales como: secciones rectangulares o secciones con elementos de borde. Éstos últimos proporcionan capacidad de deformación al muro y anclaje efectivo a las vigas transversales. En el caso de muros delgados, estos elementos proporcionan estabilidad ante el pandeo lateral y permiten un confinamiento

efectivo del hormigón comprimido en regiones donde se espera que se formen rótulas plásticas. En la Figura 2.42 se aprecia diferentes secciones en muros estructurales.



Figura 2.42 Secciones comunes de muros estructurales [Paulay y Priestley, 1992]

Particularmente en edificios de viviendas de mediana altura, la sección transversal de los muros no cambia con la altura. En general los muros suelen presentar aberturas en el alma o en partes del ala de la sección. En la Figura 2.43 se muestran los diferentes casos de secciones transversales en muros estructurales.

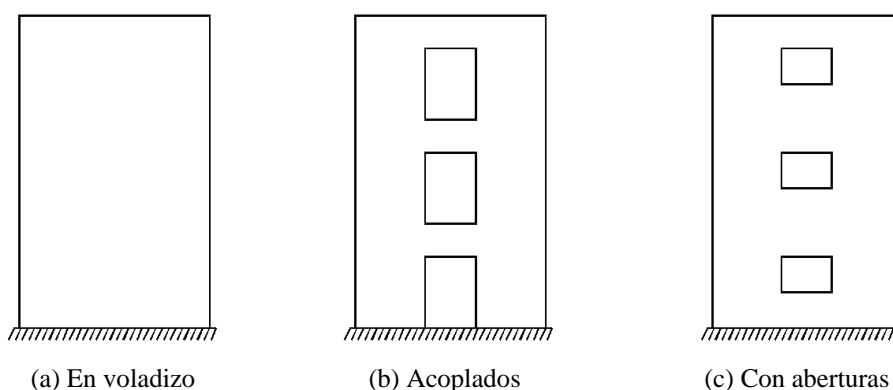


Figura 2.43 Clasificación de muros según su forma en elevación

En el caso de muros con aberturas su respuesta sísmica está relacionada con la disposición de dichas aberturas. Las aberturas que se encuentran próximas pueden generar zonas extremadamente débiles y por lo tanto un comportamiento inadecuado. En estos casos se recomienda que las aberturas se encuentren a una mayor distancia de tal modo de obtener zonas que sean capaces de transmitir las tensiones al hormigón y no afecte a la resistencia tanto a flexión y cortante del muro.

### 2.3.2 Tipos de edificios con muros de hormigón

La elección de una tipología estructural para resistir fuerzas laterales, producidas por viento o sismo surge de la necesidad de cumplir ciertos aspectos relacionados con: uso que se le dé, número de plantas, economía, aspectos arquitectónicos, requerimiento estructural y rapidez de ejecución.

Los códigos sísmicos actuales señalan determinadas tipologías en función de la importancia de la estructura y severidad de la acción sísmica. Para tal propósito es necesario que estas estructuras posean una adecuada rigidez, resistencia y capacidad de deformación. Así por ejemplo, en el caso de los edificios altos, el sistema estructural óptimo es generalmente una combinación de pórticos y muros de hormigón armado [ASCE 7-05, 2005].

#### 2.3.2.1 Sistemas de pórticos y muros

Llamado también sistema estructural “dual”, debido a la combinación entre pórticos y muros estructurales de hormigón armado. Habitualmente se utilizan en edificios altos donde ambos elementos conforman el sistema resistente a fuerzas laterales. No obstante su comportamiento estructural es caracterizado por el fenómeno de interacción entre el pórtico y el muro ante

fuerzas laterales; el pórtico provoca que el muro no se deforme libremente y viceversa, originando que el pórtico tire del muro hacia atrás en las plantas superiores, mientras que en las plantas inferiores ocurre lo contrario. La interacción produce una reducción de los desplazamientos laterales en las últimas plantas de la estructura y una redistribución de fuerzas a lo largo de su altura. Habitualmente este efecto está asociado a la compatibilización de deformaciones que se presenta entre el pórtico y el muro cuando están sometidos a fuerzas laterales. En la Figura 2.44 se muestra la interacción entre un pórtico y un muro de cortante de un edificio de trece plantas.

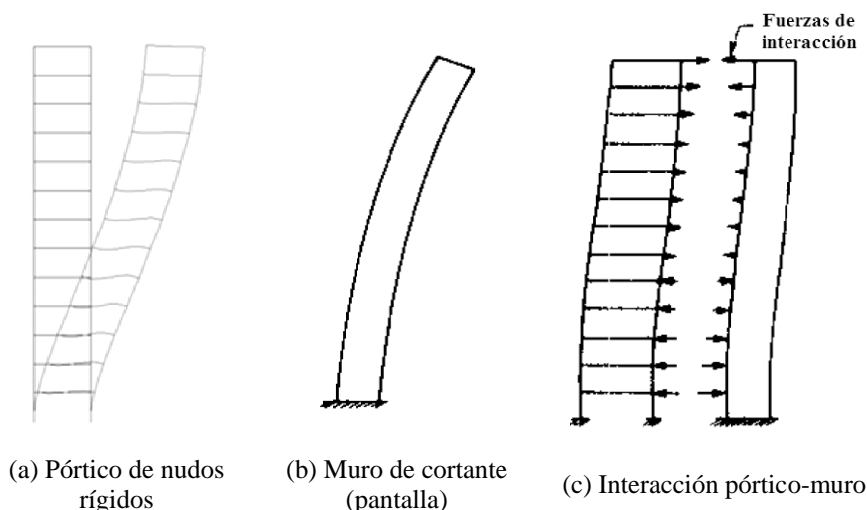


Figura 2.44 Modos de deformación horizontal de edificios

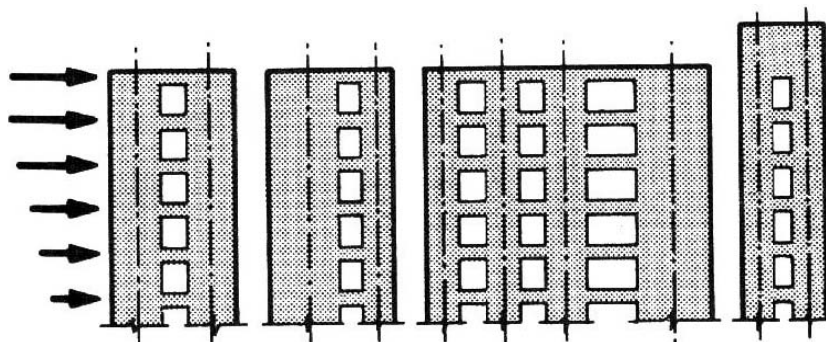


Figura 2.45 Tipos de muros estructurales acoplados [Paulay y Priestley, 1992]

### 2.3.2.1 Sistemas de muros con vigas de acoplamiento

Este sistema estructural es uno de los más utilizados en zonas de mayor riesgo sísmico, por desarrollar altos niveles de deformación, debido a que a menudo están sujetos a altas sollicitaciones de ductilidad y fuerza cortante. En el caso de las vigas de acoplamiento, éstos son elementos que logran disipar gran cantidad de energía cuando incursionan en el rango no lineal. El comportamiento que presentan los muros acoplados (Figura 2.45) depende en gran medida del grado de acoplamiento de las vigas, es decir un grado de acoplamiento alto indica que los muros responden de manera similar a un muro en voladizo, mientras que un grado de acoplamiento bajo indica que los muros responden como voladizos por separados. Generalmente el modo de fallo de este sistema se inicia con la plastificación de las vigas de acoplamiento seguido por la de los muros. Los códigos sísmicos de hoy en día especifican detalles especiales en las vigas como la colocación de barras diagonales para lograr una cierta capacidad de disipación de energía, tal como se muestra en la Figura 2.46.



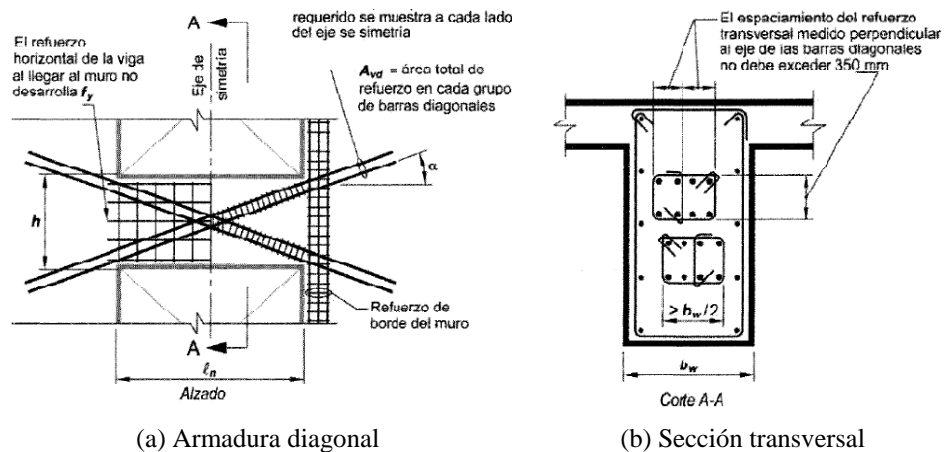


Figura 2.46 Detalle del armado recomendado en vigas de acoplamiento [ACI-318, 2008]

### 2.3.2.2 Sistemas de pantallas (muros de cortante)

En este sistema estructural todos los elementos verticales son muros de hormigón armado, cuya función es la de resistir tanto cargas de gravedad como fuerzas laterales producidas por viento o sismo. Generalmente la disposición de muros en planta se realiza en dos direcciones, el cual permite arriostrar a los muros en su dirección perpendicular, evita el pandeo de los muros fuera de su plano durante eventos sísmicos severos y contribuye a incrementar su resistencia a flexión. Cabe resaltar dentro de esta tipología que uno de los sistemas estructurales más populares que se ha venido utilizando en varias partes del mundo para el proyecto sismorresistente son los edificios con encofrado túnel, conocidos también en la literatura inglesa como “*Tunnel form building*”, donde la característica principal de éstos es el hormigonado simultaneo de los muros y losas de piso a través de un encofrado en forma túnel. El sistema estructural de estos edificios está constituido por pantallas, losas macizas (placas plana) y losas de cimentación de hormigón armado.

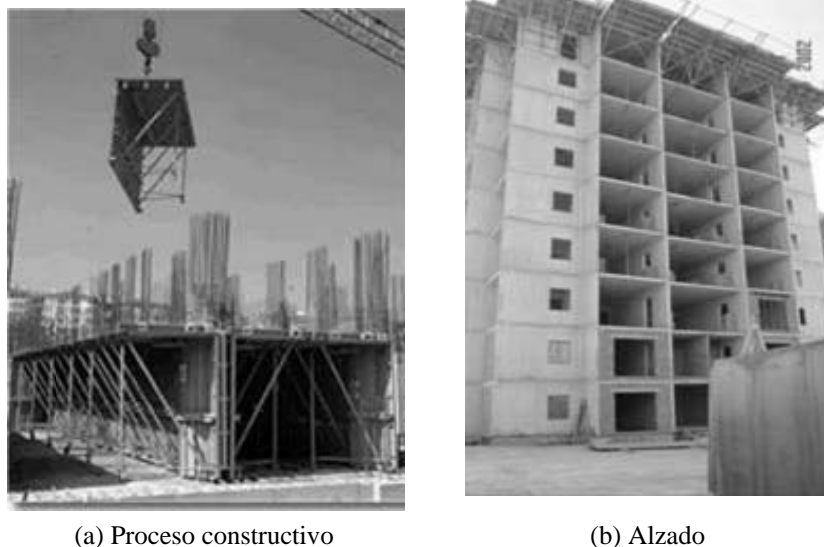


Figura 2.47 Edificio típico con encofrado túnel en Turquía [Yakut y Gulkan, 2003]

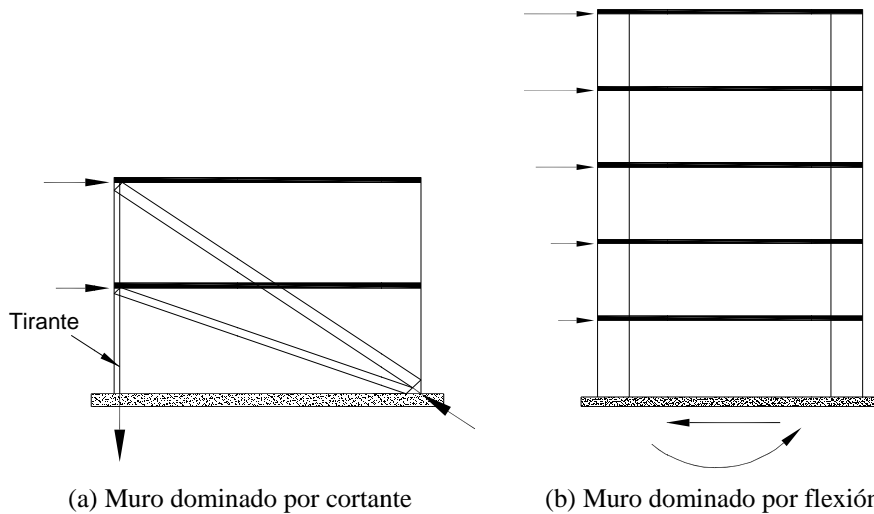
En países por ejemplo como Turquía este sistema se viene construyendo desde los primeros años de la década de los 70, con resultados satisfactorios durante movimientos sísmicos intensos (Izmit 1999 y Bingol 2003). En la Figura 2.47 se muestra un edificio típico con encofrado túnel que se construye en Turquía.

### 2.3.2.3 Sistemas de muros sobre losas de transferencia

En este sistema la inclusión de un espacio libre en la planta baja obliga a la creación de una planta con poca cantidad de muros y donde el sistema de transferencia para soportar a los muros de las plantas superiores está constituido íntegramente por vigas de gran canto y losas macizas de hormigón armado. Este sistema estructural ha aumentado en los últimos años principalmente en zonas de moderada sismicidad. Sin embargo, éstos se pueden observar también en algunos países con una sismicidad considerable. En la Figura 2.48 se muestra un edificio con sistema de transferencia construido en Hong Kong.



Figura 2.48 Edificio con sistema de transferencia en Hong Kong [Su y Cheng, 2009]



(a) Muro dominado por cortante

(b) Muro dominado por flexión

Figura 2.49 Tipos de comportamiento en muros de hormigón armado [Wight y McGregor, 2009]

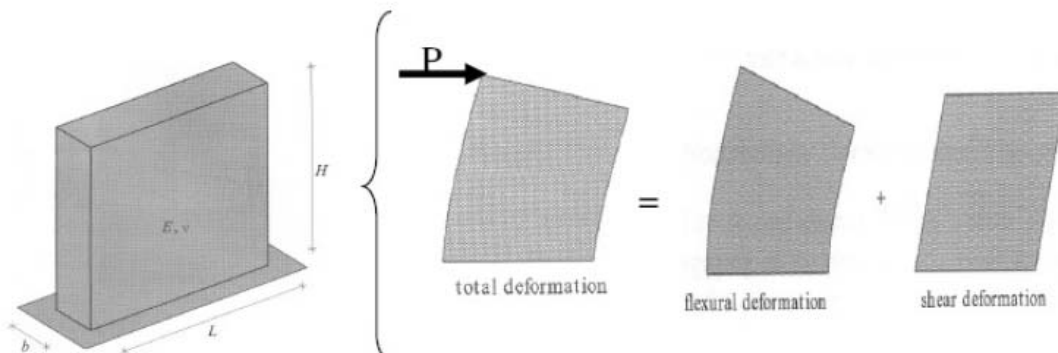
## 2.3.3 Comportamiento estructural

### 2.3.3.1 Comportamiento para acciones horizontales

En general el comportamiento estructural de muros de hormigón armado está estrechamente relacionado a su relación de aspecto (relación altura-longitud  $h_w / l_w$ ) y de otros parámetros como la cantidad de armadura y secuencia de aplicación de fuerzas [Ghosh, 1982]. Muros con relaciones de aspectos menores a 1,5 presentarán un comportamiento dominado por cortante, mientras que para relaciones mayores a 1,5 el comportamiento será dominado por flexión [FEMA 356, 2000]. Por otra parte, es preferible que el comportamiento estructural de muros sea gobernado por flexión, dado que este tipo de fallo es considerado ser dúctil, produciéndose

primero la plastificación del acero, antes de que ocurra el aplastamiento del hormigón y evitar en lo posible que el cortante controle el comportamiento. Este último considerado un tipo de fallo frágil. En la Figura 2.49 se muestra el tipo de comportamiento de muros con diferentes relaciones de aspecto.

Para comprender mejor el comportamiento de muros frente a acciones horizontales, se presenta en la Figura 2.50 un muro en voladizo sometido a la aplicación de una fuerza horizontal en su parte superior.



**Figura 2.50** Deformación de un muro en voladizo bajo fuerza lateral [Neuenhofer, 2006]

De la Figura 2.50 se deduce que la deformación total del muro está compuesta de dos tipos de deformación (flexión y cortante), tal como se describe en la siguiente expresión:

$$\Delta_{total} = \Delta_{flexión} + \Delta_{corte} \quad (2.16)$$

Por otra parte, a partir del análisis estructural del muro, se obtiene que la deformación total de éste sea:

$$\Delta_{total} = \frac{PH^3}{3EI} + \alpha \frac{PH}{GA} \quad (2.17)$$

$P$  es la fuerza lateral,  $H$  es la altura del muro,  $I$  es su momento de inercia,  $A$  es el área a cortante del muro,  $\alpha$  es el coeficiente de forma el cual tiene en cuenta la distribución de las tensiones tangenciales a través de la sección transversal,  $E$  es el módulo de deformación del material y  $G$  es el módulo de elasticidad transversal del material.

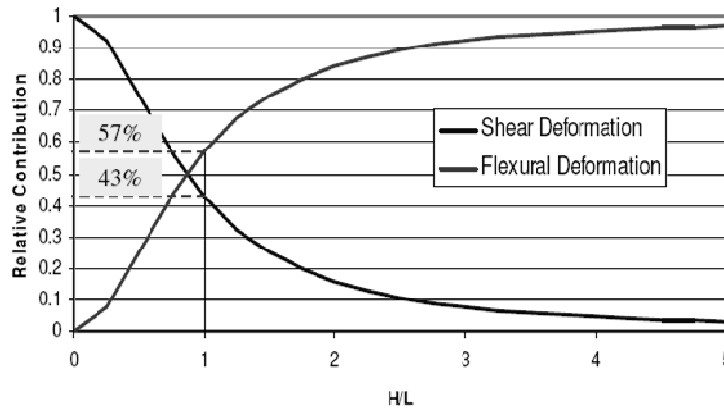
Al sustituir  $I = (1/12) b L^3$ ,  $A = b L$ ,  $\alpha = 1,2$  (para sección rectangular),  $G = E / (2 (1 + \nu))$  y  $\nu = 0,25$  (coeficiente de Poisson) en la ecuación (2.17) se obtiene la siguiente expresión:

$$\Delta_{total} = \Delta_{flexión} + \Delta_{corte} = \frac{P}{Eb} \left[ 4 \left( \frac{H}{L} \right)^3 + 3 \left( \frac{H}{L} \right) \right] \quad (2.18)$$

De otro lado, se conoce que si el valor de  $P$  es igual a 1 en las ecuaciones (2.17) y (2.18), se obtiene la flexibilidad del muro y la reciprocidad de que la flexibilidad es la rigidez lateral elástica del muro. En la ecuación (2.18), el término  $4(H/L)^3$  es la deformación a flexión y  $3(H/L)$  es la deformación tangencial (transversal). Por tanto, la contribución relativa de cada tipo de deformación a la deformación total es:

$$\frac{\Delta_{flexión}}{\Delta_{total}} = \frac{4\left(\frac{H}{L}\right)^2}{3+4\left(\frac{H}{L}\right)^2} \quad \frac{\Delta_{corte}}{\Delta_{total}} = \frac{3}{3+4\left(\frac{H}{L}\right)^2} \quad (2.19)$$

A partir de las expresiones (2.19) se obtienen las curvas que se presentan en la Figura 2.51 que representan la variación de la contribución relativa de la deformación tangencial y de flexión para cualquier valor de la relación aspecto (H/L) para un muro en voladizo. Es de destacar que para una relación de aspecto igual a 1, tanto la deformación a flexión y tangencial contribuyen a la deformación total, por el contrario, cuando los valores de la relación de aspecto son superiores a 3, la deformación a flexión gobierna en el comportamiento del muro.



**Figura 2.51** Contribución relativa de la deformación a flexión y de cortante en la deformación total de un muro en voladizo

Durante las últimas décadas son muchas las investigaciones que se han realizado en el estudio y caracterización del comportamiento sísmico de edificios con muros de hormigón. Investigadores como [Macleod et al., 1976], [Ghali y Neville, 1978], [Vallenas et al., 1979], [Cardenas et al., 1980], [Paulay et al., 1982], [Wiradinata y Saatcioglu, 1986], [Vulcano y Bertero, 1986], [Lefas et al., 1990], [Wood, 1990], [Salonikios et al., 1999], [Hidalgo, 2002], [Wallace y Moehle, 1992], entre otros han contribuido a ampliar el estado de conocimiento sobre estos elementos estructurales.

### 2.3.3.2 Arrastre de cortante (“shear lag”)

El arrastre de cortante conocido en la literatura inglesa como “*Shear lag*” es un fenómeno que se produce por las tensiones tangenciales que actúan en elementos con secciones transversales diferentes a las rectangulares, tales como secciones tubulares, I, C, entre otros. En el caso de vigas de pared delgada las tensiones tangenciales y deformaciones a cortante son mucho más grandes que las producidas en vigas de sección rectangular y a menudo resultan en grandes deformaciones a cortante con un efecto significativo en la distribución de tensiones por flexión. Debido a la falta de rigidez al corte de las paredes de la viga, las tensiones normales dejan de ser proporcionales a la distancia al eje neutro de la sección, produciendo que las tensiones en el centro de las alas sufran un “*desfase*” respecto a las tensiones que ocurren próximas al alma.

Este fenómeno desempeña un papel relevante en el proyecto de estructuras tubulares de gran altura. Las tensiones normales por flexión en las almas también se ven afectadas de manera similar. Debido a este efecto, la hipótesis de Bernoulli donde las secciones permanecen planas antes y después de la deformación, ya no se cumplen como resultado de las grandes deformaciones a cortante. Generalmente en el proyecto sismorresistente de edificios de hormigón armado se suele proporcionar muros estructurales en ambas direcciones para resistir las fuerzas inerciales producidas por los movimientos sísmicos. Es así como la distribución de las tensiones normales de flexión en las secciones de los muros se concentran en la unión con

otros muros perpendiculares. En la práctica es usual considerar un ancho eficaz para tener en cuenta este efecto. Como por ejemplo, el Código ACI [ACI-318, 2008] considera un ancho eficaz igual al 25% de la altura del muro. No obstante, el ancho del ala eficaz depende de los siguientes aspectos:

- El módulo de corte (módulos más pequeños, anchos eficaces más pequeños).
- El hecho que el ala esté en tracción o en compresión.
- El nivel de fisuración del hormigón y de plastificación del acero.
- Magnitud de las fuerzas cíclicas.
- Existencia de sollicitación biaxial en el muro.
- Malla de elementos finitos considerada para el análisis estructural.

En la Tabla 2.7 se presentan los diferentes valores de los anchos eficaces especificados en varias normativas para muros de hormigón armado.

**Tabla 2.7** Resumen de anchos eficaces recomendado por diferentes códigos para muros de hormigón armado

Códigos y Autores	Ala en compresión	Ala en tracción
Paulay y Priestley (1992)	0,15	0,50
FEMA 273	0,1 <sup>1</sup>	0,2 <sup>2</sup>
EMDL (2004)	0,1	0,1
ACI 318-08 (2008)	0,25	0,25
<sup>1</sup> Para resistencia		
<sup>2</sup> Para rigidez		

### 2.3.3.3 Modelación del comportamiento estructural

La modelación numérica de muros de hormigón armado, desde un punto de vista de la ingeniería estructural, puede ser clasificado en dos grupos principales: macro-modelos y micro-modelos. El primero está orientado a modelar el comportamiento global de una sección transversal de un muro a una cierta altura, mientras que el segundo está basado en el comportamiento de las leyes constitutivas de la mecánica de sólidos. Por otra parte, los modelos que se encuentran entre estas dos categorías se les conocen habitualmente como meso-modelos. A continuación se describen brevemente cada uno de estos grupos.

#### MACRO-MODELOS

Son modelos numéricos que intentan reproducir el comportamiento global de una región específica de un muro estructural, como por ejemplo la zona entre plantas de un edificio. Permiten considerar el comportamiento de los materiales constituyentes del elemento tales como el hormigón y el acero, así como también los efectos de interacción entre ambos. En la literatura existen varios macro-modelos para el análisis de muros de hormigón armado. Sin embargo, éstos se dividen de manera conveniente en tres grandes grupos que se utilizan frecuentemente y que se describen a continuación:

##### (a) Modelo de elementos de barra

Considerado el modelo numérico más simple para representar el comportamiento estructural de un muro. Consiste de elementos barras o vigas, con seis grados de libertad por elemento que substituyen al muro mediante la adición de un pilar de gran canto. Este concepto es muy frecuentemente utilizado en el análisis de estructuras con muros y en algunos casos suele proporcionar un modelo que es lo suficientemente preciso. Sin embargo, las limitaciones de este modelo se deben principalmente a la incapacidad para describir el comportamiento del muro a lo largo de su sección transversal, así como a las deformaciones verticales en los extremos del

muro. Este último considerado sólo si se utiliza vigas horizontales rígidas (ver Figura 2.52). Incluso con estas vigas rígidas la distribución de deformaciones no es realmente modelada, debido a la variación de la posición del eje neutro típico en muros cuando se produce la fisuración por flexión y a la plastificación de la armadura.

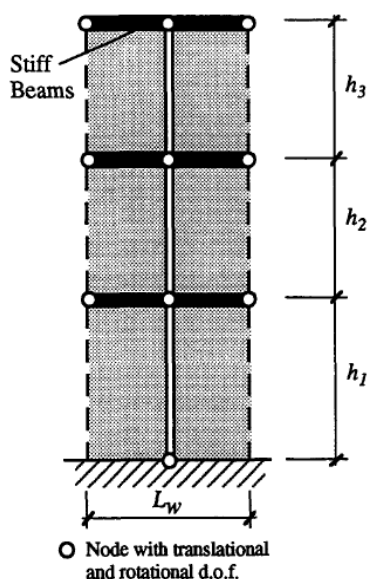


Figura 2.52 Modelo de elementos de barra con vigas horizontales rígidas

Por otra parte, la modelación de muros mediante el uso de sistemas de pórticos equivalentes es una simplificación al modelo de elementos finitos. Los muros se representan por elementos verticales (vigas) ubicados en el eje de los muros. Estos muros se encuentran unidos mediante vigas horizontales rígidas (brazos rígidos) ubicados en cada planta del edificio. Es de resaltar que estos brazos rígidos deben tener una adecuada rigidez en el plano del muro, pero no fuera de su plano. Por ello, las propiedades de estos elementos rígidos, a menudo se basan en una sección con un canto igual a la altura entre plantas (o al espaciamiento vertical de las vigas rígidas). En la Figura 2.53 se muestra un edificio con muros de hormigón, los cuales han sido modelados mediante pórticos equivalentes.

### (b) Modelo de celosías

Al segundo macro-modelo se le conoce como el modelo de celosía, tal como se muestra en la Figura 2.54. Consta de dos elementos verticales y al menos un elemento diagonal que se conectan mediante una viga horizontal rígida para representar el comportamiento de un muro de hormigón armado. El elemento diagonal suele representar adecuadamente el comportamiento del hormigón (biela a compresión), el cual se genera al aplicar una fuerza lateral en la parte superior del muro. Sin embargo, la inversión en la fuerza lateral conlleva a utilizar otro elemento diagonal en la dirección diagonal opuesta. La complejidad de este modelo se incrementa al tratar de representar el comportamiento bajo diferentes solicitaciones como es el caso de momentos y cortantes, así como las deformaciones producidas por cargas de gravedad y fuerzas laterales o una combinación de estos últimos. En el caso de fuerzas laterales estáticas incrementales y para pequeñas cargas de gravedad, el modelo puede ofrecer resultados con suficiente precisión, siempre y cuando se logre calibrar adecuadamente. Sin embargo, su uso parece estar limitado a muros bajos, donde en realidad se desarrolla la biela a compresión. Algunos autores han utilizado este modelo para representar el comportamiento estructural de muros, entre los que destacan los trabajos de Vallenas [Vallenas et al., 1979] e Hiraishi [ACI, 1984].

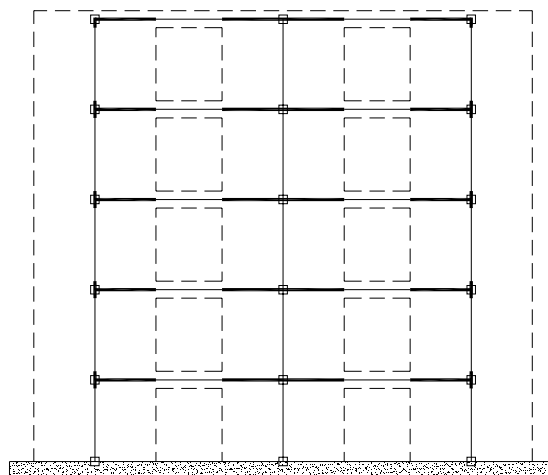


Figura 2.53 Modelo de un edificio con muros mediante pórticos equivalentes

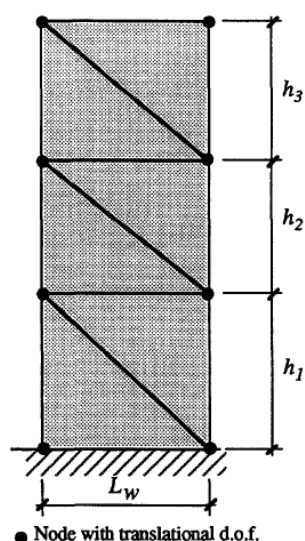


Figura 2.54 Modelación de muros mediante celosías

### (c) Modelos de muelles múltiples

El tercer macro-modelo es el modelo de muelles múltiples, el cual se originó a principios de 1980 en el marco de cooperación del Programa de Investigación Sísmica entre los Estados Unidos y Japón [ACI, 1984]. El modelo estaba orientado al modelamiento de muros de hormigón armado, mediante la predicción analítica de ensayos en una estructura de hormigón armado de siete plantas a escala real y llevada a cabo en el Instituto de Investigación de la Construcción en Tsukuba. En la Figura 2.55 se muestra la estructura ensayada a escala real.

El primer modelo numérico de este tipo fue propuesto por Kabeyasawa [Kabeyasawa et al., 1983], el cual se utilizó para modelar la sección transversal del muro de la primera planta, tal como se muestra en la Figura 2.55(c). Se compone de tres muelles verticales, un muelle rotacional y un muelle horizontal, los cuales se encuentran conectados por vigas rígidas. El comportamiento no lineal de la estructura ensayada de siete plantas fue modelado con suficiente precisión. En general, las características importantes del comportamiento no lineal de muros de hormigón, como las grandes deformaciones a tracción, variación de la posición del eje neutro, así como las deformaciones de cortante, se pueden modelar de manera adecuada mediante los modelos basados en este enfoque. Algunas de las limitaciones principales de este modelo se deben a las vigas rígidas que se basan en la suposición de que las secciones planas permanecen planas, que es un supuesto que no se cumple para vigas de gran canto y muros, pero menos

críticos para muros altos y esbeltos. La distribución de deformaciones obtenidos experimentalmente de un de muro esbelto e incluso de un espécimen relativamente bajo muestran que en los modos principalmente de flexión las secciones transversales permanecen cercanas a ser planas, incluso cuando incursionan en el rango no lineal. Además, el modelo no es capaz de considerar el gradiente de momentos flectores a lo largo de la altura del elemento, y no proporciona suficiente información sobre los daños localizados, tales como la orientación de las fisuras. No obstante, el modelo pareció dar una precisión razonable con algunos datos experimentales. El perfeccionamiento de este modelo original ha sido tratado por algunos autores [e.g. Orakcal, 2004].

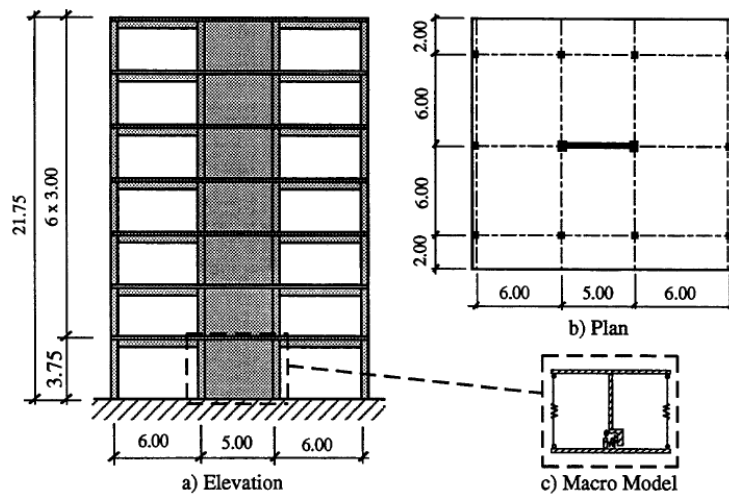


Figura 2.55 Estructura ensayada de siete plantas con muros y pórticos [Kabeyasawa et al., 1983]

## MICRO-MODELOS

Esta categoría de micro-modelos se basa en la mecánica de sólidos, el cual comprende el amplio campo de la modelación de las relaciones constitutivas de los materiales y su implementación en elementos continuos. En el caso de muros estructurales, con las aproximaciones habituales, esto puede ser realizado mediante la aplicación de las relaciones de los materiales y por la implementación de los elementos planos. Durante las primeras investigaciones del comportamiento no lineal del hormigón a finales de 1960 evolucionaron dos enfoques principales para modelar la fisuración del hormigón. El primero se refiere al enfoque de las fisuras discretas (“discrete crack approach”) y el segundo de las fisuras distribuidas (“smeared crack approach”), tal como se muestra en la Figura 2.56. Por otro lado, el enfoque de las fisuras discretas, utilizado inicialmente por Ngo y Scordelis [Ngo y Scordelis, 1967] y Nilson [Nilson, 1968] resultaron ser muy adecuados para estructuras sin armadura, como por ejemplo presas de hormigón, donde algunas grietas con aberturas anchas desempeñan un papel relevante en el cambio del comportamiento estructural. Para que el enfoque discreto el problema de la actualización de la malla se ha tratado entre otros por Skrikerud [Skrikerud, 1982]. Estos resultados todavía conservan su esencia, aunque el debate sobre este tema continúa. El enfoque de fisura distribuido fue presentado por Rashid [Rashid, 1968] para el análisis de recipientes a presión de hormigón. Los primeros intentos de análisis no lineal de muros estructurales por medio del enfoque de fisura distribuida se remontan alrededor de 1970. Se ha encontrado que el enfoque de fisuras distribuidas representa de manera más eficiente la modelación del comportamiento del hormigón armado, incluyendo los efectos de interacción entre la armadura y el hormigón. Por otra parte, Bolander y Wight [Bolander y Wight, 1991] analizaron un edificio de hormigón de diez plantas con varios muros estructurales bajo fuerza lateral incremental. Durante los años 70 y 80, los esfuerzos fueron orientados en la modelación del comportamiento del hormigón agrietado y en la interacción entre el acero y el hormigón. Sin embargo, se han hecho relativamente pocos intentos para desarrollar un micro-modelo simplificado que represente el razonablemente el comportamiento global bajo la acción sísmica.



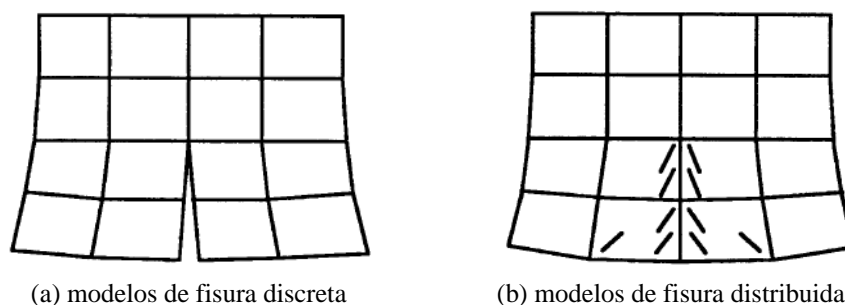


Figura 2.56 Enfoques para modelar la fisuración del hormigón en muros mediante elementos finitos.

**Elementos finitos tipo lámina (“shell”).** Este elemento a diferencia de los elementos planos que considera el comportamiento sólo bajo fuerzas coplanares, suplen las desventajas de estos últimos considerando el comportamiento tanto en el plano como fuera de ello. Habitualmente, el comportamiento plano utiliza una formulación isoparamétrica que incluye componentes de rigidez traslacional en el plano y una componente de rigidez rotacional en la dirección perpendicular al plano del elemento [Taylor y Simo, 1985; Ibrahimbegovic y Wilson 1991]. El comportamiento a flexión incluye dos direcciones, el primero con componentes de rigidez rotacional en la placa y el segundo con componentes de rigidez traslacional en la dirección perpendicular al plano del elemento. Usualmente los programas de análisis estructural consideran tanto la formulación de placa plana (Teoría de placa de Kirchhoff), el cual desprecia la deformación transversal, así como la formulación de placa gruesa (Teoría de placa de Mindlin/Reissner) el cual incluye los efectos de la deformación transversal. En la Figura 2.57 se muestra la modelación de muros mediante elementos finitos del tipo lámina.

Las ventajas del micro-modelo son su versatilidad y capacidad para proporcionar información localizada en el comportamiento de elementos estructurales. Sin embargo, la generación de modelos más elaborados y de mayor coste computacional en relación con los macro-modelos, es un claro inconveniente. Algunos de los programas comerciales de elementos finitos proporcionan leyes del comportamiento de los materiales como por ejemplo el hormigón y acero para ser utilizados conjuntamente con elementos de librería existentes. No obstante, estos modelos por lo general son establecidos para fuerza incremental, y por tanto no pueden ser utilizados directamente en el análisis sísmico de estructuras que comprende el comportamiento cíclico.

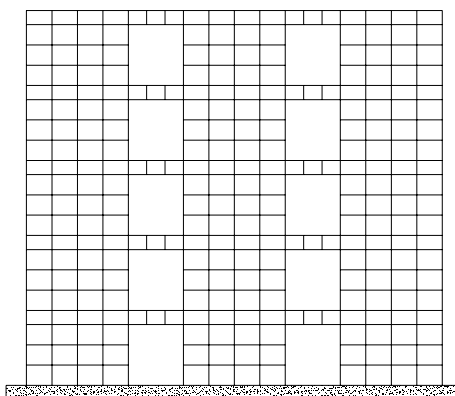


Figura 2.57 Modelación de muros con elementos finitos de lámina

## MESO-MODELOS

Una categoría de modelos que pueden ser clasificados entre los macro-modelos y micro-modelos es presentada por Meskouris [Meskouris, 1991] y se denominan meso-modelos. En

esta referencia y como complemento a la información de los micro-modelos, se presenta de manera simplificada modelos de muros en dos dimensiones. La justificación de esos modelos se debe principalmente a la eficiencia computacional en comparación con otros modelos más detallados. Los meso-modelos consistieron de elementos planos bidimensionales, con modelos simplificados de forma bilineal para representar a los materiales. Así, los meso-modelos, a pesar de que son implementados en elementos continuos, utilizan leyes simplificadas para el comportamiento de los materiales, los cuales pertenecen más a los macro-modelos. Los resultados de estos modelos pueden ser de diversa precisión. No obstante, en los casos donde el comportamiento global es esperado ser no lineal, estos modelos pueden proporcionar resultados aceptables y a un coste computacional razonable.

### **2.3.4 Comportamiento sísmico**

Se presenta una breve introducción y reseña histórica acerca del comportamiento sísmico de edificios con muros de hormigón armado. Evidencias de terremotos pasados han revelado el tipo de comportamiento predominante que presentan estas estructuras. El comportamiento depende de la configuración estructural con que se proyectan estas estructuras, diversos parámetros como la severidad del terremoto, tipo de suelo, efectos de sitio y entre otros, influyen directamente en el daño estructural.

El comportamiento sísmico representa la respuesta de los diferentes elementos que conforman una estructura al ser sometidos a movimientos del terreno. En los últimos años este campo ha tomado importancia, debido principalmente a las numerosas fallas que se han observado en muchas estructuras. Es así como el proyecto sismorresistente de estructuras cobra importancia para garantizar un comportamiento adecuado y seguro para los ocupantes. En general, cuando se mueve repentinamente la base de una estructura, como es el caso de movimientos sísmicos. La parte superior de una estructura no responde instantáneamente como la base, por el contrario se retrasa debido a la resistencia inercial y flexibilidad estructural, esto genera fuerzas inerciales producto de la masa y aceleración. Estas fuerzas laterales generadas por las componentes horizontales del movimiento del terreno son las que requieren mayor atención a la hora de proyectar estructuras.

Habitualmente en esta etapa, las fuerzas laterales que generan los movimientos sísmicos, son estimadas considerando una fuerza cortante en la base, que posteriormente será transmitida a los elementos verticales (muros) a través de los forjados de piso y mediante su acción de diafragma. Éste último es un efecto en el cual las losas de piso se comportan como una unidad, similar a una viga de gran canto (gran rigidez en su plano) y que logran transmitir las fuerzas sísmicas hacia los elementos verticales en proporción a su rigidez lateral. Por otro lado, para garantizar este efecto beneficioso, los forjados de entrepiso deben resistir las sollicitaciones de flexión y de cortante producidas por el sismo y evitar en lo posible grandes aberturas y esquinas entrantes para no afectar su comportamiento.

#### **2.3.4.1 Comportamiento observado**

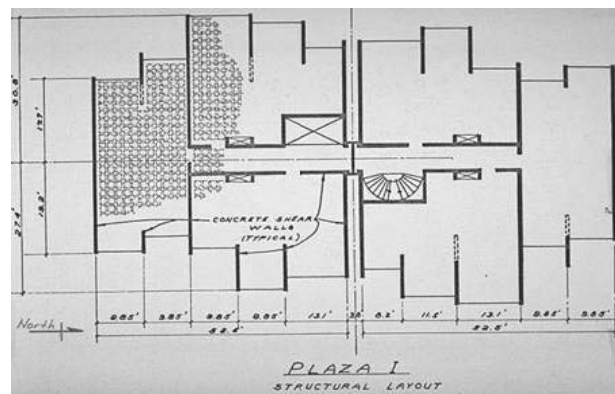
Las estructuras al ser sometidas a movimientos sísmicos intensos experimentan deformaciones inelásticas, degradación de rigidez y pérdida de resistencia que producen daños a los elementos estructurales. En el caso de edificios con muros de hormigón son muchas las experiencias y lecciones que se han obtenido de las observaciones post-sísmicas. Específicamente se han identificado modos de fallo en los muros de hormigón que constituyen el sistema resistente a fuerzas laterales. Así, por ejemplo en el caso de edificios regulares y con buena cantidad de muros en planta, el comportamiento sísmico ha sido satisfactorio durante movimientos sísmicos fuertes [Fintel, 1991; Bertero et al., 1980]. No así, el caso de edificios que presentaban asimetrías o irregularidades en planta, los cuales sufrieron daños severos y en algunos casos colapsaron. A continuación se presenta una breve reseña histórica del comportamiento sísmico observado de estas estructuras frente a diferentes terremotos ocurridos.

### Terremoto de Caracas, Venezuela (Julio de 1967)

Una gran cantidad de edificios existentes sufrieron daños severos, algunos de los cuales incluso tenían un núcleo central rígido a base de muros de hormigón armado. Un caso particular fue el edificio Plaza I de 12 plantas con un ático y cuatro niveles de aparcamiento subterráneo. Este edificio que se encuentra situado en la ciudad de Caracas y cuyo sistema estructural para resistir fuerzas laterales consiste de pantallas en ambas direcciones, no presentó daños estructurales y no-estructurales durante el terremoto del 1 julio de 1967. No así los edificios que se encontraban aledaños a éste y con diferentes configuraciones estructurales, los cuales presentaron daños severos y algunos colapsaron. En la Figura 2.58 se aprecia el edificio Plaza I con muros de hormigón armado.



(a) Alzado



(b) Planta

**Figura 2.58** Edificio Plaza I con pantallas en ambas direcciones [NISEE, Berkeley]



(a) Edificio Indian Hill Medical Center



(b) Hospital Holy Cross

**Figura 2.59** Edificios dañados en el terremoto de San Fernando de 1971 [NISEE, Berkeley]

### Terremoto de San Fernando, California (Febrero de 1971)

Este terremoto proporcionó una amplia cantidad de registros sísmicos, que hicieron posible posteriormente una evaluación realista de las fuerzas laterales inducidas. Numerosos edificios altos que empleaban pantallas en su sistema estructural no presentaron daño alguno, a pesar de las altas aceleraciones del terreno registradas. El caso del edificio Indian Hill Medical Center de 6 plantas, cuyo sistema estructural constituido por pórticos y pantallas no presentó daños

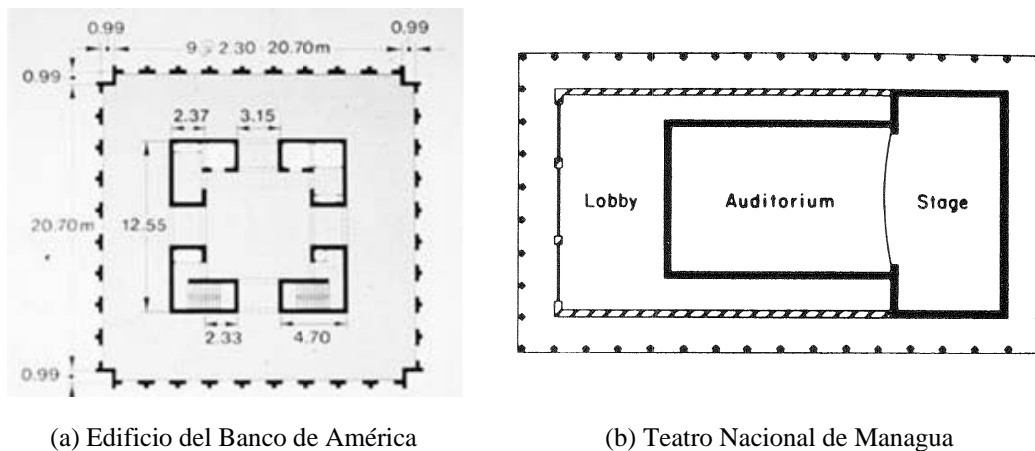
significativos durante el terremoto, necesitando posteriormente sólo reparaciones moderadas. Mientras que el edificio colindante, el Hospital Holy Cross de 8 plantas cuyo sistema estructural constituido básicamente de pórticos de hormigón armado fue dañado severamente y posteriormente demolido. En la Figura 2.59(a) se muestra una vista del edificio Hill Medical Center, mientras que en la Figura 2.59(b) se aprecia el modo de fallo de la pantalla del edificio Hospital Holy Cross, el cual se debió a una deficiente mano de obra en su construcción.

### Terremoto de Managua, Nicaragua (Diciembre de 1972)

La evaluación de daños posterior al terremoto, demostró que las estructuras que poseían muros estructurales no presentaron más que daños moderados. El caso del edificio del Banco de América de 18 plantas, cuyo sistema estructural constituido por muros acoplados y núcleos con muros de hormigón presentó ligeros daños. No así, el edificio del Banco Central de 16 plantas con sistema estructural de pórticos de hormigón armado construido muy cerca del otro fue dañado severamente y tuvo que ser demolido. Otro edificio que se comportó adecuadamente fue el Teatro Nacional de Managua que no presentó daño alguno, en gran parte debido a la disposición de muros de hormigón que encerraba el auditorio. En la Figura 2.60 se muestran los dos edificios después del terremoto.



Figura 2.60 Vista general de los edificios del Banco de América (izquierda) y del Banco Central de Nicaragua (derecha)



(a) Edificio del Banco de América

(b) Teatro Nacional de Managua

Figura 2.61 Configuración estructural en planta de edificios en Nicaragua

En la Figura 2.61 se muestran la disposición en planta de muros de hormigón armado en los edificios del Banco de América y en el Teatro Nacional de Managua, los cuales limitaron el daño estructural en ambos edificios.

### Terremoto de Guatemala (Febrero de 1976)

En este terremoto se observaron escasos daños en los sistemas estructurales que empleaban pantallas. Así por ejemplo, los casos de los edificios de la Cámara de Industria de 15 plantas con cuatro núcleos a base de muros de hormigón armado y dispuestos en cada esquina y del edificio Médico de 11 plantas con dos núcleos centrales rígidos presentaron fisuración en las vigas de acoplamiento y en las conexiones con los núcleos, no obstante los muros no presentaron daños. Otros casos de interés fueron el edificio de condominios Con Vista de 15 plantas, el Banco de Guatemala y el edificio el Cortijo, todos éstos estructurados con pantallas y con núcleos de muros de hormigón para resistencia lateral, demostraron tener un excelente comportamiento durante el terremoto. En la Figura 2.62 se muestran dos edificios, el Banco de Guatemala y el edificio Médico. El Banco de Guatemala fue construido alrededor de 1950 y tiene 15 plantas; la estructura se comportó satisfactoriamente pero las divisiones de albañilería fueron dañadas mientras que los forjados de losas reticulares y los sistemas de arriostramiento con pantallas no presentaron daños. El Edificio Médico tiene 11 plantas; los ascensores permanecieron operativos después del terremoto y el núcleo central formado por pantallas de hormigón armado se comportó adecuadamente y no presentó daños.



(a) Banco de Guatemala



(b) Edificio Médico

**Figura 2.62** Edificios con muros en Guatemala

### Terremoto de Chile (Marzo de 1985)

Este terremoto de gran magnitud ( $M_w = 7,8$ ) ocurrido el 3 de marzo de 1985 reveló una serie de hechos que hoy en día son de gran utilidad en el campo de la ingeniería sísmica, como por ejemplo que el control de los desplazamientos laterales de entrepiso que proporcionan las pantallas, pueden llegar a proteger a otros elementos que conforman la estructura, así como limitar el daño estructural. Es de especial relevancia, el caso de los edificios con muros de hormigón armado construidos en la ciudad de Viña del Mar entre los años de 1950 y 1985. En el cual los muros además de ser proyectados para resistir las cargas de gravedad como las fuerzas sísmicas, no poseían detalles específicos de armado en sus extremos, mientras que éstos si eran especificados por otros códigos [UBC, 1997] con la finalidad de garantizar un comportamiento dúctil frente a movimientos sísmicos. Sin embargo, estos edificios presentaron un buen comportamiento sísmico durante este terremoto [Wood et al., 1988]. Por otro lado, los edificios que incorporaban pantallas en sus sistemas estructurales y proyectados alrededor del año de 1967, presentaron modos de fallo frágil. En un número de casos, la causa del daño pudo ser

debido a la deficiente configuración estructural. Es el caso por ejemplo de un edificio del complejo de la Villa Olympia que falló con el colapso total de los dos últimos tramos de la estructura, ambos de los cuales tenían aberturas en la primera planta. El muro extremo de este edificio fue de hormigón armado de 20 a 25 cm de espesor, apoyado sobre dos pilares debajo del segundo nivel. El fallo ocurrió en la parte superior de los pilares donde empezaba el muro. Fisuras menores en muros principalmente en la planta baja, descascaramiento del hormigón en vigas de acoplamiento de poco canto, grietas y descascaramiento en las juntas de construcción horizontal fueron observados en un número de edificios de hormigón armado de 15 a 23 plantas en Viña del Mar. En la Figura 2.63 se aprecia la configuración estructural de los diferentes edificios con pantallas que resistieron el terremoto.

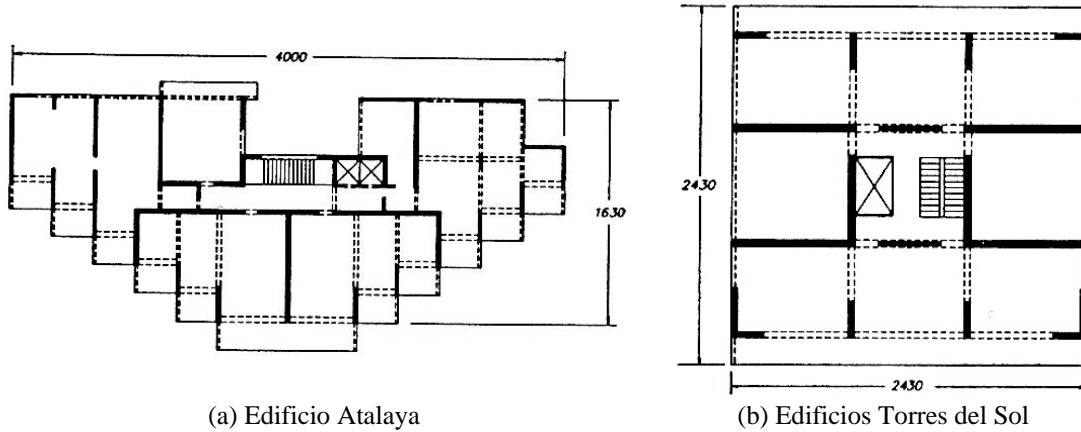


Figura 2.63 Plantas típicas de edificios con pantallas [Wood, 1991]

En la Figura 2.64 se muestra el edificio Festival de 14 plantas con pantallas en su sistema estructural y cuyo comportamiento sísmico fue satisfactorio durante el terremoto.

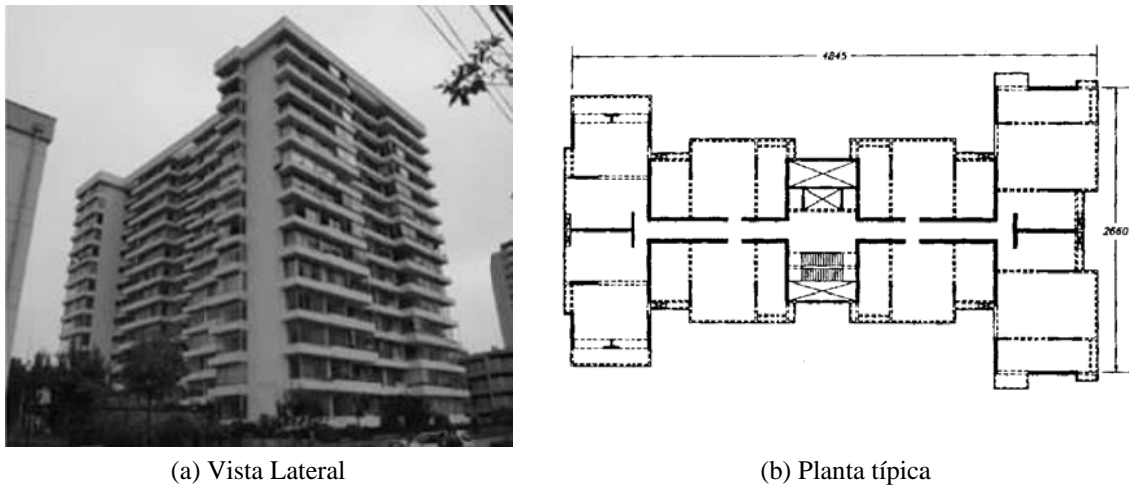


Figura 2.64 Edificio Festival en Viña del Mar

### Terremoto de México (Octubre de 1985)

Muchas de las estructuras que colapsaron en la ciudad de México, evidenciaron las consecuencias de no incluir pantallas para rigidizar a los edificios con sistemas de pórticos de hormigón armado. Cerca de 280 edificios porticados de varias plantas (de 6 a 15 plantas) colapsaron en este terremoto, ninguno de ellos tenía pantallas. El informe del grupo del American Concrete Institute (ACI) de 1986, concluyó que los edificios que empleaban muros de

hormigón armado en su sistema estructural presentaron daños menores en los elementos no-estructurales. El caso del hotel El Presidente de 16 plantas en Ixtapa, cerca del epicentro que empleaba pantallas en su sistema sismorresistente limitó el daño estructural. En la Figura 2.65 se muestra el edificio de 16 plantas “El Presidente” en Ixtapa.



**Figura 2.65** Edificio “El Presidente” en Ixtapa



(a) Colapso de edificios porticados



(b) Edificio con encofrado túnel

**Figura 2.66** Comportamiento de edificios en Turquía

### **Terremoto de Turquía-Izmit (Agosto de 1999)**

Este terremoto provocó el colapso de miles de edificios, la mayoría de los cuales eran de varias plantas y destinados a edificaciones residenciales y comerciales. El sistema estructural estaba conformado mayormente de pórticos de hormigón armado y por muros de relleno de obra de fábrica no reforzada. Sin embargo, los edificios a base de pantallas (conocidos también como “tunnel-form buildings”) se comportaron satisfactoriamente y no se informaron de daños considerables. En la Figura 2.66 se muestran los edificios que colapsaron y los que tuvieron buen comportamiento sísmico.

### **Terremoto de Turquía-Bingol (Mayo de 2003)**

Al igual que en el terremoto de Izmit, miles de edificios colapsaron durante este terremoto. La mayoría eran de varios pisos y destinados a edificaciones residenciales y comerciales. El sistema estructural estaba conformado mayoritariamente de pórticos de hormigón armado y por muros de relleno de obra de fábrica no reforzada. Sin embargo los edificios a base de pantallas

(conocidos como “tunnel-form buildings”) se comportaron satisfactoriamente y no observaron daños. En la Figura 2.67 se muestran los edificios con pantallas y que presentaron buen comportamiento sísmico.



**Figura 2.67** Edificios con pantallas en Turquía



**Figura 2.68** Edificio con pantallas en Haití [Foto: Eduardo Fierro, 2010]

### **Terremoto de Haití (Enero de 2010)**

Uno de los terremotos que ha causado grandes pérdidas humanas y cuantiosos daños es el que se produjo el 12 de enero de 2010 en las cercanías de Puerto Príncipe. La magnitud según el USGS fue de 7 y a diferencia de los terremotos subductivos la ruptura se produjo a poca profundidad (13 km). Sin embargo los daños producidos en las estructuras fueron severos y muchos de ellos colapsaron. Según Fierro y Perry [Fierro y Perry, 2010] la mayoría de las construcciones en Haití carecían de detalles sísmicos adecuados, aunado al hecho de que en ese país no se disponía de una normativa sísmica que regule la construcción sismorresistente de edificios. En la Figura 2.68 se muestra uno de los pocos edificios con muros de hormigón armado que resistió.

### **Terremoto de Concepción (Chile, Febrero de 2010)**

Un gran terremoto de magnitud  $M_w = 8,8$  se produjo la madrugada del 27 de febrero de 2010 en Concepción (ciudad al sur de Santiago). Este terremoto de gran poder destructivo causó el colapso de varias estructuras ubicadas cerca de la zona del epicentro, así como también provocó daños severos en algunos edificios ubicados en Santiago. Es de mencionar el caso del edificio de vivienda ubicado en la comuna de Maipú, cuyo sistema estructural a base de muros de hormigón armado presentó daños severos. El otro caso de interés es el edificio “La Esmeralda” ubicado en la comuna de Ñuñoa donde al igual que el caso anterior presentaba muros de



hormigón en su sistema estructural. Sin embargo ambos edificios sufrieron daños considerables. Quizás el daño de estas estructuras se debió a la discontinuidad en elevación de los muros estructurales como lo menciona Moehle [Moehle, 2010] y a las altas concentraciones de tensiones a compresión en los extremos de los muros. En la Figura 2.69 a la Figura 2.71 se aprecian los daños producidos en edificios con pantallas en sus sistemas estructurales.



Figura 2.69 Edificio de muros con aberturas en Chile [Foto: Diego Lopez-García, 2010]



(a) Vista de elevación

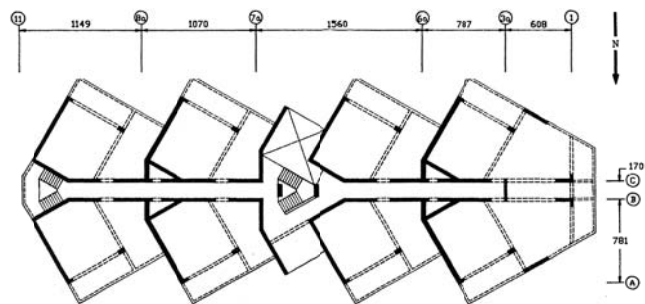


(b) Daños en los muros del aparcamiento

Figura 2.70 Edificio “La Esmeralda” en Santiago de Chile [Moehle, 2010]



(a) Vista en elevación



(b) Planta típica

Figura 2.71 Edificio “Plaza del Mar” en Viña del Mar [Wood, 1991]

### 2.3.4.2 Ensayos

En este subapartado se describe de manera resumida los diferentes ensayos realizados en muros de hormigón armado. Éstos se clasifican de manera conveniente en dos grandes grupos en función del tipo de comportamiento predominante. El primero se refiere a muros bajos, conocidos también en la literatura inglesa como “Squat walls”, caracterizada principalmente por tener una baja relación de aspecto (relación altura-longitud  $h_w/l_w$  menor que 1,5) y en donde la respuesta estructural es gobernado por cortante. El segundo grupo se refiere a muros esbeltos o “Slender walls”, cuya relación de esbeltez altura-longitud ( $h_w/l_w$ ) es mayor o igual a dos y en donde la respuesta estructural es predominantemente por flexión [FEMA 356, 2000]. Por último, el tercer grupo se refiere a ensayos realizados en muros ensamblados.

#### Ensayos en muros bajos (“squat walls”)

A continuación se presenta una breve descripción de estudios experimentales realizados por diferentes autores en muros de hormigón armado con baja relación de aspecto y donde el comportamiento predominante fue por cortante.

Benjamin y William [Benjamin y William, 1957] realizaron una serie de ensayos en pantallas con espesores reducidos (25-76 mm) y con relaciones de aspecto que variaban entre 0,3 y 1. El objetivo de las pruebas fue investigar la influencia de la cantidad y disposición de las armaduras en el muro, así como las dimensiones y la armadura de los elementos de confinamiento. Los muros fueron sometidos a fuerza lateral estática e incremental. Los resultados mostraron que mediante un planteamiento simple de mecánica de materiales, es posible determinar de manera adecuada la rigidez de los muros antes de que se fisuren. Para el cual se desprecia el aporte de la armadura en el cálculo del área no fisurada de la sección transversal.

Beekhuis [Beekhuis, 1971] investigó la influencia de la cantidad de armadura vertical y horizontal en el comportamiento a flexión y cortante de muros cuadrados de 15 cm de espesor. El estudio consistió en ensayar tres especímenes de muros sometidos a fuerza lateral cíclica. Los resultados mostraron la efectividad de la armadura horizontal en el modo de fallo a cortante y permitió determinar la ductilidad que tenían los muros. Del mejor comportamiento de uno de los muros se infiere que el mecanismo de fallo a flexión está asociado a una fisuración considerable y no se debe confiar solamente en la contribución del hormigón a la resistencia al cortante. Por tanto, la armadura en el alma del muro debe resistir toda la fuerza cortante.

Shiga [Shiga et al., 1973] realizó una serie de ensayos en muros bajos con relaciones de aspectos cercanos a 1,5 y con elementos de confinamiento. Los muros fueron sometidos a fuerza lateral cíclica con diferentes niveles de fuerza axial. Los resultados mostraron que la deformación asociada con la fuerza que produce la fisuración y cuando alcanza la resistencia última, no dependen de la cantidad de armadura ni del nivel de fuerza axial. De otro lado, estos ensayos permitieron determinar el factor de amortiguamiento viscoso equivalente, para el cual se utilizó el criterio de la pérdida de energía histerética. Al igual que en las deformaciones este factor no fue influenciado por el nivel de fuerza axial y se obtuvieron valores alrededor del 3%.

En la referencia [Alexander et al., 1973] se realizaron una serie de ensayos en paneles de muros de hormigón armado bajo fuerza lateral cíclica. El objetivo fue investigar el efecto de la fuerza axial, así como la variación de la relación de aspecto en el comportamiento de los paneles. Los resultados mostraron que la tensión axial de compresión reduce la capacidad de ductilidad de los paneles, incrementa la resistencia lateral al cortante y mejora el comportamiento frente al deterioro de la rigidez. Se encontró también que las relaciones de aspecto afectan a la capacidad de ductilidad de los paneles, siendo mayores para los paneles más bajos.

Barda [Barda et al., 1977] realizó una serie de ensayos en ocho muros bajos con alas en sus extremos. El objetivo fue determinar el efecto de la fuerza lateral cíclica, así como estudiar la influencia de los parámetros como la cantidad de armadura vertical, armadura horizontal y la relación de aspecto en el comportamiento estructural. Los resultados mostraron las siguientes conclusiones: (i) los procedimientos de proyecto de ese entonces subestimaban la resistencia a cortante de muros bajos, (ii) la armadura vertical es más efectiva que la armadura horizontal en la resistencia al cortante, (iii) las alas de los muros aumentan la capacidad de resistencia última y (iv) el ensayo de un muro reparado mostró una resistencia adecuada y una mejora en la capacidad de absorción de energía.

Cardenas [Cardenas et al., 1980] realizó una serie de ensayos en siete muros bajos con relaciones de aspecto iguales a uno. El objetivo fue determinar la influencia de los parámetros como la cantidad y distribución de la armadura vertical y horizontal. Los resultados mostraron que tanto la armadura vertical como la horizontal contribuyen a la resistencia al corte de muros bajos, sin embargo no se estudió la efectividad de cada uno éstos. Los desplazamientos obtenidas en el instante del fallo variaban entre 0,6% y 1,9% para los muros sometidos a fuerza lateral incremental, mientras que para el muro sometido a fuerza lateral cíclica el desplazamiento fue de aproximadamente 0,5%. De otro lado, estos ensayos revelaron que el cortante que especificaba el código del ACI de 1977 proporcionaba un límite inferior satisfactorio para el cálculo de la capacidad a cortante de los muros, incluso cuando se aplican fuerzas cíclicas.

Maier y Thurlimann [Maier y Thurlimann, 1985] estudiaron el comportamiento estructural de muros rectangulares y de diferentes formas sometidos a fuerzas laterales incrementales y cíclicas. Los parámetros de estudio fueron la variación de las cuantías tanto de la armadura vertical como la horizontal, los cuales variaron entre 0 y 1,1%. Los resultados mostraron que la armadura horizontal tiene poca influencia sobre la determinación de la fuerza máxima, sin embargo el modo de fallo cambió y se apreció una reducción en el desplazamiento última. El muro que no tenía armadura horizontal presentó un modo de fallo por tracción diagonal.

Wiradinata y Saatcioglu [Wiradinata y Saatcioglu, 1986] estudiaron el efecto de la relación de aspecto en la respuesta estructural de muros bajos, para el cual sometieron a dos muros bajos con relaciones de aspecto de 0,5 y 0,25 a fuerzas laterales cíclicas. Los resultados revelaron que la relación de aspecto influye de manera significativa en la respuesta estructural. De otro lado estos ensayos ponen de manifiesto que muros con baja relación de aspecto experimentarían altas tensiones a cortante, donde el fallo por deslizamiento debido al cortante es posible que ocurra. Otro resultado relevante de este estudio fue la efectividad de la armadura vertical a la resistencia a cortante.

Wood [Wood, 1990] estudió los resultados de 143 ensayos realizados en muros bajos con la finalidad de evaluar las expresiones especificadas en el Código del ACI de 1983 para el cálculo del cortante. El estudio reveló que la expresión del Código ACI subestimaba la resistencia a cortante de muros ligeramente armados y tendía a sobrestimar la resistencia cuando se empleaba cuantías de acero que excedían en más de 1,5 veces la cuantía mínima (0,25%). De otro lado, en este trabajo se proponen dos expresiones para el cálculo de la resistencia al cortante de muros bajos, los cuales dependen solamente de la resistencia a compresión del hormigón. El primero de ellos, se refiere a muros que posean una cuantía mínima de acero. Siendo dicha expresión un límite inferior para la resistencia al cortante de muros. En tanto que la segunda expresión propuesta constituye un límite superior.

Gulec et al. [Gulec et al., 2008] estudiaron la fiabilidad de utilizar cinco expresiones especificadas en diferentes códigos [ACI-318.05, 2005 y ASCE/SEI 43-05, 2006] y propuestos por algunos autores [Barda et al., 1977 y Wood, 1990] para determinar el cortante de muros bajos. El estudio se basa en la comparación del cortante que se obtiene de las expresiones propuestas con los resultados del cortante experimental obtenido en 120 muros rectangulares.

Los ensayos de los muros fueron realizados por diferentes autores y la información se encuentra disponible en la literatura. Los resultados mostraron que la expresión que mejor predice el cortante de muros es la propuesta por [Wood, 1990]. En el caso de las dos expresiones especificadas en el Código ACI, éstas proporcionan una estimación conservativa de la resistencia máxima al cortante. Mientras que las expresiones propuestas por [Barda et al., 1977] y [ASCE/SEI 43-05, 2006] consistentemente sobrevaloran la resistencia máxima a cortante de los muros y no se deben utilizar en muros rectangulares. Por otro lado, el límite para la tensión cortante que especifica el ASCE/SEI 43-05 no llegó a ser alcanzada por ninguno de los muros ensayados, por tanto dicha expresión debe ser revisado.

Kuang y Ho [Kuang y Ho, 2008] ensayaron una serie de muros bajos con relaciones de aspecto entre 1,0 y 1,5. El objetivo fue investigar el comportamiento sísmico y la ductilidad de desplazamiento de los muros. Especial relevancia se centra en la ductilidad de desplazamiento de muros sin detalles sísmicos. Los resultados mostraron que la ductilidad de desplazamiento de 2,5 a 3 comúnmente se alcanza en muros sin detalles sísmicos y siguiendo la práctica habitual. Valores entre 4,5 a 5 se obtienen en muros con modificaciones mínimas en el detallado de la armadura. De otro lado, se ha demostrado que un muro proyectado sin ninguna consideración sísmica, pero detallado normalmente puede no poseer suficiente ductilidad para responder adecuadamente a un sismo moderado. Por tanto, se proponen detalles de armados, que incluyen modificaciones mínimas a las técnicas de detalle de los diseños no sísmicos se practica actualmente, efectivamente puede conducir a una mejora razonable del comportamiento de respuesta dúctil de las paredes de la fuerza cortante en cuclillas.

Gulec et al. [Gulec et al., 2009] estudiaron la fiabilidad de cinco expresiones propuestas en diferentes códigos [ACI-318.05, 2005 y ASCE/SEI 43-05, 2006] y por algunos autores [Barda et al., 1977 y Wood, 1990] para el cálculo del cortante de muros bajos con alas o muros con distintas formas en su sección transversal. El estudio se basa en la comparación del cortante que se obtiene de las expresiones propuestas en las referencias anteriores con los resultados del cortante experimental obtenido en 247 muros bajos con elementos de borde. Los resultados mostraron que la expresión que mejor predice el cortante de muros es la propuesta por el [ASCE/SEI 43-05, 2006], paradójicamente en dicha expresión no se considera la influencia de elementos de borde. En el caso de la expresión propuesta por [Wood, 1990], ésta proporciona las estimación más baja de la resistencia máxima a cortante, sobrevalorando estas resistencias en apenas 3% de los obtenidos en los ensayos de los muros. Mientras que las expresiones especificadas en el Código ACI infravaloran la resistencia máxima a cortante. No obstante, el límite superior que proponía el Código ACI resultó ser conservativo, dado que el 70 % de los muros ensayados superaron dicho valor.

### **Ensayos en muros esbeltos (“slender walls”)**

[Barda, 1977] ensayó 8 muros bajos con El objetivo fue determinar el efecto de las fuerzas cíclicas en el comportamiento estructural, así como estudiar la influencia de los parámetros como la cantidad de la armadura a flexión.

Vallenas [Vallenas et al., 1979] investigó el comportamiento estructural de ocho muros de hormigón armado en términos de su capacidad de deformación, resistencia, energía histerética y modo de fallo. Los parámetros de estudio fueron la influencia de la armadura en los elementos de confinamiento, sección transversal del muro, relación momento-cortante y tipo de fuerza lateral (incremental y cíclica). Los resultados mostraron que los muros proyectados con el código sísmico de ese entonces [ACI 318.77] presentaron un buen comportamiento. No así el caso de muros estructurales esbeltos y de sección transversal rectangular, los cuales presentaron problemas de inestabilidad fuera de su plano.

Ibrahim y Adebar [Ibrahim y Adebar, 2004] investigó la influencia de la fisuración en la rigidez efectiva que se suele utilizar en el análisis sísmico de estructuras. Para lo cual ensayó un muro

esbelto (relación altura-longitud de 7,2) de hormigón armado similar al que se emplea en edificios altos. El modo de fallo del muro se debió al pandeo de barras en los extremos.

Orakcal [Orakcal, 2004] propuso un modelo numérico basado en el trabajo de Kewabasaya, el cual permite representar el comportamiento no lineal de muros esbeltos, para el cual se incorpora mejoras al modelo original como por ejemplo la rigidización por tensión, cambio de ubicación del eje neutro, etc. La calibración de este modelo con muros individuales y muros con alas produjo buena correlación.

Sozen y Moehle [Sozen y Moehle, 1993] realizaron un estudio experimental y numérico del comportamiento a cortante de muros de hormigón armado. El cual les permitió desarrollar un micro-modelo detallado que emplea elementos finitos de tensión plana. El comportamiento considerado fue elástico lineal para los muros, pero con fisuración distribuida para las grietas.

### **Ensayos en muros ensamblados**

Panagiotou y Restrepo [Panagiotou y Restrepo, 2007] realizaron un ensayo de mesa vibradora a escala natural de un edificio de siete plantas. El proyecto del mismo fue realizado para ciertos límites de deformaciones específicas. Los resultados respaldaron el enfoque del proyecto basado en desplazamientos. El estudio resultó en fuerzas sísmicas que fueron significativamente inferiores a los que especificaba la normativa que se utilizó. En la primera parte del informe de este estudio se describe las lecciones importantes obtenidas del ensayo, mientras que en la segunda parte se presenta un nuevo método para el proyecto sismorresistente. El mismo que se basa en el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes, pero con ciertas modificaciones que incorporan explícitamente el efecto de los modos superiores de vibración y la sobre-resistencia del sistema para evaluar las fuerzas cortantes. Este ensayo de mesa vibradora supuso un gran avance a la hora de comprender el comportamiento global que presentan los edificios con pantallas.

#### **2.3.4.3 Estudios teóricos**

En este subapartado se presenta de manera breve una revisión de los estudios teóricos realizados por diferentes autores para estudiar el comportamiento estructural de muros de hormigón armado. Se presta especial atención a los trabajos desarrollados sobre la modelación numérica de muros y su comparación con resultados experimentales.

[Kabeyasawa et al., 1983] propusieron el modelo Three Vertical Line Element Model (MVLEM) basado en los resultados experimentales de una estructura a escala natural de hormigón armado de siete plantas. El modelo representa a un muro de hormigón armado mediante tres elementos verticales unidos por dos barras horizontales rígidas colocados en la parte inferior y superior del muro. Este modelo incorpora características relevantes observadas en el ensayo, como por ejemplo la variación de la posición del eje neutro a medida que se degrada la sección transversal y el balanceo del muro, entre otros. Se observó buena correlación entre los resultados numéricos obtenidos con este modelo y los resultados experimentales.

[Martinelli, 2001] propuso un modelo de fibra de tipo barra para el análisis de elementos estructurales de hormigón armado gobernados por cortante. Este modelo se basa en la formulación de viga de Timoshenko, que representa la interacción flexión-cortante. En esta formulación, la dirección de la fuerza resultante de las secciones de fibras uniaxiales puede girar con respecto al eje longitudinal de la viga, el cual permite que el elemento modele el efecto de la acción de arco y la formación de bielas de compresión. Los resultados obtenidos con este modelo se comparan con los resultados de ensayos cíclicos de tres muros rectangulares [Dazio et al., 1999], obteniéndose buena correlación entre ambos resultados.

[Ile y Reynouard, 2000] propusieron un modelo para la respuesta cíclica de un muro de hormigón armado, basado en el enfoque de fisuras distribuidas. El objetivo del estudio fue determinar la aplicabilidad y la exactitud del modelo para modelar el comportamiento estructural de pantallas de hormigón armado. Para ello, se comparan los resultados del modelo con los resultados de ensayos cíclicos de dos muros rectangulares [Cervenka, 1970]. Obteniéndose buena correlación entre la fuerza y la historia de desplazamiento hasta producirse el modo de fallo. No obstante, el modelo subestima la disipación de energía durante los ciclos de carga y descarga y no predice los desplazamientos residuales al descargar los muros.

[Kwan y He, 2001] propusieron una rotación del modelo de fisura distribuida para tener en cuenta el efecto del confinamiento y la rigidización por tensión del hormigón en elementos de hormigón armado. Este modelo fue utilizado para modelar el comportamiento estructural bajo fuerza incremental en seis muros rectangulares ensayados por [Lefas et al., 1990]. El objetivo del estudio fue estudiar la influencia del confinamiento en la resistencia y la ductilidad de los muros de hormigón armado. Los resultados mostraron que en promedio, la fuerza máxima en los muros fue subestimada; la rigidez inicial y el desplazamiento máximo de cada uno de los muros fue sobreestimada. No obstante, el modelo representó adecuadamente los patrones de agrietamiento y, en general predice el comportamiento fuerza-desplazamiento de manera aceptable.

[Palermo, 2001] estudió el comportamiento cíclico de pantallas de hormigón armado mediante la Teoría del Campo de Compresión Modificada (MCFT) [Vecchio y Collins, 1986]. Los muros estudiados consistieron en cuatro muros con elementos de borde ensayados por [Oesterle et al., 1976 y Oesterle et al., 1979], tres muros rectangulares ensayados por [Pilakoutas y Elnashai, 1995], y dos muros con alas en forma de I ensayados por el autor. El objetivo del estudio fue determinar la exactitud de los resultados numéricos obtenidos a partir de una modificación en el comportamiento cíclico del hormigón, basado en la Teoría del Campo de Compresión Modificada y estudiar la diferencia de los resultados utilizando un modelo del hormigón lineal y no lineal (para ciclos de carga y descarga). Los resultados mostraron que el modelo predice con bastante exactitud la respuesta de los muros hasta la fuerza máxima.

[Orakcal, 2004] propuso un modelo numérico basado en el Multiple Vertical Line Element Model (MVLEM) desarrollado por Vulcano [Vulcano et al., 1988] para modelar el comportamiento no lineal de muros de hormigón armado. Este modelo incorpora mejoras al modelo original de Vulcano, como por ejemplo la incorporación de relaciones constitutivas refinadas para los materiales, consideración del efecto de rigidización por tensión del hormigón y la variación de la posición del eje neutro a medida que se degrada la sección de hormigón armado. Este modelo fue contrastado con resultados experimentales de muros de sección rectangular y de sección I, observándose buena correlación entre los resultados numéricos y experimentales. En particular lo referente a la degradación de rigidez, pérdida de resistencia y al pinzamiento de las curvas de histéresis en muros sometidos a fuerzas cíclicas.

[Massone, 2010] propuso un modelo numérico que permite abordar la interacción entre la flexión y cortante en muros de hormigón armado. El modelo se basa en resultados experimentales de una serie de muros de hormigón. En este estudio, se comprueba que las deformaciones tangenciales tiene una gran influencia en la respuesta estructural de muros. Incluso en muros esbeltos donde el comportamiento es principalmente dominado por flexión. Si bien este modelo numérico supuso un avance en este campo, en relación a las formulaciones existentes, éste aún no se ha implementado en programas de ordenadores, pero que seguramente serán incorporados próximamente.

[Thomsen y Wallace, 1995] realizaron un estudio experimental y teórico en cuatro muros de hormigón armado de sección rectangular y en forma de I (muros con alas), proyectados con la metodología basada en desplazamiento. Los objetivos de la investigación fueron evaluar la fiabilidad de la metodología de proyecto y estudiar el comportamiento de muros con alas. Los

resultados experimentales mostraron que los muros rectangulares poseen adecuada ductilidad y un comportamiento histerético estable, mientras que los muros con alas proyectados con la metodología de desplazamiento presentaron un comportamiento similar a los muros rectangulares. No obstante, el ancho eficaz de ala en los muros en forma de I no fue estudiado. Por otro lado, el modelo teórico se basó en principios básicos y en técnicas de modelado para fuerzas incrementales para representar el comportamiento cíclico de los muros. Por último, se observó buena correlación entre los resultados experimentales y numéricos, concluyéndose que la metodología de desplazamiento es adecuada para el proyecto sismorresistente de muros de hormigón armado.

Por otra parte, se han realizado otros estudios teóricos para tratar de comprender el comportamiento sísmico de muros de hormigón; [Bertero, 1957], [Vallenas et al., 1979], [Massone y Wallace, 2004] entre otros.

### Requerimiento de confinamiento

Estudios realizados por [Sozen, 1989] y [Wallace y Moehle, 1992] en sistemas de un grado de libertad, permitieron abordar el tema del requerimiento de elementos especiales de confinamiento en muros estructurales. Los parámetros de estudio fueron de la densidad de muros, la deformación máxima a compresión del hormigón, cantidad de armadura, nivel de fuerza axial y relación de esbeltez de los muros. Los resultados mostraron que el criterio de confinamiento en edificios que poseen una gran cantidad de muros puede ser omitido, dado que las deformaciones a compresión en los extremos de los muros son inferiores a la deformación máxima del hormigón.

#### 2.3.4.4 Normativa sismorresistente

En la actualidad existen diversas normativas que proporcionan disposiciones para el proyecto sismorresistente de edificios con muros de hormigón armado. A continuación se presenta una breve descripción de algunas de las más relevantes.

### EUROCÓDIGO 8

Los Eurocódigos son un conjunto de normas elaboradas por el Comité Europeo de Normalización (CEN) para los países que conforman la Comunidad Europea. En el caso del proyecto sismorresistente de estructuras, el Eurocódigo EC-8 es la norma que proporciona lineamientos específicos. A continuación se describen de manera resumida algunas disposiciones referidas a edificios con pantallas.

**Espesor mínimo.**  $t_w > \max(150, h_s / 20)$  siendo  $h_s$  la altura libre entre plantas.

**Factor de comportamiento ( $q$ ).** El Eurocódigo 8, define factores de comportamiento mediante la siguiente expresión:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (2.20)$$

$q_0$ : Valor básico del factor de comportamiento, depende del tipo de sistema estructural y de su regularidad en elevación.

$k_w$ : Factor que refleja el modo de fallo predominante en los sistema estructurales  $0,5 \leq k_w \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$

$\alpha_0$ : Relación de aspecto predominante del sistema estructural.  $\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$ ; en donde  $h_{wi}$ : altura del muro  $i$  y  $l_{wi}$ : Longitud del muro  $i$ .

El Eurocódigo 8 distingue tres clases de ductilidad:

- Ductilidad baja (**L**). Aplicación restrictiva a regiones con baja sismicidad. El proyecto se rige sólo por el Eurocódigo 2 [CEN, 2004]. Es  $q = 1,5$ .
- Ductilidad moderada (**M**). Para sistemas de muros acoplados:  $q_0 = 3\alpha_u / \alpha_1$  y para sistemas de muros desacoplados:  $q_0 = 3$ .
- Ductilidad alta (**H**). Para sistemas de muros acoplados:  $q_0 = 4,5\alpha_u / \alpha_1$  y para sistemas de muros desacoplados:  $q_0 = 4\alpha_u / \alpha_1$ .

$\alpha_1$ : coeficiente multiplicador de la acción sísmica de proyecto horizontal para alcanzar la resistencia a la flexión en cualquier elemento de la estructura, mientras que todas las otras acciones de proyecto permanecen constantes;  $\alpha_u$ : coeficiente multiplicador que forma articulaciones plásticas en una serie de secciones suficientes para que se produzca una inestabilidad estructural global. El factor  $\alpha_u$  puede obtenerse de un análisis estático no lineal (“*push-over*”). En la Tabla 2.8 se muestran los valores del factor de comportamiento adoptados por el Eurocódigo 8.

**Tabla 2.8** Valores básicos del factor de comportamiento  $q_0$  [CEN, 2005]

Sistema estructural	M	H
Sistema porticado, sistema dual y sistema de muros acoplados	$q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$q_0 = 4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema de muros desacoplados	3,0	$q_0 = 4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema flexible torsionalmente	2,0	3,0
Sistema de péndulo invertido	1,5	2,0

Cuando los valores de  $\alpha_u$  y de  $\alpha_1$  no hayan sido evaluados a través de un cálculo explícito, para edificios que sean regulares en planta se pueden utilizar los siguientes valores aproximados de  $\alpha_u / \alpha_1$ .

- Sistemas de muros con sólo dos muros desacoplados por dirección horizontal:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1$ .
- Otros sistemas de muros desacoplados:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$ .
- Sistemas duales equivalente a muros o sistemas de muros acoplados:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$ .

### INTERNATIONAL BUILDING CODE, IBC

**Bordes especiales de confinamiento.** El ACI especifica los casos en que se requieren elementos de borde; se suelen emplear dos criterios: el primero está basado en un porcentaje de la resistencia a la compresión del hormigón ( $0,2 f_c'$ ), mientras que el segundo está basado en desplazamientos [Moehle y Wallace, 1989].

**Factor de reducción por fuerzas sísmicas (**R**).** El IBC especifica valores para reducir la fuerza sísmica de proyecto para tener en cuenta la incursión de las estructuras en el rango no lineal. Éstos están en función de la sobre-resistencia estructural ( $\Omega_0$ ) y del factor de ductilidad. En la Tabla 2.9 se presentan los distintos valores para estos factores.

**Tabla 2.9** Factores de reducción de respuesta y de reserva de resistencia [UBC-97, 1997]

Sistema estructural	R	$\Omega_0$
Muros de carga; pantallas de hormigón; sistema dual	4,5	2,8
Pantallas con pórticos dúctiles especiales	8,5	2,8
Pantallas con pórticos de ductilidad intermedia	6,5	2,8
Sistema porticado con pantallas de hormigón	5,8	2,8



## NORMA CANADIENSE NBCC

**Espesor mínimo de muros de hormigón.** Según este código se recomienda considerar un espesor mínimo de muros en función de la capacidad de deformación; para muros de ductilidad limitada es  $l_n < e 14$  (si  $t_w > l_n / 5$ ) y para muros dúctiles es  $l_n < e 10$  (si  $t_w > l_n / 5$ ).

**Factor que considera el efecto de los modos superiores ( $M_v$ ).** Se propone un factor de amplificación dinámica para la fuerza cortante ( $M_v$ ) para tener en cuenta el efecto de los modos superiores de vibración, según la siguiente expresión:

$$M_v = \frac{\sqrt{\sum [S_a(T_i)W_i]^2}}{S_a(T_1)W} \quad (2.21)$$

$S_a(T_i)$  y  $S_a(T_1)$  son las aceleraciones espectrales correspondientes al  $i$ -ésimo y al primer modo, respectivamente.  $W_i$  es el peso modal equivalente del  $i$ -ésimo modo y  $W$  es el peso del edificio.

## NORMA NEOZELANDESA NZBC

**Espesor mínimo de muros de hormigón.** La norma de hormigón de Nueva Zelanda [NZS 3101, 1995] proporciona una expresión más detallada para el cálculo del espesor mínimo en muros de hormigón en función de la sollicitación de ductilidad, de la relación de aspecto del muro ( $A_r = h_w / l_w$ ), de la cuantía de acero y de la resistencia de los materiales:

$$t_w \geq \frac{(\mu_\Delta + 2)(A_r + 2)l_w}{1700\sqrt{\xi}} \quad (2.22)$$

$\mu_\Delta$  es la ductilidad de desplazamiento y  $\xi = 0,3 - \rho_1 f_y / (2,5 f_c') > 0,1$ .

**Factor que considera el efecto de los modos superiores ( $w_v$ ).** Esta norma propone un factor para tener en cuenta el efecto de los modos superiores de vibración en el cálculo del cortante en la base:  $w_v = 0,9 + n / 10$  (si  $n \leq 6$ ) y  $w_v = 1,3 + n / 30$  (si  $6 < n \leq 15$ ). Si:  $n > 15$  se debe usar  $n = 15$  ( $n$  es el número de plantas).

## NORMA ESPAÑOLA NCSE-02

**Espesor mínimo de muros de hormigón.** Cuando la aceleración sísmica de cálculo  $a_c$  sea igual o mayor que 0,16 g o para poder considerar en la dirección de la pantalla ductilidad alta o muy alta, ( $\mu = 3$  ó  $\mu = 4$ ), se cumplirá que el espesor será al menos 15 cm y mayor que la altura entre plantas entre 20.

**Armadura de los muros.** La armadura base estará formada por dos mallas; en cada una la separación entre barras de la malla no será superior a 15 cm. La sección de cada familia de mallas no será inferior al 0,25 % ni superior al 4 % de la sección de hormigón.

**Factor de comportamiento.** En muros el factor de comportamiento por ductilidad puede oscilar entre 4 para pantallas acopladas y 3 para pantallas no acopladas.

## NORMA PERUANA

**Espesor mínimo de muros de hormigón armado.** Según la normativa peruana [E.060, 2009], los muros serán dimensionados teniendo especial consideración en las tensiones a compresión en los extremos y su resistencia al pandeo. El espesor mínimo para las pantallas será de 10 cm.

**Factor de reducción por fuerzas sísmicas ( $R$ ).** Los valores del coeficiente  $R$  se indican en la Tabla 2.10.

**Tabla 2.10** Factores de reducción de respuesta para estructuras regulares [E.030, 2003]

Sistema estructural	$R$
Sistema dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Para estructuras irregulares, los valores de  $R$  deben ser tomados como el 75% de los especificados en la tabla anterior.

**Fuerza sísmica equivalente.** Estas fuerzas dependen de la sismicidad del lugar, del tipo de suelo, del período fundamental y de la importancia de los edificios y del sistema resistente para acciones sísmicas. En la ecuación (2.23) se presenta el cálculo del cortante en la base.

$$V = \frac{ZUSC}{R} P \quad (2.23)$$

$Z$  = factor de zona sísmica (zona sísmica 1 / 2 / 3:  $Z = 0,15 / 0,30 / 0,4$ );  $U$  = factor de importancia;  $S$  = coeficiente de suelo ( $S1 / S2 / S3 / S4 = 1 / 1,2 / 1,4 / -$ ),  $C$  = factor de amplificación sísmica obtenido del espectro (Figura 4.2). Debe cumplirse que  $C / R \geq 0,125$ .  $P$  = peso de la estructura, el cual para edificaciones comunes se considera como: carga permanente + 25% de la carga variable (viva o carga de uso).

**Distribución de la fuerza sísmica en altura.** La distribución de la fuerza sísmica entre las distintas plantas viene dada por:

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j} (V - F_a)$$

Si  $T > 0,7$  s debe aplicarse además una fuerza ( $F_a$ ) concentrada en la planta superior  $F_a = 0,07 T V \leq 0,15 V$ .

**Desplazamiento máximo entre plantas permisible.** Para muros delgados de hormigón armado:  $\Delta_i / h_{ei} = 0,5\%$ .

**Tabla 2.11** Factores de reducción de respuesta para estructuras regulares

Sistema estructural	$R$	$R_0$
Pórticos de acero o de hormigón	7	11
Sistemas arriostrados de acero	7	11
Muros de hormigón y de albañilería confinada	6(*) / 4	9(*) / 4

(\*) Si los muros toman al menos el 50% de la fuerza cortante de la planta.

## NORMA CHILENA

**Espesor mínimo de muros de hormigón.** Según la norma chilena de hormigón [NCh430, 2008] los muros deberán tener un espesor mínimo de 14 cm y deberán ser armados con dos capas. Sobre este último punto se indica que, aunque sea posible usar solamente una malla

desde el punto de vista de la resistencia, el usar doble malla asegura estabilidad fuera del plano y tiene ventajas prácticas en cuanto a la colocación del hormigón en obra.

**Factor de modificación de la respuesta ( $R$ ).** En la Tabla 2.11 se muestran sus valores.  $R$ : Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático);  $R_0$ : Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral).

#### 2.3.4.5 Evaluación del período fundamental

En la actualidad varios códigos sísmicos presentan diferentes expresiones empíricas para estimar el período fundamental de vibración de edificios. Sin embargo, existe mucha diferencia en la aplicación de estas expresiones [UBC, 1997; CEN, 2005 y NCh433, 1996]. No obstante la evaluación precisa de este parámetro desempeña un papel importante en la respuesta sísmica de estructuras frente a terremotos. En la Tabla 2.12 se muestran las diferentes expresiones especificadas en varias normativas.

Generalmente estas expresiones presentadas en la tabla no consideran la diferencia de rigideces en las dos direcciones principales de un edificio, así como la severidad del movimiento sísmico y el perfil del suelo donde está emplazada la estructura. Por lo que su aplicación directa en algunos casos debe ser considerada con precaución.

#### 2.3.4.1 Interacción suelo-estructura

Es bien conocido que el suelo tiene una influencia significativa en la respuesta sísmica de estructuras [Seed et al., 1988]; así mismo, la respuesta del terreno puede ser influenciada por la rigidez de la estructura. Este fenómeno se conoce como interacción suelo-estructura (SSI) y desempeña un papel relevante en el comportamiento sísmico de estructuras. Se distinguen dos fenómenos físicos [Wolf, 1985; Kramer, 1996 y Stewart et al., 1998]:

**Interacción inercial.** Este efecto se refiere a la inercia desarrollada por una estructura debida a sus propias vibraciones, la cual produce una fuerza cortante y un momento en la base, los cuales a su vez causan desplazamientos en relación con el “campo libre” (movimiento de la superficie del terreno sin presencia de alguna estructura).

**Interacción cinemática.** La interacción cinemática se produce a través de tres mecanismos: (a) promediado en la base de la cimentación por la restricción cinemática debida al movimiento de cuerpo rígido de la losa, (b) efectos de restricción producto de la profundidad de la cimentación, y (c) dispersión de las ondas sísmicas en las zonas adyacentes a las esquinas y a partes rugosas de la cimentación.

A menudo los efectos de estos dos fenómenos son descritos mediante funciones de transferencia que relacionan los movimientos de campo libre y de la cimentación y funciones de impedancia que representan la rigidez y el amortiguamiento de la interacción suelo-estructura. Este último es una consecuencia del amortiguamiento histerético del suelo y de la cimentación, así como de la radiación de la energía sísmica a través del suelo alejado de la cimentación.

**Metodologías para el análisis de la interacción suelo-estructura (SSI).** Los métodos generales de análisis de la interacción suelo-estructura se pueden clasificar en *métodos directos* y *métodos de subestructura* [Stewart et al., 1998]. En los métodos directos el suelo y la estructura se representan conjuntamente en el mismo modelo y se analizan de forma directa (no iterativa). El suelo suele ser discretizado mediante elementos finitos tipo de sólido y la estructura con elementos finitos de barra. Por otro lado, debido a que no se cumple el principio de superposición, el análisis debe ser no lineal [Borja et al., 1992]; sin embargo, estos análisis involucran un gran coste computacional y sus resultados pueden ser altamente sensibles a los parámetros constitutivos del suelo. Por ello, los análisis de interacción suelo-estructura mediante

métodos directos son habitualmente realizados utilizando métodos lineales equivalentes para la aproximación de los efectos de la no linealidad del suelo [Lysmer et al., 1975]. En los métodos de subestructura, el problema de la interacción suelo-estructura se divide en tres partes distintas que se combinan para formular la solución completa. La superposición inherente a este enfoque requiere la suposición de que el comportamiento del suelo y la estructura son lineales. El análisis de la interacción suelo-estructura mediante este enfoque se realiza de forma iterativa en tres etapas: (i) evaluación del movimiento de entrada en la cimentación, (ii) obtención de la función de impedancia del suelo y (iii) análisis dinámico de la estructura. En la Figura 2.72 se presentan estos tres pasos mencionados anteriormente.

**Tabla 2.12** Estimación del período fundamental de vibración para edificios con pantallas mediante expresiones empíricas y analíticas

Método utilizado	Fórmulas utilizadas
<b>Norma sísmica peruana</b>	
[E.030, 2003]	$T = \frac{H}{60}$
<b>Códigos internacionales</b>	
ATC3-06	$T = \frac{0,05H}{D_{bát}^{1/2}}$
Baeza (1963)	$T = 0,035N$
Chopra y Goël (1998)	$T_L = 0,0019 \frac{1}{\sqrt{A_e}} H, T_U = 0,0026 \frac{1}{\sqrt{A_e}} H$
EC-8	$T = 0,05H_i^{3/4}$
PS92	$T = 0,08 \left( \frac{H_{ef}}{D_{bát}^{1/2}} \right) \left[ \frac{H_{ef}}{(H_{ef} + D_{bát})} \right]^{1/2}$
SEAOC-96	$T = \frac{0,1}{\sqrt{A_c}} H^{3/4}, A_c = \sum A_i \left[ 0,2 + \left( \frac{D_i}{H} \right)^2 \right]$
UBC-97	$T = 0,02H^{3/4}$
<b>Fórmulas analíticas</b>	
[E.030, 2003]	$T = \sqrt{\frac{\left( \sum_{i=1}^n P_i D_i^2 \right)}{\left( g \sum_{i=1}^n F_i D_i \right)}}$
Rayleigh-Ritz	$\omega^2 = \frac{\phi^T \mathbf{K} \phi}{\phi^T \mathbf{M} \phi}$
Dunkerley	$T = 40 \sqrt{\frac{\rho}{kG}} \frac{1}{\sqrt{A_e}} H, A_e = \sum_{i=1}^N \left( \frac{H}{H_i} \right)^2 \left[ \frac{A_i}{1 + 0,83 \left( \frac{H_i}{D_i} \right)^2} \right]$
Balkaya y Kalkan (2003)	$T = CH^{b1} \beta^{b2} \rho_{as}^{b3} \rho_{al}^{b4} \rho_{min}^{b5} J^{b6}$
EC-8	$T = 2d^{1/2}$
AFPS	$T = 5\delta_n^{1/2}$

**Estudios realizados.** [Filiatrault et al., 1992] estudiaron el comportamiento de un edificio de 21 plantas con un núcleo central a base de muros de hormigón armado y un sótano, considerando la interacción suelo-estructura. El modelo numérico considera el comportamiento no lineal de los muros, cimentación y del suelo. Este último está representado mediante barras verticales con

comportamiento elasto-plástico; es decir con capacidad de plastificar cuando se supere la capacidad admisible del terreno. Adicionalmente el fenómeno del levantamiento de la cimentación (“uplift”) ha sido considerado. Los resultados mostraron que la flexibilidad del suelo tiene poca influencia en el comportamiento de la estructura. No obstante, la distribución de la fuerza cortante entre plantas cambia considerablemente, debido a la presencia de muros de hormigón dispuestos en el perímetro del sótano. [Orakdögen et al., 2008] estudiaron el comportamiento sísmico de un edificio reforzado con pantallas, considerando la interacción suelo-estructura. El modelo numérico considera el comportamiento no lineal de los muros, cimentación y del suelo. Este último está representado mediante una serie de barras verticales (modelo de Winkler) con comportamiento elasto-plástico. La evaluación sísmica de la estructura ha sido realizada mediante análisis push-over. Los resultados de éstos mostraron que el efecto de la interacción suelo-estructura es significativo en la cuantificación del daño estructural, así como en la identificación del levantamiento (“up-lift”).

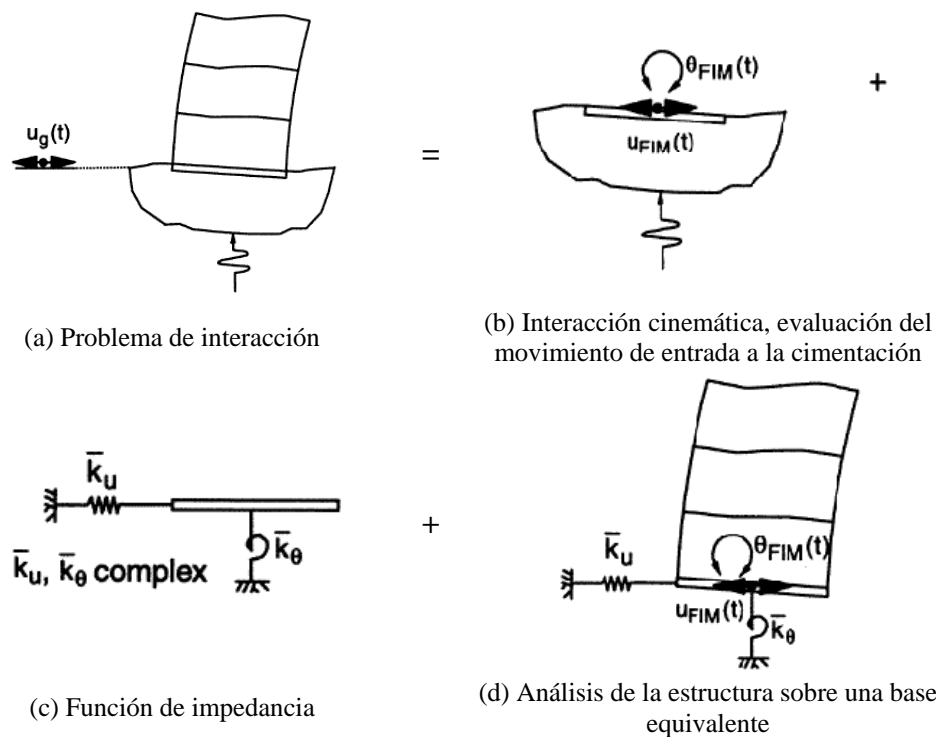


Figura 2.72 Métodos de subestructura para el análisis de la interacción suelo-estructura [Adaptado de Stewart et al., 1998]

En la actualidad la interacción suelo-estructura ha cobrado importancia y algunas normativas sísmicas especifican procedimientos para modelarla: [ATC-40, 1996; FEMA 273, 1997; FEMA 356, 2000] y FEMA 440, 2005]. El documento FEMA 440 presenta una metodología más detallada.

### 2.3.4.2 Modos de fallo según el tipo de muro

Los modos de fallo describen el mecanismo físico de deterioro de una estructura, debido principalmente a un comportamiento predominante o a una combinación de otros adicionales. En el caso de muros de hormigón armado, éstos han sido identificados a través de inspecciones post-sísmicas y de investigación experimental. Numerosos investigadores [Salonikios et al., 2000; Wallace y Thomsen, 1995; Orakcal et al., 2004] han atribuido que este comportamiento está relacionado con las propiedades mecánicas diversas que presentan el hormigón y el acero, así como a la relación de aspecto de los muros (relación altura-longitud  $h_w / l_w$ ). Otros parámetros como el tipo de sección transversal, detalle y cantidad de armadura influyen también

en que se produzca un modo de fallo. La Figura 2.73 muestra dos tipos de muros donde el comportamiento estructural es diferente.

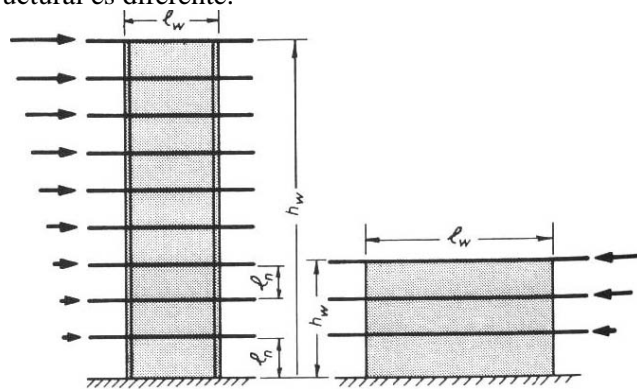
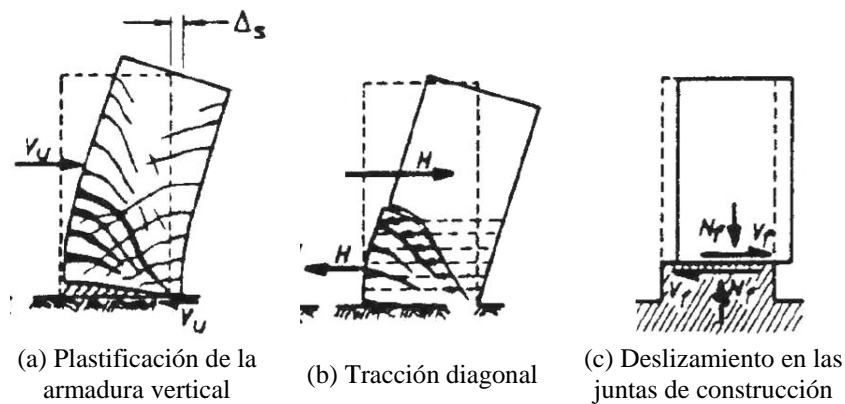


Figura 2.73 Muros en voladizo esbeltos (izquierda) y bajos (derecha) [Paulay y Priestley, 1992]



(a) Plastificación de la armadura vertical

(b) Tracción diagonal

(c) Deslizamiento en las juntas de construcción

Figura 2.74 Modos de fallo de muros en voladizo [Paulay y Priestley, 1992]

Por otro parte, la principal fuente de disipación de energía que se produce en un muro en voladizo solicitado lateralmente debe ser la plastificación de la armadura a flexión en las zonas de rótulas plásticas, normalmente en la base del muro (Figura 2.74(a)). En general se debe evitar los modos de fallo de aquellos que resulten de la tracción diagonal (Figura 2.74(b)) o compresión diagonal causado por cortante, inestabilidad de secciones de muros delgados o de la armadura de compresión principal, deslizamiento por cortante a lo largo de las juntas de construcción (Figura 2.74(c)) y corte o fallo por adherencia a lo largo del empalme o anclajes. El modo de fallo queda definido por el tipo de comportamiento dominante.

### Muros esbeltos ( $h_w / l_w \geq 2$ )

Este tipo de fallo es característico en muros esbeltos (relación altura-longitud  $h_w / l_w$  mayor que 1,5) [FEMA 356, 2000] o en muros estructurales de edificios altos donde el comportamiento predominante es por flexión. Se caracteriza por la aparición de grietas importantes en la parte inferior de la zona a tracción de un muro que pueden producir plastificación de las armaduras. Produciendo daño estructural y ante fuerzas laterales reversibles puede producir inestabilidad o pandeo de la armadura. El aplastamiento del hormigón también es característico en este tipo de fallo y se produce cuando las deformaciones a compresión alcanzan el valor máximo del hormigón. El modo de fallo en estos tipos de muros se observa en los trabajos experimentales realizados por [Lefas y Kotsovos, 1990; Zhang y Wang, 2000 y Adebar et al., 2007]. No obstante, el trabajo [Tremblay et al., 2001] permite identificar la importancia que tiene el efecto de los modos superiores de vibración en el caso de edificios altos, los cuales producen incrementos considerables en las fuerzas cortantes y momentos flectores en la región superior del muro. Esto conlleva a la formación de una rótula plástica en esa región. Las conclusiones

similares fueron informadas por [Bachmann y Linde, 1995; Priestley y Amaris, 2002; y Panneton et al., 2006]. Por consiguiente, para pantallas de mediana altura, podría ser necesitado sólo rehabilitar la parte más bajo del muro (en la zona esperada de la región de rótula plástica), mientras que para muros altos, podía necesitarse rehabilitar otra región a que podría experimentar la formación de la rótula plástica el nivel más alto (debido a efectos del modo más altos que no podrían haber sido considerados en el plan original de la pared). Prediciendo tales comportamientos es importante en el proyecto del muro rehabilitado evitar el fallo del muro en los niveles más altos.

### Muros bajos ( $h_w / l_w < 2$ )

En edificaciones de pocas plantas es común encontrar muros donde la altura es menor a la longitud; en estos casos se reconoce que no se cumplen las hipótesis de flexión y que el comportamiento es parecido a lo que ocurre con las vigas de gran peralte. Dado estos muros son de pocas plantas, las cargas axiales de gravedad son pequeñas y dado el gran canto útil existente los requerimientos de acero de tracción por flexión no son importantes. Estas dos características permiten indicar que el efecto del aporte de resistencia a cortante de la fuerza axial es despreciable y que no tiene mucha importancia el disponer de acero concentrado en los extremos o bordes del elemento. En un muro bajo puede presentarse el fallo por deslizamiento, dada la mínima fuerza axial existente y el fallo por cortante o tracción diagonal. El deslizamiento por cortante es originado por la flexión y en la que una grieta horizontal continua se desarrolla a lo largo de la base del muro, debido a la degradación del trabazón del agregado con el incremento del número de ciclos, la grieta de deslizamiento se incrementa y de ahí que los desplazamientos del muro incluyen una porción significativa debido al deslizamiento, sobre todo en las inversiones de fuerza. Este fenómeno causa el estrangulamiento de los lazos histeréticos que reduce la disipación de energía.

El fallo a tracción diagonal en muros puede ocurrir cuando se forma una grieta diagonal de esquina a esquina, debido a la insuficiente cantidad de la armadura horizontal. No obstante, los muros con adecuada armadura horizontal y sometida a fuerzas incrementales desarrollan grandes sollicitaciones de flexión y pueden fallar a compresión diagonal; el hormigón se aplasta en la zona de compresión cerca de la base del muro. En la Figura 2.75 se muestra el tipo de fallo en muros bajos.

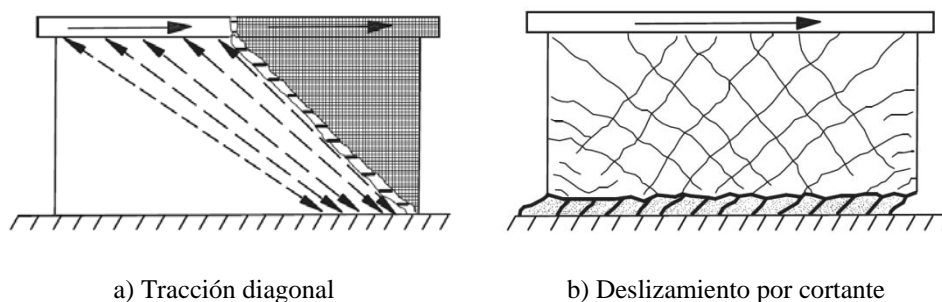


Figura 2.75 Modos de fallo en muros bajos [Greifenhagen, 2006]

## 2.4 Edificios con muros delgados de hormigón

### 2.4.1 Descripción general

Actualmente existen diferentes sistemas estructurales que pueden ser utilizados efectivamente para proporcionar resistencia lateral a fuerzas sísmicas. En el caso de Perú los sistemas estructurales que se emplean para el proyecto sismorresistente de estructuras son: estructura porticada, estructura porticada con pantallas, sistema estructural de albañilería u obra de fábrica, sistema estructural mixto y sistema estructural de acero con pórticos arriostrados [Bozzo, 2003].

### **2.4.1.1 Edificios con muros delgados en Perú**

Durante los últimos años, un gran número de edificios de mediana altura (usualmente, de cinco plantas) con muros delgados de hormigón armado se han construido en Perú, especialmente para viviendas de bajo coste. Los muros proporcionan resistencia lateral a la estructura y constituyen los únicos elementos sustentantes. Normalmente son de 10 cm de espesor, no presentan elementos especiales de confinamiento en sus extremos y están armados con una sola capa de malla electrosoldada laminada en frío, a excepción de las plantas más bajas, donde se utilizan barras convencionales. Los muros se suelen conectar en las fachadas (y en algunas divisiones internas) a la altura de cada planta mediante vigas de acoplamiento (subapartado 2.3.2.1 y Figura 2.45) de unos 50 cm de altura, sin características sismorresistentes adecuadas (Figura 2.46). Los forjados de piso suelen ser losas macizas de espesores reducidos, normalmente de 12 cm para luces pequeñas; mientras que la cimentación consiste de una losa de hormigón, de espesor constante y asentada sobre un material de relleno mejorado. La construcción de estos edificios se realiza en tiempos muy cortos, en gran parte debido al uso de hormigón premezclado (en planta), de mallas electrosoldadas y al sistema de encofrados industrializado. En algunos casos, el hormigón que se utiliza contiene fibras de polipropileno con la finalidad de mejorar su comportamiento a la fisuración.

Por otro parte, las disposiciones de proyecto sismorresistente de estos edificios en Perú, inicialmente no estaba contemplado en la normativa sísmica y los criterios de proyecto que se seguían no eran uniformes. Esto motivó la realización de algunos ensayos de laboratorio por parte de algunas instituciones peruanas con la finalidad de comprender mejor el comportamiento sísmico de estas estructuras. En octubre de 2004 se publica una normativa que regula el proyecto sismorresistente de estos edificios y no fue hasta diciembre del mismo año que el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) incorpora disposiciones específicas para los edificios con muros delgados, llamados también de ductilidad limitada a las Normas de Proyecto Sismorresistente [E.030, 2003]. No obstante, las disposiciones habituales especificadas en otros códigos sísmicos [UBC, 1997; CEN, 2005 y NBCC, 2005] no permiten el uso de muros delgados en edificios que estarán sometidos a acciones sísmicas. Apareciendo cuestionamientos acerca de su comportamiento sísmico, debido principalmente a los siguientes factores: alta rigidez lateral, aparente baja ductilidad, limitada base de datos experimental, falta de experiencias pasadas de terremotos fuertes en estos edificios y, en algunos casos, deficiencias de construcción.

### **Edificios de muros delgados sobre losas de transferencia**

Desde el año 2002 se viene utilizando el sistema de transferencia, el cual consiste de una losa maciza de hormigón armado y vigas de gran canto para transferir las fuerzas horizontales generadas por el sismo a la cimentación. Este tipo de construcción surge de la necesidad de tener áreas de aparcamientos libres de elementos estructurales como pilares y muros de hormigón, al igual que desde un punto de vista económico. El tema de su altura se limita a 10 plantas debido a que mayores alturas, aumenta el canto de las vigas.

Por otro parte, se debe establecer un adecuado sistema estructural que logre transferir las fuerzas sísmicas y evitar el denominado piso blando. Al respecto se han realizado varios estudios en estos sistemas [Su y Cheng, 2009] con la finalidad de determinar la distribución real de la fuerza cortante a lo largo de la altura de estos edificios. En la Figura 2.76(a) y Figura 2.76(b) se muestran los tipos de edificios con y sin sistema de transferencia que se construyen en Perú, respectivamente.





(a) Edificio con muros continuos en altura



(b) Edificio con losas de transferencia

**Figura 2.76** Edificios típicos con muros delgados en Perú [www.construccion.org]

#### 2.4.1.2 Edificios con muros delgados en otros países



**Figura 2.77** Edificios con muros delgados en Colombia

En la actualidad la construcción de edificios con muros delgados de hormigón también se observa en algunos países de Latinoamérica como: Colombia, Venezuela y México. En el caso del primero el proyecto sismorresistente de estas estructuras está basada en la normativa colombiana [NSR, 2010] donde al igual que el código peruano se permite el uso de mallas electrosoldadas. El trabajo de Mejía [Mejía et al., 2004] expone de manera resumida esta tipología de construcción en Colombia donde se destaca las partes más relevantes de este sistema. En el caso de Venezuela ésta se realiza de acuerdo a la normativa [FONDONORMA, 2007]. En el trabajo de Yañez [Yañez, 2006] se presenta un estudio lineal elástico del comportamiento sísmico de estos edificios, los resultados obtenidos dan una idea general del comportamiento que presentarán. Por último, en el caso de México estas construcciones están destinadas a viviendas de baja altura. La normativa sísmica de estos edificios ha tenido un gran respaldo experimental y en la actualidad se continúa trabajando en esta línea. Los trabajos de [Carrillo, Alcocer y Uribe, 2009; Carrillo y Alcocer, 2008] permiten abordar de manera más amplia el comportamiento de estos muros. Por último, cabe señalar que a pesar de que en los países citados anteriormente, exista una normativa sísmica específica, éstos difieren un poco respecto a la normativa peruana, donde se señalan disposiciones específicas sobre este sistema estructural.



Figura 2.78 Edificios con muros delgados en Venezuela [www.skyscrapercity.com]



Figura 2.79 Edificios con muros delgados en México [Carrillo, 2009]

### 2.4.2 Normativa peruana para edificios con muros delgados

En este subpartado se describen las prescripciones de los códigos [E.030, 2006] y [E.060, 2009] relativas a los edificios con muros delgados.

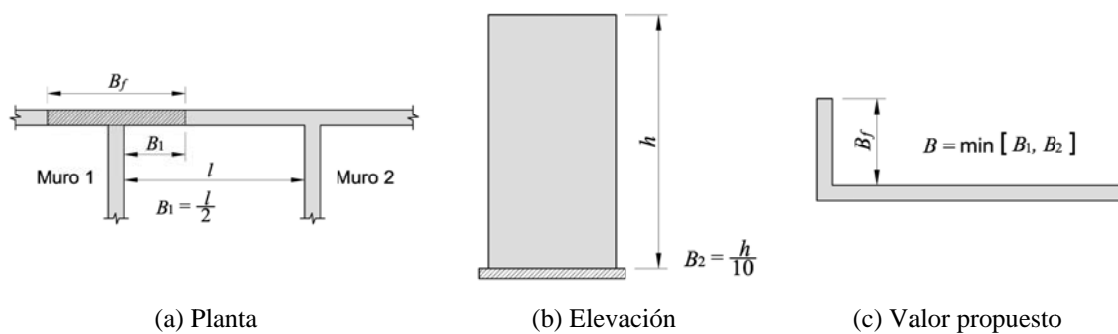


Figura 2.80 Determinación del ancho eficaz según [E.030, 2006]

#### 2.4.2.1 Normativa sismorresistente E.030

##### Ancho eficaz de muros perpendiculares

El análisis estructural de edificios con muros delgados mediante modelos pseudo-tridimensionales de pórticos planos, debe tener en cuenta la interacción entre los muros en direcciones perpendiculares que se encuentre unidos entre sí. Para ello, la longitud de la aleta

contribuyente a cada lado del alma (ancho eficaz) deberá ser el menor valor entre el 10% de la altura total del muro y la mitad de la distancia al muro adyacente paralelo, tal como se muestra en la Figura 2.80.

### Factor de reducción de respuesta ( $R$ )

Para edificios con muros delgados de hormigón armado, el valor del coeficiente de reducción de respuesta debe tomarse  $R = 4$  para edificios regulares y  $R = 3$  para edificios irregulares.

### Desplazamiento lateral permisible

Para edificios con muros delgados de hormigón armado, el valor máximo del desplazamiento relativo entre plantas no deberá exceder de 0,005.

## 2.4.2.2 Normativa de hormigón armado E.060

### Espesores mínimos

El espesor del alma de los muros de cortante (pantallas) no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 150 mm, excepto para los edificios con muros delgados, para los cuales el espesor mínimo del alma no deberá ser menor de 100 mm.

### Armadura de muros

Se podrá utilizar malla electrosoldada como armadura de los muros en edificios de hasta 3 plantas (una sola capa) y, en el caso de mayor número de plantas, se podrá usar mallas sólo en las plantas superiores, debiéndose utilizar acero convencional en el tercio inferior de la altura.

### Confinamiento de extremos de muros

El requerimiento de confinamiento para lograr ductilidad se evalúa en términos de la relación  $C/l_m$ , limitando este valor a nivel seccional se asegura la capacidad de desarrollar una capacidad mínima de ductilidad en los muros, tal como se aprecia en la Figura 2.81.

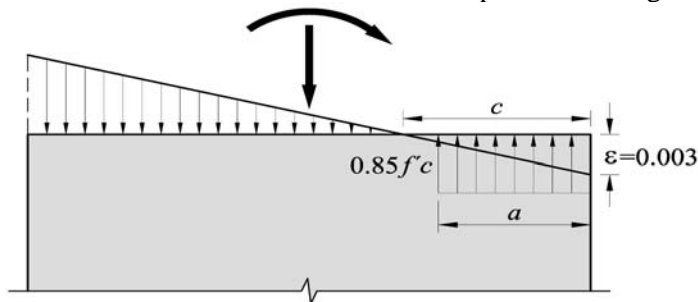


Figura 2.81 Requerimiento de confinamiento para lograr ductilidad en muros

Se confinará los extremos de muros delgados cuando la profundidad del eje neutro ( $C$ ) exceda el valor que se describe en la siguiente expresión:

$$C \geq \frac{l_m}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_m} \right)} \quad (2.24)$$

En esta relación  $l_m$  es la longitud del muro en el plano horizontal,  $h_m$  es la altura total y  $\delta_u$  es el desplazamiento lateral producido por el sismo de proyecto en la parte superior del muro.

El valor de  $C$  en la ecuación (2.24) corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de proyecto  $\delta_u$ . El cociente  $\delta_u / h_m$  en la ecuación (2.24) no debe tomarse menor que 0,005.

Para muros con alas, el cálculo de la profundidad del eje neutro debe incluir el ancho eficaz de ala, para lo cual deberá utilizarse el mayor valor de  $C$  que se obtenga de considerar compresión en cada extremo del muro.

Cuando se requieran elementos de borde confinados mediante estribos cerrados, el espesor mínimo de éstos será de 150 mm. La armadura vertical deberá extenderse desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre  $l_m$  y  $\frac{M_u}{4V_u}$ , tal como se muestra en la Figura 2.82.

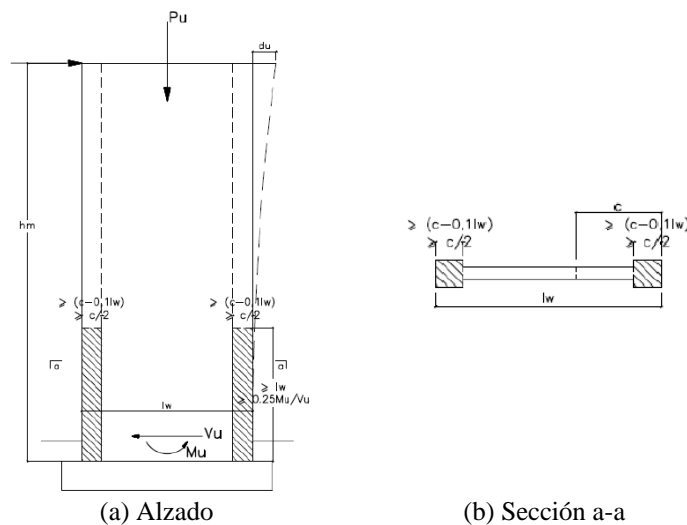


Figura 2.82 Elementos de borde confinados en muros [E.060, 2009]

Cuando no sea necesario confinar los extremos de un muro la armadura deberá espaciarse de manera tal que su cuantía no exceda del 1% del área en la cual se distribuye, tal como se muestra en la Figura 2.83.

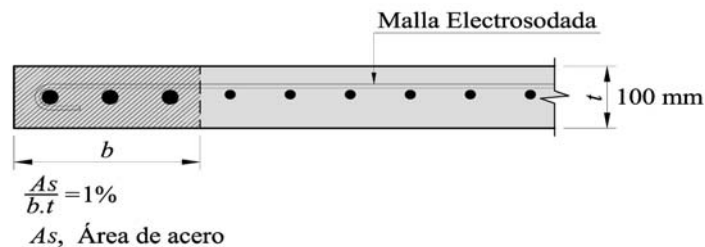


Figura 2.83 Requerimiento de armadura adicional en caso de no confinar los extremos de muros

### Resistencia al cortante en el plano del muro

En todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere plastificación por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de proyecto  $V_u$  deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante:

$$V_u = V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (2.25)$$

$V_{ua}$  y  $M_{ua}$  son, respectivamente, el cortante y el momento flector de cálculo y  $M_n$  es el momento nominal resistente del muro, calculado con la armadura asociada a la carga  $P_u$ . El cociente  $M_n / M_{ua}$  no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción ( $R$ ) utilizado en la obtención de las fuerzas laterales de sismo. Esta disposición podrá limitarse a una altura del muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro  $l_m$ ,  $\frac{M_u}{4V_u}$  o la altura de las dos primeras plantas, la que sea mayor.

### Resistencia a cortante en muros de hormigón armado

La resistencia al cortante en muros de hormigón armado se determina mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi A_{cw} \left( \alpha \sqrt{f'_c} + \rho_h f_y \right) \quad (2.26)$$

$\phi$  es el coeficiente de reducción, igual a 0,85,  $A_{cw}$  es el área a cortante de la sección transversal del muro (dirección de análisis),  $\rho_h$  es la cuantía de acero horizontal del muro,  $\alpha$  es el coeficiente que depende de la relación de aspecto del muro ( $h_m / l_m$ ), tal como se muestra en la Figura 2.84.

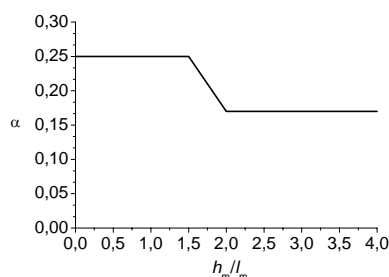


Figura 2.84 Coeficiente  $\alpha$  que depende de la relación de aspecto del muro

El valor máximo de  $V_n$  no deberá exceder  $2,7\sqrt{f'_c} A_c$

Los muros deben tener armadura de cortante distribuido que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si  $h_m / l_m$  no excede de 2 la cuantía de acero vertical no debe ser menor que la cuantía de acero horizontal.

### Resistencia a cortante por fricción

La armadura vertical distribuida debe garantizar una adecuada resistencia al cortante por fricción ( $\phi V_n$ ) en la base de todos los muros. La resistencia a cortante por fricción deberá calcularse como:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y) \quad (2.27)$$

$\phi$  es el coeficiente de reducción igual a 0,85,  $\mu$  es el coeficiente de fricción cuyo valor es 0,6,  $N_u$  es la fuerza axial de cálculo y se determina en función de la carga permanente ( $N_m$ ) como  $N_u = 0,9 N_m$ ,  $A_v$  es el área de la armadura transversal y  $f_y$  es el límite elástico del acero. Excepcionalmente, cuando se prepare adecuadamente la junta se tomará  $\mu = 1$ .

### Factor que considera el efecto de los modos superiores ( $w_\gamma$ )

La normativa de hormigón anterior a la actual [E.060, 1989] consideraba un factor de amplificación dinámica para tener en cuenta el efecto de los modos superiores de vibración a la

hora de determinar el cortante de proyecto en la base de los muros. El coeficiente se expresaba de forma similar a la norma de hormigón de Nueva Zelanda [NZS 3101, 1995].

### 2.4.3 Riesgo de pandeo de los muros

Según varios autores [Paulay y Priestley, 1993; Chai et al., 1999, Chai et al., 2005] uno de los parámetros más relevantes que caracterizan el pandeo de muros de hormigón armado es la deformación a tracción del acero en el extremo de muros. Esta deformación produce fisuración en el hormigón y dependiendo de su magnitud también produce plastificación de la armadura, lo cual deja en un estado vulnerable esa zona y cuando la inversión de fuerzas producidas por sismos provoque que esa zona se comprima el riesgo de pandeo aumente significativamente.

En la actualidad, se reconoce que el fenómeno del pandeo inelástico de pantallas de hormigón sometido a fuerzas cíclicas producidas por movimientos sísmicos es complejo y constituye un campo amplio de estudio. No obstante, para la comprensión básica de este fenómeno éste puede ser asimilado al pandeo de pilares sometidos a fuerzas axiales cíclicas. En este fenómeno intervienen diversos factores como la esbeltez del pilar (influida por las condiciones de apoyo), la fuerza axial y las propiedades de los materiales.

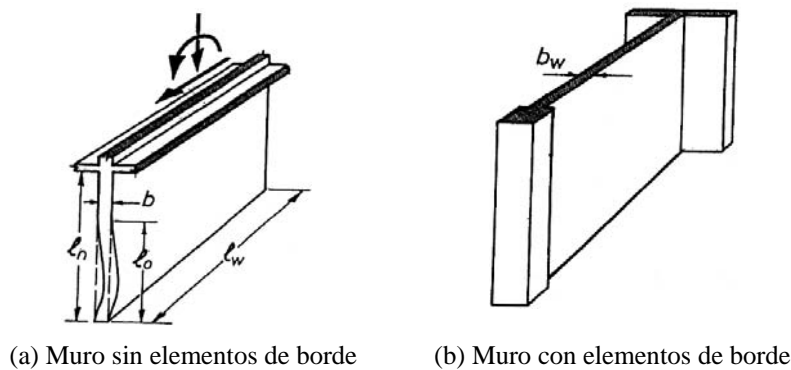


Figura 2.85 Configuraciones típicas de muros de hormigón armado [Paulay y Priestley, 1993]

Normalmente, los códigos sísmicos proporcionan criterios generales para el proyecto sismorresistente de edificios con pantallas. Sin embargo, éstos no especifican disposiciones específicas acerca de la posible inestabilidad en las regiones plásticas de muros delgados debido al pandeo fuera del plano (Figura 2.85(a)). En la práctica, el uso de muros con elementos de borde (Figura 2.85(b)) ayuda a reducir este fenómeno, contribuyendo a mejorar la estabilidad lateral de los muros ante solicitaciones sísmicas severas.

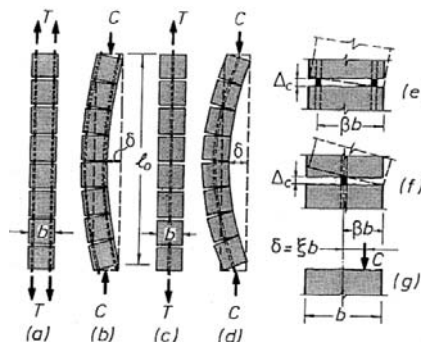


Figura 2.86 Deformaciones que producen el pandeo fuera del plano de muros [Paulay y Priestley, 1993]

Por otra parte, en el caso de edificios con muros de hormigón dos tipos de inestabilidades pueden producirse: (i) efectos globales de segundo orden y (ii) pandeo local (abolladura) de muros. Normalmente, en el primer tipo los efectos globales de segundo orden suelen ser

pequeños, debido a que la relación entre la carga vertical real y sus valores críticos no son tan elevados [Tremblay, Léger y Tu, 2001; Fenwick, Davidson y Chung, 1992]; mientras que en el segundo tipo de inestabilidad, el riesgo de pandeo local de muros puede ser relevante en edificios con poca densidad de muros, sin elementos de bordes y con gran esbelteces.

En la Figura 2.86 se muestra que el tipo de armadura en muros (una o dos capas) influye de manera significativa en el pandeo fuera del plano, como consecuencia de las grandes sollicitaciones de ductilidad que experimentan durante movimientos sísmicos fuertes.

#### **2.4.4 Ensayos efectuados en Perú sobre muros delgados**

En la actualidad, existe poca información experimental acerca del comportamiento estructural de muros delgados armados con mallas electrosoldadas y sometidos a fuerzas laterales cíclicas. Por tanto, poco se sabe sobre la influencia de este tipo de armadura en la respuesta sísmica de edificios con muros delgados. Debe destacarse el trabajo realizado por Riva y Franchi [Riva y Franchi, 2001], quien ensayó una serie de muros delgados armados con mallas electrosoldadas bajo fuerzas cíclicas laterales, obteniendo que esta armadura posee poca capacidad de disipación de energía. En el trabajo de Pincheira [Pincheira et al., 1989], se ensayaron una serie de muros delgados reforzados con mallas electrosoldadas para estudiar su influencia. Es así, como en Perú a raíz del incipiente crecimiento de los edificios que emplean como sistema estructural muros y losas delgadas de hormigón con mallas electrosoldadas, se llevaron a cabo hace algunos años atrás estudios experimentales por parte de algunos investigadores con la finalidad de comprender mejor su comportamiento y proponer criterios de proyecto.

En este subapartado se describen los ensayos realizados en especímenes de muros delgados por parte de dos instituciones educativas cómo son: la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) [Zavala y Gálvez, 1998; Medina, 2005] y la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) [San Bartolomé et al., 2003; San Bartolomé et al., 2007] y que proporcionaron información esencial sobre el comportamiento estructural de estos muros. Dicha información será utilizada para la calibración posterior de los modelos numéricos, obteniéndose así unos modelos ajustados al comportamiento real de los muros. A continuación se presenta un breve resumen de los diferentes ensayos realizados.

##### **2.4.4.1 Ensayos del CISMID**

El Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), institución relacionada a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) emprendió un programa de investigación a partir del año 1998 para estudiar el comportamiento estructural del sistema de losas y muros delgados de hormigón, armados con mallas electrosoldadas y barras convencionales. Los resultados permitieron conocer el modo de fallo de estos elementos, así como el efecto que presentan las mallas electrosoldadas en el comportamiento cíclico de los muros. Dentro de este subapartado se describirá de manera resumida los ensayos realizados.

**1. Comportamiento frente a fuerzas laterales de muros de concreto pobre reforzado con mallas electrosoldadas.** [Zavala y Gálvez, 1998] ensayaron varios muros delgados de hormigón de baja resistencia y armados con mallas electrosoldadas. El objetivo de este estudio experimental fue evaluar el comportamiento estructural de los muros y la influencia que tiene la resistencia del hormigón. Los muros fueron ensayados a fuerza lateral cíclica mediante la imposición de desplazamientos controlados, previa aplicación de una carga vertical de 31 kN que representa el peso del muro de la segunda planta. Las dimensiones de los muros fueron de 2,4m de altura y una longitud de 2,0 m. Los resultados mostraron que los muros alcanzan poca resistencia y capacidad de deformación limitada, siendo el espécimen N° 2 el que logra mayor deformación (desplazamiento máximo de 0,004). Por otra parte se observó que las curvas de histéresis poseen degradación de rigidez significativa con capacidad de disipación de energía

moderada. Este hecho es reflejado también por el efecto de estrangulamiento de los lazos de histéresis. El modo de fallo observado fue de deslizamiento por cortante en la base. Además de ello, se estudio también un modelo de vivienda de una planta a escala natural compuesto por muros con características similares a los ensayados previamente y que permitieron conocer el comportamiento del sistema.

**2. Estudio del comportamiento experimental a escala natural de muros y módulo de concreto reforzados con malla electrosoldada.** El trabajo realizado por Medina [Medina, 2005] consistió en ensayar seis muros bajos (“squat wall”) armados con malla electrosoldada y armadura convencional y un módulo de vivienda a escala natural a fuerza lateral cíclica. Entre los objetivos de este proyecto de investigación destacan la obtención del coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas, así como la influencia del armado en la respuesta histerética de los muros. En el caso de los muros individuales se variaron la cuantía de armado, además de ensayar un muro con fuerza perpendicular a su plano.

#### 2.4.4.2 Ensayos de la PUCP

La Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) con el apoyo del Servicio Nacional para la Industria de la Construcción (SENCICO), realizaron una serie de ensayos en especímenes de muros delgados armados con mallas electrosoldadas y barras convencionales para comprender mejor el comportamiento de muros con mallas electrosoldadas y barras convencionales. A continuación se describe de manera breve los diferentes ensayos realizados:

**1. Comportamiento sísmico de placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas.** San Bartolomé [San Bartolomé et al., 2003] ensayaron tres muros de hormigón armados con mallas electrosoldadas y barras convencionales. El objetivo de este primer proyecto experimental fue determinar la efectividad del uso de las mallas electrosoldadas en comparación a las barras convencionales. Asimismo, estas pruebas permitieron fijar un desplazamiento máximo de entrepiso para el proyecto de edificios con muros delgados, logrando de esta manera asegurar un adecuado control del daño en los muros y establecer un factor de reducción por fuerzas sísmicas ( $R$ ). Este último se determinó en base al criterio de igualación de energías, según el cual se iguala la capacidad de absorción de energía inelástica ( $E_H$ ) a la energía que absorbería el sistema si se comportase elásticamente. No obstante, este factor está asociado a un desplazamiento máximo, fijado conservadoramente y en el cual no se ha iniciado el fallo por deslizamiento, trituración de los talones ni la rotura de la malla electrosoldada.

**2. Control del fallo por deslizamiento en placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas.** San Bartolomé [San Bartolomé et al., 2005] ensayaron tres muros de hormigón armados con mallas electrosoldadas y barras convencionales. El objetivo de este segundo proyecto experimental fue evitar el fallo por deslizamiento que se produce en la base de los muros armados con mallas electrosoldadas. Para este fin se emplean barras verticales adicionales de acero convencional (espigas) en la base de los muros. Asimismo, estas pruebas permitieron también establecer un factor de reducción por fuerzas sísmicas ( $R$ ), para lo cual se utilizó el criterio de igualación de energías mencionado en el primero proyecto. Los resultados indicaron que en el muro P1 se produjo cizallamiento de las varilla verticales de la malla electrosoldada, así como el pandeo de las barras de acero convencional ubicado en sus extremos. En el muro P2 las espigas no fallaron por cizallamiento, pero quedaron dobladas en la parte central. Mientras que el pandeo de las barras extremas no fue tan significativo como el mostrado en el muro P1. En el caso del muro P3, éste no presentó fallo por cizallamiento ni pandeo de las barras extremas. Tan sólo se pudo observar que las varillas verticales de la malla electrosoldada se encontraba fracturado en los puntos de soldadura con las varillas horizontales. Siendo el uso de las barras adicionales favorable para evitar el fallo por deslizamiento.

**3. Comportamiento a fuerza lateral de muros delgados de concreto reforzados con malla electrosoldada y acero dúctil.** San Bartolomé [San Bartolomé, 2006] ensayó cuatro



especímenes de muros de hormigón armados con mallas electrosoldadas y barras convencionales a fuerza lateral incremental. El objetivo de este tercer proyecto experimental fue comparar el comportamiento sísmico de los muros con diferentes tipos de armado ante dos tipos principales de fallo podrían ocurrir. En todos los ensayos no fue considerada la carga vertical que representa el peso de las plantas superiores en un edificio. No obstante, se sabe que la carga vertical tiene un efecto importante en la resistencia al corte de muros de hormigón armado [Wallace et al., 2008]. Cabe mencionar que los muros ensayados corresponden a muros bajos de acuerdo a la clasificación del FEMA 356 (la relación de aspecto  $h_w / l_w = 1$ , por tanto, inferior a 1,5).

Los resultados mostraron que dos de los muros que poseían una cuantía mínima de acero ( $\rho = 0,0025$ ), la resistencia del muro armado con barras convencionales fue mayor a la del muro con mallas electrosoldadas. En el caso de los dos muros que poseían el doble de cuantía que la mínima ( $\rho = 0,005$ ) la resistencia del muro armado con barras convencionales fue similar a la del muro con mallas electrosoldadas hasta un desplazamiento de 25 mm. Las diferencias observadas en las curvas de capacidad de los muros (fuerza - desplazamiento) se deben a las distintas resistencias que presentan los materiales y algunos defectos constructivos. En forma general los muros presentaron similares comportamientos tanto para los fallos por cortante, flexión o para combinación de ambos, sobrepasándose en todos los casos las resistencias nominales de proyecto.

**4. Estudio experimental de los dos criterios del ACI empleados para confinar los bordes de los muros de concreto armado.** San Bartolomé [San Bartolomé et al., 2007] ensayaron dos especímenes de muros armados con barras convencionales con sin confinamiento en sus extremos a fuerza lateral cíclica previa aplicación de una carga vertical. El objetivo de este cuarto proyecto fue comparar los dos criterios que especifica el código ACI [ACI-318.08, 2008] para el confinamiento de muros en sus extremos. Los muros ensayados corresponden a muros esbeltos de acuerdo a la clasificación del FEMA 356 (relación de aspecto  $h_w / l_w = 2,08$ , por tanto mayor que 1,5), por lo que es de esperar que su comportamiento sea dominado por flexión. Los resultados mostraron que el comportamiento histerético de los dos muros fue similar, aunque el muro que no tenía confinamiento en sus extremos presentó un mayor desplazamiento lateral. Otras diferencias en los resultados se debieron a defectos en el proceso constructivo. Sin embargo el comportamiento general de ambos muros puede calificarse como adecuado, ya que el inicio de la trituración del talón y pandeo de las barras en los extremos del muro se produjeron a desplazamientos mayores que la especificada por el código sísmico peruano [E.030, 2003]. Finalmente se propone dos criterios para confinar el borde de muros. El primero especificaría confinar el borde de los muros cuando la profundidad del eje neutro sea menor que el 10% de su longitud y el otro criterio está relacionado con la resistencia del muro en el cual se propone aumentar el límite de  $0,2 f_c'$  que especifica el Código ACI a  $0,4 f_c'$ .

**5. Comportamiento a fuerza cortante de muretes de concreto reforzados con malla electrosoldada, acero dúctil y fibra metálica.** San Bartolomé [San Bartolomé et al., 2006] ensayaron dieciocho muretes de hormigón, armados con barras convencionales, mallas electrosoldadas y fibras de acero a compresión diagonal (fuerza cortante pura). Los resultados en muretes sin armadura presentaron un modo de fallo frágil y explosivo al instante en que ocurría el agrietamiento diagonal. El caso de los muretes con armadura convencional y malla electrosoldada presentaron una etapa elástica hasta que se produjo el agrietamiento diagonal, incursionando las armaduras al rango no lineal. Sin embargo en estos muretes se presentó un fallo local correspondiente a la trituración del hormigón, lo cual evitó que las armaduras no plastificaran del todo después de alcanzar su límite elástico. En el caso de los muretes con fibras de acero, la fibra evitó que se produzca un fallo frágil siendo el modo de fallo gobernado por un fallo local por aplastamiento en la esquina superior de los muretes. Los resultados también mostraron que los muretes con mayor cuantía de acero controlaron adecuadamente el ancho de las fisuras diagonales a la vez que incrementan su resistencia.

### 3. Estudio efectuado sobre edificios con muros delgados

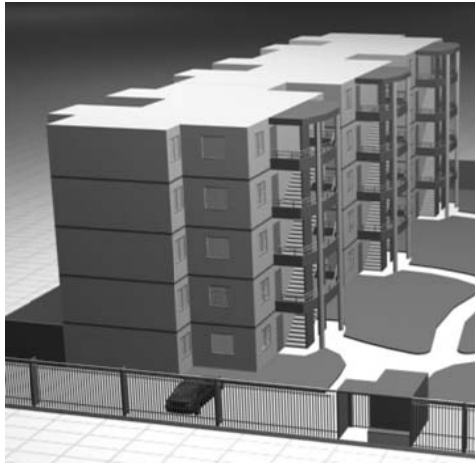
#### 3.1 Selección de edificios representativos

##### 3.1.1 Edificios seleccionados

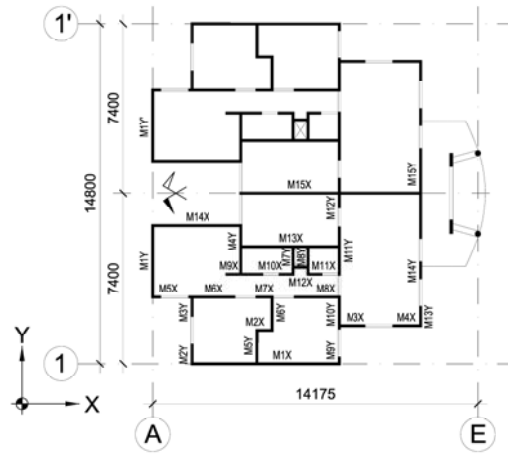
En los últimos diez años se han construido en Perú más de 2.500 edificios con muros delgados de hormigón armado [San Bartolomé et al., 2007], en su mayoría para viviendas de bajo coste. Por ello, la representación adecuada de este gran número de edificios existentes mediante la elección de unos pocos no es tarea fácil. La gran variedad de parámetros significativos como la forma geométrica en planta, el número de plantas, la disposición de los elementos estructurales, las características de los materiales y la edad de las construcciones hacen que esta operación no resulte en absoluto simple. Inicialmente, un criterio elegido para poder seleccionar estos edificios fue la ubicación donde están emplazados y el año de construcción. El primer criterio fue considerado específicamente dado que el lugar de mayor peligrosidad sísmica en Perú es la zona costera del Océano Pacífico. El segundo aspecto referido al año de construcción fue seleccionado con la finalidad de evaluar el comportamiento sísmico de muchos de estos edificios antes de la publicación de la normativa específica para edificios con muros delgados de hormigón [EMDL, 2004].

En el presente estudio se han seleccionado siete edificios representativos de cuatro y cinco plantas ubicados en las ciudades de Lima y Chiclayo (ciudad al norte de Lima). Estos edificios poseen muros delgados de hormigón armado continuos en toda su altura. Las alturas de estos edificios varían entre 10,2 a 13,75 m sobre el nivel del suelo y, dado que las luces son reducidas, los forjados son losas planas bidireccionales de 12 cm de espesor. La cimentación consiste de una losa de hormigón armado de espesor constante, variando entre 20 y 25 cm. Los edificios fueron proyectados de acuerdo con la norma sísmica peruana [E.030, 2003]. En las Figuras 3.1 a 3.7 se muestran imágenes de los siete edificios considerados, así como sus respectivas plantas típicas.

En la Tabla 3.1 se presenta una lista de los edificios considerados, así como el número de plantas, la altura total, el tipo de suelo, el año de construcción, la superficie en planta y las áreas y los momentos de inercia de los muros. Los edificios C1 y C2 se encuentran en Chiclayo y los edificios L1 a L5 se encuentran en Lima; ambas ciudades pertenecen a la zona de mayor sismicidad de Perú. El suelo ha sido clasificado de acuerdo con el código de proyecto sismorresistente de Perú [E.030, 2003]. La densidad de muros ha sido definida como la relación entre las áreas de los muros en cada dirección y el área total en planta. Las direcciones con la máxima y mínima densidad de muros han sido referidas en este trabajo como *eje fuerte* (X) y *eje débil* (Y), respectivamente. En los muros conectados, los momentos de inercia han sido determinados considerando la contribución de las alas de los muros y los correspondientes anchos eficaces se han definido de acuerdo con el código del ACI [ACI-318, 2008]. La última columna de la Tabla 3.1 incluye la relación entre los momentos de inercia de los muros y el momento de inercia del área total en planta.



(a) Alzado

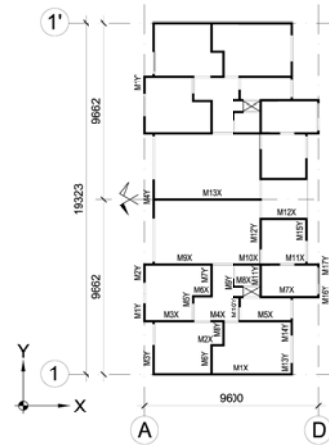


(b) Planta

**Figura 3.1** Edificio C1, ubicado en Chiclayo



(a) Alzado

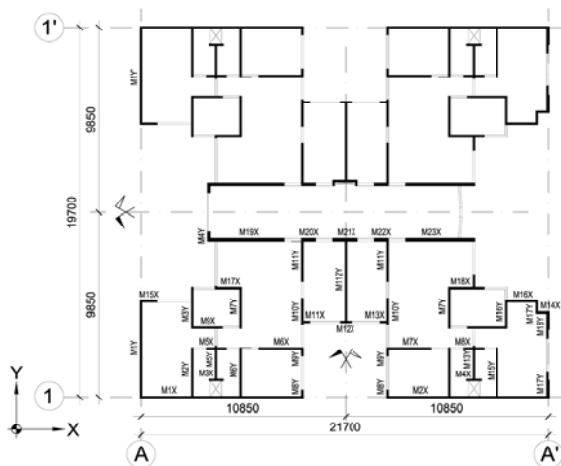


(b) Planta

**Figura 3.2** Edificio C2, ubicado en Chiclayo



(a) Alzado

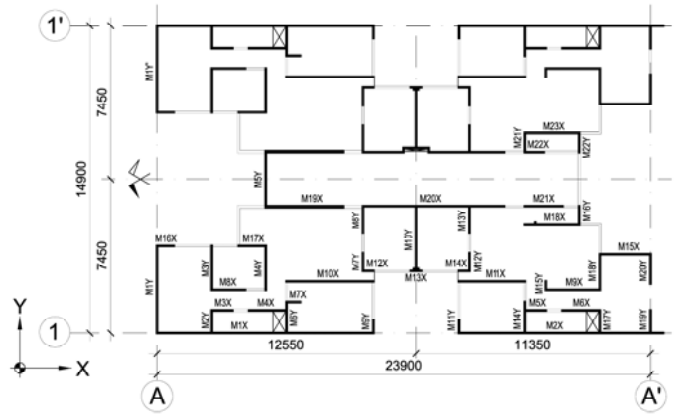


(b) Planta

**Figura 3.3** Edificio L1, ubicado en Lima



(a) Alzado

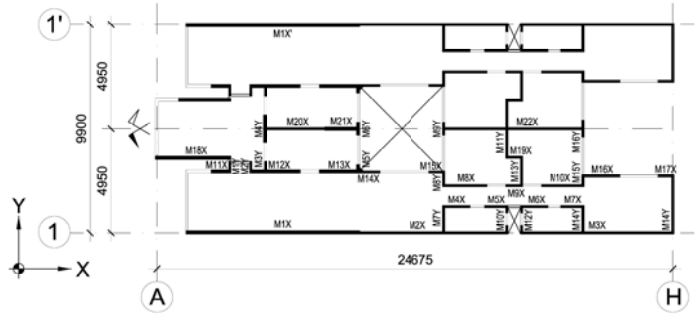


(b) Planta

**Figura 3.4** Edificio L2, ubicado en Lima



(a) Alzado

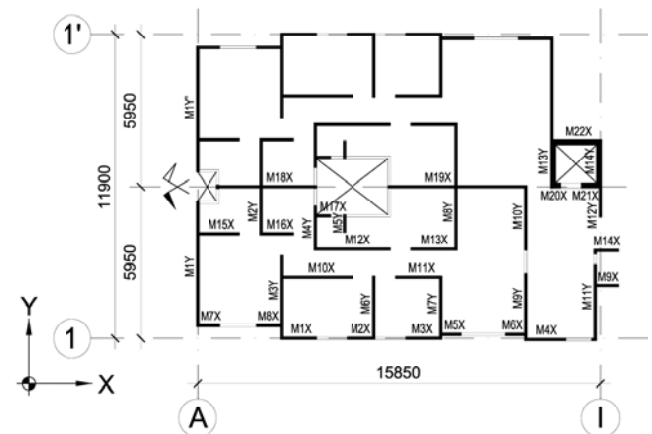


(b) Planta

**Figura 3.5** Edificio L3, ubicado en Lima

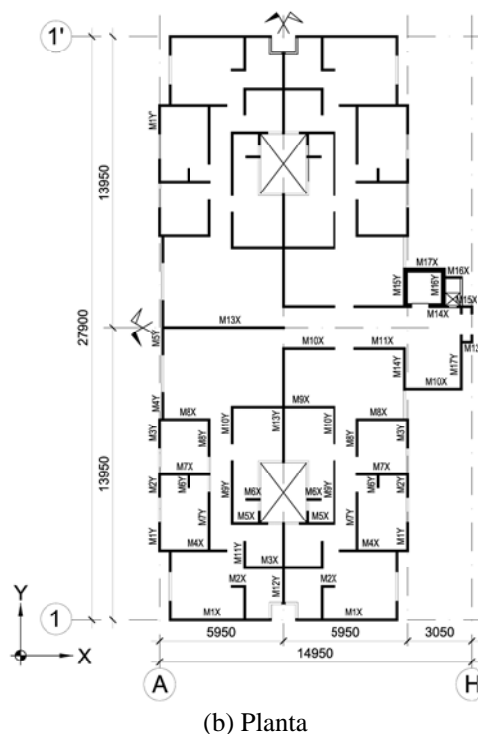


(a) Alzado



(b) Planta

**Figura 3.6** Edificio L4, ubicado en Lima



(a) Alzado

(b) Planta

Figura 3.7 Edificio L5, ubicado en Lima

Tabla 3.1 Características principales de los edificios representativos

Edificio	Núm. ptas. / Altura (m)	Tipo de suelo	Año	Área en planta (m <sup>2</sup> )	Área de muros (X / Y) (m <sup>2</sup> )	Densidad de muros (X / Y) (%)	Momentos de inercia de muros (X / Y) (m <sup>4</sup> )	Relación de momentos de inercia (X / Y) (%)
C1	5 / 13,10	S3	2005	14,5 × 14,9	5,91 / 4,34	3,82 / 2,42	21,71 / 4,04	9,02 / 1,98
C2	5 / 13,75	S3	2004	19,4 × 9,70	6,80 / 3,20	4,24 / 2,38	22,57 / 1,59	4,55 / 1,56
L1	5 / 12,75	S2	2002	21,8 × 19,8	10,51 / 9,18	3,25 / 2,75	43,16 / 14,85	3,81 / 1,33
L2	4 / 10,20	S1	2004	24,6 × 15,0	12,50 / 6,33	4,36 / 2,11	68,71 / 10,97	12,07 / 0,93
L3	5 / 12,75	S1	2004	24,9 × 10,0	11,69 / 3,32	5,44 / 1,39	43,25 / 2,99	22,91 / 0,34
L4	5 / 12,10	S1	2003	16,6 × 12,1	5,95 / 5,88	3,78 / 3,74	8,75 / 12,62	4,41 / 3,86
L5	5 / 12,10	S1	2003	15,1 × 28,0	11,35 / 10,1	3,49 / 3,11	24,83 / 12,72	1,25 / 2,95

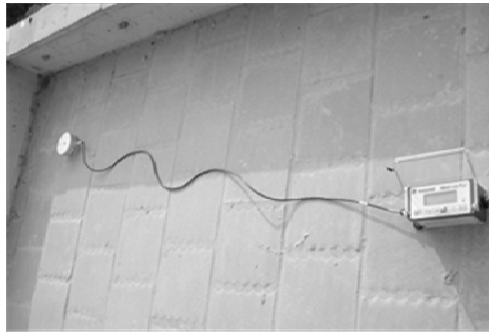
### 3.1.2 Información obtenida de reconocimientos de edificios

Se ha obtenido información relevante acerca de las características estructurales de los edificios considerados a través de reconocimientos en campo de varios de estos edificios, así como en otros de características similares. Dicha información permitió definir apropiadamente las características de los materiales a utilizar, así como elaborar el modelo numérico que mejor se ajuste a estas propiedades.

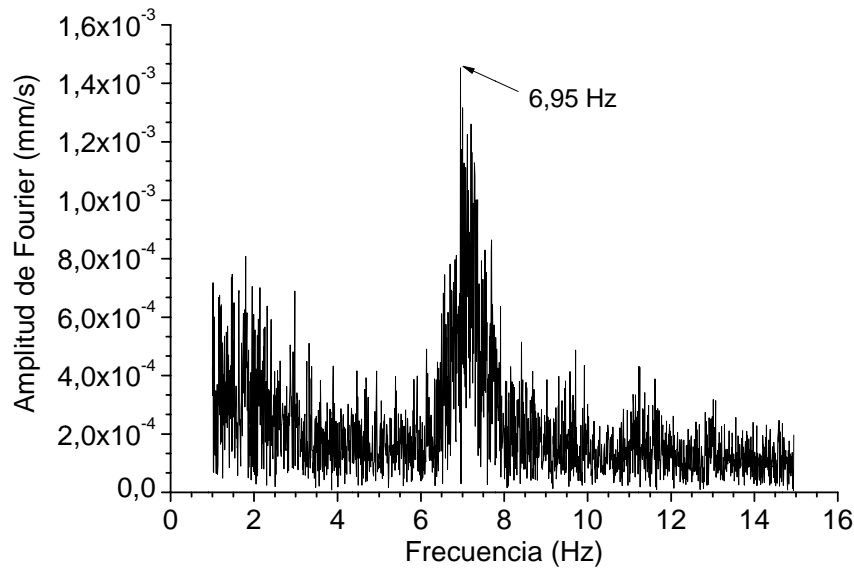
Respecto a las propiedades del suelo donde están emplazados los edificios, éstos se han obtenido de los datos de los estudios geotécnicos realizados para el proyecto de los edificios. Con ello se obtuvieron los datos precisos para la definición apropiada de la acción sísmica, así como la elaboración del modelo numérico del suelo. De la recopilación de información realizada se pudo observar que los edificios seleccionados se encuentran emplazados en tres grandes grupos de terreno. Siendo el primero de ellos correspondiente a un terreno firme o roca, seguido de un terreno de dureza intermedia y finalmente un terreno blando. Por otra parte, es de esperar que la severidad de la acción sísmica se más acusada en los terrenos de poca rigidez y es ahí donde se prestará mayor atención.

### 3.1.2.1 Identificación del período fundamental

La identificación de las frecuencias naturales utilizando registros de vibraciones ambientales representa una herramienta útil para comprender el comportamiento dinámico de una estructura. Actualmente, los códigos sísmicos proporcionan diferentes expresiones empíricas para estimar el período fundamental de vibración de edificios con muros de hormigón. Sin embargo, no existen expresiones específicas para el período fundamental de edificios con muros delgados. Por lo que utilizar expresiones especificadas para edificios regulares con muros no delgados, la dispersión que se observa es alta. Por otra parte, el período fundamental desempeña un papel relevante en el análisis sísmico de estructuras y porque el nivel de fuerza sísmica también depende de este valor. Es por esta razón que los períodos de vibración que se obtienen de modelos numéricos deben ser validados con mediciones en estructuras reales.



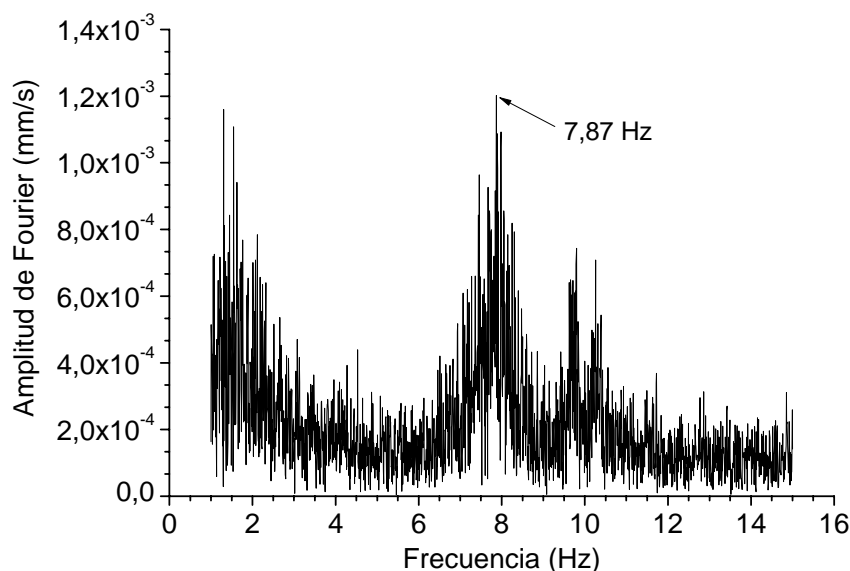
**Figura 3.8** Ubicación del sismógrafo Minimate Plus en la planta superior de un edificio



**Figura 3.9** Espectro de amplitud de Fourier para el registro de medición ambiental del edificio L4. Frecuencia natural obtenida de 6,95 Hz ( $T = 0,144$  s)

En el presente trabajo se ha realizado un estudio preliminar para determinar el período fundamental de vibración del edificio C1 (se adjunta en el anexo B) utilizando diferentes expresiones especificadas en varios códigos sísmicos [UBC, 1997; CEN, 2005 y E.030, 2003] entre otros. Los resultados han mostrado diferencias significativas, por lo que fue necesario realizar mediciones de vibración ambiental en algunos de estos edificios con la finalidad de obtener valores adecuados de los períodos y despejar las diferencias obtenidas con las expresiones empíricas. Las mediciones consistieron en pruebas de micro-vibraciones realizadas con el sismógrafo Minimate-Plus ubicado en las plantas superiores de los edificios, tal como se aprecia en la Figura 3.8. Los resultados de las mediciones indicaron que las frecuencias

naturales varían entre 10 Hz ( $T = 0,1$  s) y 5,5 Hz ( $T = 0,18$  s) para algunos de los edificios. Sin embargo, los valores del amortiguamiento modal no pudieron ser estimados de manera precisa, debido al insuficiente tiempo de registro y a las limitaciones del instrumento. La obtención de los períodos de vibración fue realizada a través del análisis de la transformada de Fourier en el dominio de la frecuencia. En la Figura 3.9 y Figura 3.10 se muestran los períodos fundamentales de vibración obtenidos mediante el análisis de la transformada de Fourier para los edificios L4 y L5, respectivamente.



**Figura 3.10** Espectro de amplitud de Fourier para el registro de medición ambiental del edificio L5. Frecuencia natural obtenida de 7,87 Hz ( $T = 0,127$  s)

### 3.1.2.2 Estimación de la resistencia del hormigón

Para la evaluación de la resistencia característica del hormigón a compresión se han realizado ensayos esclerométricos midiendo la dureza superficial del hormigón en los muros de varios de los edificios seleccionados (L4 y L5) y en otros de características similares. Para lograr una mayor objetividad, las mediciones se efectuaron en diferentes plantas y, en cada una de éstas, a distintas alturas; el número total de mediciones fue 80. A partir de un análisis estadístico de los resultados, la resistencia característica obtenida es  $f'_c = 28$  MPa. Así mismo, el módulo de deformación fue determinado a partir de este valor de acuerdo con la expresión empírica del Código ACI [ACI-318, 2008]:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 25100 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

## 3.2 Análisis sismorresistente según la normativa peruana de los edificios seleccionados

### 3.2.1 Análisis estático equivalente

En este subapartado se presentan los resultados del análisis estático equivalente según la normativa peruana [E.030, 2003] de cada uno de los edificios seleccionados.

#### Edificio C1

Los valores de los parámetros considerados para el proyecto sismorresistente de este edificio son:  $Z = 0,4$  (zona 3);  $U = 1$  (edificaciones comunes);  $S = 1,4$  (suelo blando, S3) y  $R = 4 \times 3/4 = 3$  (muros delgados de hormigón e irregularidad en planta). A partir de estos datos se obtiene una

fuerza cortante en la base  $V = 3175,47$  kN. La Tabla 3.2 muestra la distribución de la fuerza sísmica en altura.

**Tabla 3.2** Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio C1

Planta	$P_i$ (kN)	$h$ (m)	$h_i$ (m)	$P_i h_i$ (kNm)	$F_i$ (kN)	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)
5	1347,37	2,62	13,10	17650,51	1049,69	1049,69	2750,20
4	1364,31	2,62	10,49	14297,93	850,31	1900,00	7728,22
3	1364,31	2,62	7,86	10723,45	637,73	2537,73	14377,10
2	1364,31	2,62	5,24	7148,97	425,16	2962,89	22139,89
1	1364,31	2,62	2,62	3574,48	212,58	3175,47	30459,64
$\Sigma$	6804,61			53395,34	3175,47		

### Edificio C2

Los valores de los parámetros considerados para el proyecto sismorresistente de este edificio son:  $Z = 0,4$  (zona 3);  $U = 1$  (edificaciones comunes);  $S = 1,4$  (suelo blando, S3) y  $R = 4$  (muros delgados de hormigón). A partir de estos datos se obtiene una fuerza cortante en la base  $V = 2702,41$  kN. La Tabla 3.3 muestra la distribución de la fuerza sísmica en altura.

**Tabla 3.3** Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio C2

Planta	$P_i$ (kN)	$h$ (m)	$h_i$ (m)	$P_i h_i$ (kNm)	$F_i$ (kN)	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)
5	1447,75	2,75	13,75	19906,60	853,41	853,41	2346,87
4	1568,35	2,75	11,00	17251,86	739,60	1593,01	6727,64
3	1568,35	2,75	8,25	12938,89	554,70	2147,71	12633,84
2	1568,35	2,75	5,50	8625,93	369,80	2517,51	19556,97
1	1568,35	2,75	2,75	4312,96	184,90	2702,41	26988,59
$\Sigma$	7721,15			63036,24	2702,41		

### Edificio L1

Los valores de los parámetros considerados para el proyecto sismorresistente de este edificio son:  $Z = 0,4$  (zona 3);  $U = 1$  (edificaciones comunes);  $S = 1,2$  (suelo de dureza intermedia, S2) y  $R = 6$  (muros de hormigón armado). A partir de estos datos se obtiene una fuerza cortante en la base  $V = 2608,44$  kN. La Tabla 3.4 muestra la distribución de la fuerza sísmica en altura.

**Tabla 3.4** Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio L1

Planta	$P_i$ (kN)	$h$ (m)	$h_i$ (m)	$P_i h_i$ (kNm)	$F_i$ (kN)	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)
5	2588,57	2,55	12,75	33004,30	863,95	863,95	2203,08
4	2613,40	2,55	10,20	26656,73	697,79	1561,75	6185,54
3	2613,40	2,55	7,65	19992,55	523,35	2085,09	11502,53
2	2613,40	2,55	5,10	13328,36	348,90	2433,99	17709,20
1	2613,40	2,55	2,55	6664,18	174,45	2608,44	24360,72
$\Sigma$	13042,17			99646,12	2608,44		

### Edificio L2

Los valores de los parámetros considerados para el proyecto sismorresistente de este edificio son:  $Z = 0,4$  (zona 3);  $U = 1$  (edificaciones comunes);  $S = 1,0$  (suelo duro, S1) y  $R = 4$  (muros



delgados de hormigón armado). A partir de estos datos se obtiene una fuerza cortante en la base  $V = 2457,14$  kN. La Tabla 3.5 muestra la distribución de la fuerza sísmica en altura.

**Tabla 3.5** Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio L2

Planta	$P_i$ (kN)	$h$ (m)	$h_i$ (m)	$P_i h_i$ (kNm)	$F_i$ (kN)	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)
4	2448,34	2,55	10,20	24973,07	980,04	980,04	2499,10
3	2460,08	2,55	7,65	18819,63	738,55	1718,59	6881,51
2	2460,08	2,55	5,10	12546,42	492,37	2210,96	12519,46
1	2460,08	2,55	2,55	6273,21	246,18	2457,14	18785,19
$\Sigma$	9828,58			62612,33	2457,14		

### Edificio L3

Los valores de los parámetros considerados para el proyecto sismorresistente de este edificio son:  $Z = 0,4$  (zona 3);  $U = 1$  (edificaciones comunes);  $S = 1,0$  (suelo duro, S1) y  $R = 4 \times 3/4 = 3$  (muros delgados de hormigón e irregularidad en planta). A partir de estos datos se obtiene una fuerza cortante en la base  $V = 3152,68$  kN. La Tabla 3.6 muestra la distribución de la fuerza sísmica en altura.

**Tabla 3.6** Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio L3

Planta	$P_i$ (kN)	$h$ (m)	$h_i$ (m)	$P_i h_i$ (kNm)	$F_i$ (kN)	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)
5	1956,13	2,55	12,75	24940,68	1080,60	1080,60	2755,52
4	1875,48	2,55	10,20	19129,86	828,83	1909,43	7624,57
3	1875,48	2,55	7,65	14347,39	621,62	2531,05	14078,75
2	1875,48	2,55	5,10	9564,93	414,42	2945,47	21589,70
1	1875,48	2,55	2,55	4782,46	207,21	3152,68	29629,03
$\Sigma$	9458,05			72765,32	3152,68		

### Edificio L4

Los valores de los parámetros considerados para el proyecto sismorresistente de este edificio son:  $Z = 0,4$  (zona 3);  $U = 1$  (edificaciones comunes);  $S = 1,0$  (suelo duro, S1) y  $R = 5$  (muros de hormigón armado). A partir de estos datos se obtiene una fuerza cortante en la base  $V = 1394,09$  kN. La Tabla 3.7 muestra la distribución de la fuerza sísmica en altura.

**Tabla 3.7** Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio L4

Planta	$P_i$ (kN)	$h$ (m)	$h_i$ (m)	$P_i h_i$ (kNm)	$F_i$ (kN)	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)
5	1382,69	2,42	12,10	16730,54	461,53	461,53	1116,89
4	1396,93	2,42	9,68	13522,32	373,02	834,55	3136,50
3	1396,93	2,42	7,26	10141,74	279,77	1114,32	5833,15
2	1396,93	2,42	4,84	6761,16	186,51	1300,83	8981,16
1	1396,93	2,42	2,42	3380,58	93,26	1394,09	12354,84
$\Sigma$	6970,41			50536,34	1394,09		

### Edificio L5

Los valores de los parámetros considerados para el proyecto sismorresistente de este edificio son:  $Z = 0,4$  (zona 3);  $U = 1$  (edificaciones comunes);  $S = 1,0$  (suelo duro, S1) y  $R = 5$  (muros de

hormigón armado). A partir de estos datos se obtiene una fuerza cortante en la base  $V = 2734,87$  kN. La Tabla 3.8 muestra la distribución de la fuerza sísmica en altura.

**Tabla 3.8** Distribución de la fuerza sísmica en altura para el edificio L5

Planta	$P_i$ (kN)	$h$ (m)	$h_i$ (m)	$P_i h_i$ (kNm)	$F_i$ (kN)	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)
5	2673,27	2,42	12,10	32346,57	894,45	894,45	2164,56
4	2750,27	2,42	9,68	26622,60	736,17	1630,62	6110,66
3	2750,27	2,42	7,26	19966,95	552,13	2182,75	11392,89
2	2750,27	2,42	4,84	13311,30	368,08	2550,83	17565,89
1	2750,27	2,42	2,42	6655,65	184,04	2734,87	24184,28
$\Sigma$	13674,35			98903,07	2734,87		

### 3.2.2 Análisis modal espectral

En este subapartado se presentan los resultados del procedimiento de proyecto sismorresistente basado en análisis modal espectral según la normativa peruana [E.030, 2003] de cada uno de los siete edificios seleccionados. Estos resultados se comparan con los del análisis estático equivalente descritos en el subapartado anterior.

**Tabla 3.9** Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio C1

Planta	Análisis estático		Análisis dinámico modal espectral			
	Direcciones X e Y		Dirección X		Dirección Y	
	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$V_y$ (kN)	$M_x$ (kNm)
5	1049,69	2750,20	906,01	2373,75	890,77	2333,83
4	1900,00	7728,22	1576,46	6477,90	1558,08	6382,48
3	2537,73	14377,10	2059,44	11784,82	2046,20	11654,97
2	2962,89	22139,89	2384,64	17881,11	2371,78	17727,55
1	3175,47	30459,64	2550,32	24390,78	2527,93	24195,11

**Tabla 3.10** Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio C2

Planta	Análisis estático		Análisis dinámico modal espectral			
	Direcciones X e Y		Dirección X		Dirección Y	
	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$V_y$ (kN)	$M_x$ (kNm)
5	853,41	2346,87	740,36	2035,98	717,12	1972,09
4	1593,01	6727,64	1317,74	5643,74	1316,08	5569,79
3	2147,71	12633,84	1717,59	10291,98	1768,11	10370,40
2	2517,51	19556,97	1989,22	15611,65	2083,44	15993,14
1	2702,41	26988,59	2119,83	21282,62	2255,53	22067,90

**Tabla 3.11** Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio L1

Planta	Análisis estático		Análisis dinámico modal espectral			
	Direcciones X e Y		Dirección X		Dirección Y	
	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$V_y$ (kN)	$M_x$ (kNm)
5	863,95	2203,08	748,98	1909,89	736,97	1879,28
4	1561,75	6185,54	1292,18	5176,48	1253,35	5042,92
3	2085,09	11502,53	1681,58	9387,73	1617,73	9083,52
2	2433,99	17709,20	1941,18	14212,12	1855,73	13683,04
1	2608,44	24360,72	2067,18	19345,54	1967,45	18558,08

**Tabla 3.12** Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio L2

Planta	Análisis estático		Análisis dinámico modal espectral			
	Direcciones X e Y		Dirección X		Dirección Y	
	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$V_y$ (kN)	$M_x$ (kNm)
4	980,04	2499,10	845,06	2158,09	843,59	2156,60
3	1718,59	6881,51	1437,19	5802,55	1388,87	5655,49
2	2210,96	12519,46	1826,28	10372,41	1734,05	9969,27
1	2457,14	18785,19	2019,08	15408,29	1895,8	14669,51

**Tabla 3.13** Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio L3

Planta	Análisis estático		Análisis dinámico modal espectral			
	Direcciones X e Y		Dirección X		Dirección Y	
	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$V_y$ (kN)	$M_x$ (kNm)
5	1080,60	2755,52	871,82	2223,13	887,36	2262,76
4	1909,43	7624,57	1550,96	6178,08	1492,29	6039,89
3	2531,05	14078,75	2046,60	11396,89	1920,60	10848,43
2	2945,47	21589,70	2347,69	17383,49	2202,51	16314,55
1	3152,68	29629,03	2466,51	23673,09	2327,79	22097,42

**Tabla 3.14** Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio L4

Planta	Análisis estático		Análisis dinámico modal espectral			
	Direcciones X e Y		Dirección X		Dirección Y	
	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$V_y$ (kN)	$M_x$ (kNm)
5	461,53	1116,89	370,93	897,64	376,78	911,81
4	834,55	3136,50	665,05	2501,79	656,71	2494,52
3	1114,32	5833,15	882,79	4613,00	854,62	4532,42
2	1300,83	8981,16	1032,54	7061,97	989,65	6867,29
1	1394,09	12354,84	1102,54	9679,30	1054,82	9356,93

**Tabla 3.15** Comparación de las fuerza sísmicas para el edificio L5

Planta	Análisis estático		Análisis dinámico modal espectral			
	Direcciones X e Y		Dirección X		Dirección Y	
	$V_i$ (kN)	$M_i$ (kNm)	$V_x$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$V_y$ (kN)	$M_x$ (kNm)
5	894,45	2164,56	768,71	1860,28	753,11	1822,53
4	1630,62	6110,66	1349,98	5104,49	1346,99	5060,92
3	2182,75	11392,89	1773,73	9325,40	1792,90	9335,91
2	2550,83	17565,89	2056,62	14186,80	2091,54	14297,78
1	2734,87	24184,28	2196,64	19373,71	2235,12	19597,34

### 3.3 Modelación numérica del comportamiento estructural

Evaluar de forma adecuada el comportamiento sísmico que experimentan las estructuras al estar sometidas a efectos dinámicos, provocados principalmente por acciones sísmicas, no es una tarea sencilla y requiere de modelos numéricos apropiados, así como de leyes constitutivas de los materiales que caractericen de forma precisa el comportamiento no lineal, así como el deterioro y pérdida de resistencia de los elementos estructurales.

De otro lado, la energía que transmite los terremotos a las estructuras es disipada mediante deformaciones inelásticas sucesivas. Siendo las posibles causas de este último, el comportamiento no lineal de los materiales, la fricción interna, inversión de tensiones y a otros

fenómenos. Por lo que tener en cuenta todos estos aspectos, permitirán una valoración más realista del comportamiento de las estructuras. En el presente estudio se ha utilizado el programa de análisis no lineal de estructuras PERFORM-3D [CSI, 2007], el cual resulta apropiado y permite contemplar la no linealidad geométrica, así como diversos aspectos del comportamiento del hormigón, acero y de otros materiales.

### 3.3.1 Consideraciones generales

El comportamiento estructural estático y dinámico de los edificios representativos considerados en la Tabla 3.1 se describen por un modelo tridimensional de elementos finitos en primer orden implementado en el programa PERFORM-3D [CSI, 2007]. A continuación se justifica la adopción de un modelo en primer orden. Pueden surgir dos tipos de inestabilidades: pandeo global del edificio y pandeo local de los muros delgados. Respecto del primer tipo, los efectos globales de segundo orden no se consideran porque la relación entre la carga vertical real y sus valores críticos son pequeños [Fenwick et al., 1992 y Tremblay et al., 2001]. Sobre el segundo tipo de inestabilidad, el riesgo de pandeo local de los muros puede ser peligroso, dada su notable esbeltez. Por ejemplo, para una altura libre entre plantas igual a 2,40 m, la mayoría de los códigos de proyecto sismorresistente [IBC, 2006; CEN, 2005; NBCC, 2005; NZS 3101, 1995; NCh430, 1999] no permiten el uso de espesores menores de 12 cm. En los edificios considerados, las Figuras 3.1 a 3.7 muestran que la mayor parte de las terminaciones de los muros que no poseen alas (y presentan mayor riesgo de pandeo, pues) corresponden a las zonas internas de los edificios (en las que no son de esperar importantes aumentos de tensiones durante los desplazamientos horizontales de origen sísmico). En general, el riesgo de pandeo local se asocia con la deformación a tracción del acero, tal como se discute en el subapartado 2.4.3; a su vez, la deformación a compresión del hormigón representa un índice fiable del riesgo de que la amplificación de los desplazamiento transversales del muro producidos por efectos de segundo orden, generen el agotamiento (fallo) de éste.

Para no incrementar excesivamente el volumen de cálculo, la contribución de los forjados (losas) a las vigas de acoplamiento ha sido representada por un ancho eficaz determinado según el Código ACI [ACI-318.08, 2008]. En algunos casos (básicamente el edificio C1) los forjados han sido modelados, de una forma más exacta, mediante elementos finitos de lámina. La comparación entre los resultados de ambos modelos muestra que la diferencia es pequeña mientras que la reducción del coste computacional es muy importante.

Finalmente, para el análisis modal y dinámico las masas se han considerado concentradas en el centro de gravedad de cada planta y se ha supuesto que cada forjado se comporta como un diafragma rígido.

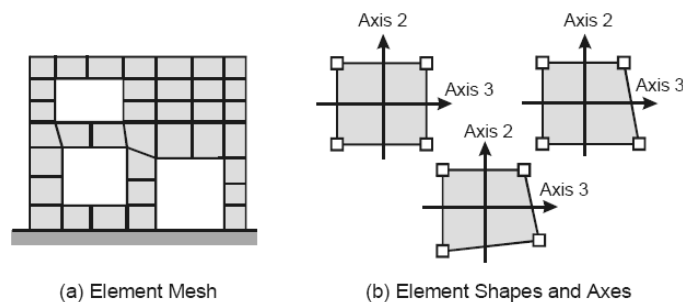
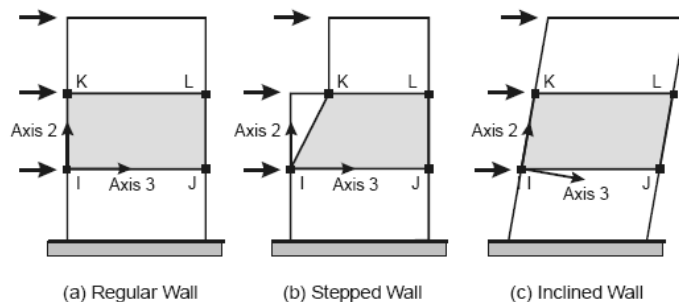


Figura 3.11 Discretización de los elementos láminas en el PERFORM-3D [User Guide CSI, 2006]

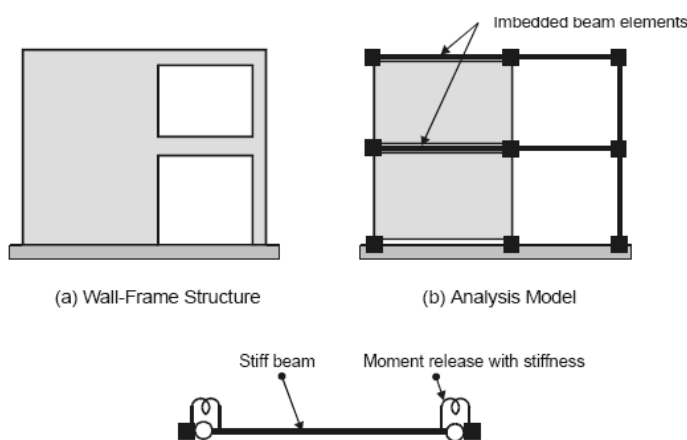
### 3.3.1 Discretización mediante elementos finitos

Los muros son representados mediante elementos láminas (shear wall) discretizados en elementos cuadrangulares de 4 nodos, tal como se muestra en las Figuras 3.11 y 3.12. El comportamiento no lineal de los muros se describe mediante rótulas plásticas ubicadas en la

base de los muros, la longitud vertical de las rótulas son seleccionados como sugiere [Paulay y Priestley, 1992]. En la mayoría de los casos, la altura de dichas zonas plásticas corresponde a la mitad de la longitud de los muros.

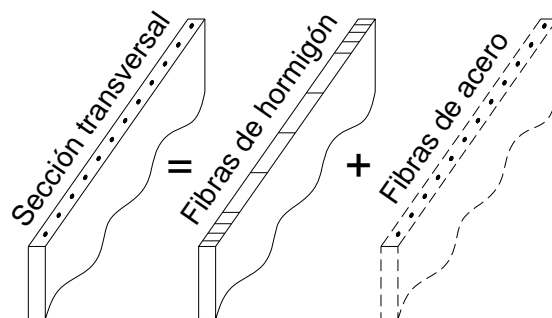


**Figura 3.12** Elementos láminas (shear wall) utilizado en el PERFORM-3D para representar muros de hormigón [User Guide CSI, 2006].



**Figura 3.13** Modelación de vigas de acoplamiento en pantallas [User Guide CSI, 2006]

El comportamiento a flexión en el plano de los muros fue representado mediante un modelo de fibras, mientras que la flexión fuera de plano es considerada ser elástico y lineal. La modelación de las vigas de acoplamiento es descrita mediante elementos barras de 2 nodos (beam) con una rótula plástica a cortante ubicada en el centro del vano. La flexión horizontal y torsión son consideradas ser lineales. En la Figura 3.13 se muestra la modelación de las vigas de acoplamiento.



**Figura 3.14** Modelación de un muro de hormigón armado discretizado en fibras de hormigón y acero

### Modelos de fibras (comportamiento a flexión)

Uno de los modelos que permite caracterizar el comportamiento a flexión de secciones en elementos estructurales es el conocido modelo de fibras. Este modelo es capaz de describir adecuadamente el comportamiento a flexión y la interacción con la fuerza axial de elementos de

hormigón armado, para el cual utiliza una discretización tanto del hormigón y acero que luego son combinadas, mediante la integración a partir de sus respectivas leyes constitutivas uniaxiales. El fenómeno del cortante no es abordado por estos modelos, razón por la cual se suele considerar habitualmente este efecto independientemente del comportamiento a flexión, siendo las tensiones y deformaciones tangenciales constantes sobre el elemento. En la Figura 3.14 se muestra una sección transversal de un muro de hormigón armado, discretizado en fibras de hormigón y acero.

### Comportamiento a cortante

El comportamiento a cortante es considerado mediante una curva trilineal [Gérin y Adebar, 2004], tal como se muestra en la Figura 3.15. Esta curva se define por tres segmentos lineales, siendo el primero de ellos una recta inclinada que pasa por el origen hasta alcanzar la tensión de fisuración. Mientras que la segunda recta es trazada hasta alcanzar la resistencia máxima a cortante del muro. La tercera recta es horizontal y se obtiene al alcanzar la resistencia máxima a cortante

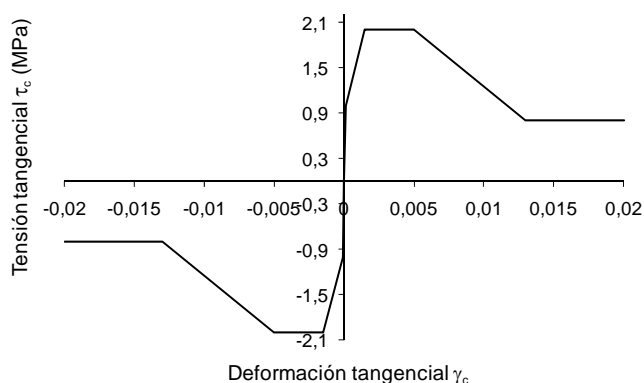
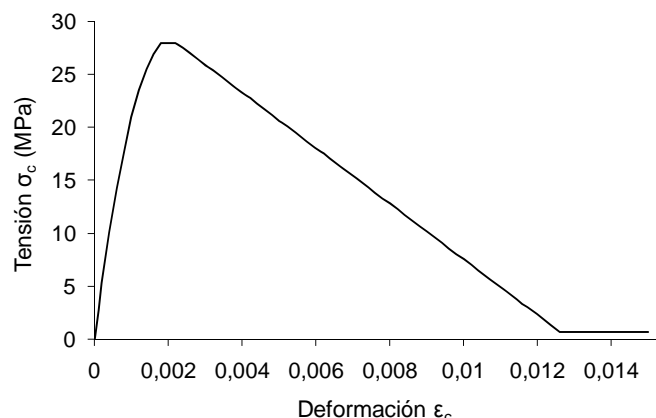


Figura 3.15 Modelación del comportamiento a cortante en muros de hormigón armado

### 3.3.2 Representación e identificación de las propiedades de los materiales

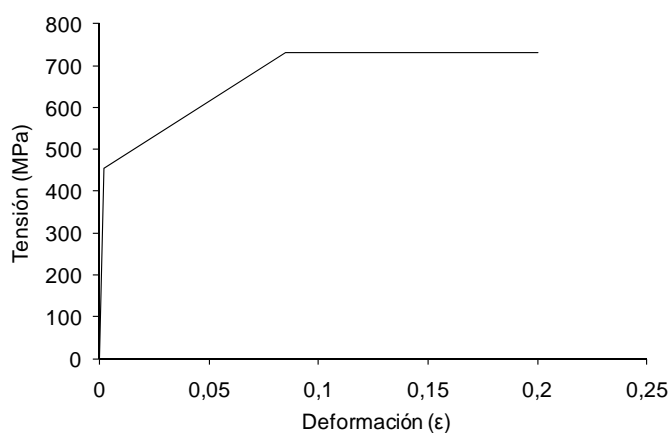
Se ha realizado la representación e identificación de las propiedades de los materiales con el objetivo de obtener resultados fiables sobre el comportamiento sísmico de los edificios con muros delgados. Como es conocido, la respuesta sísmica de estructuras de hormigón armado está estrechamente relacionada a su capacidad de deformación más allá del inicio de la plastificación de los elementos estructurales que lo conforman y por tanto del comportamiento de los materiales constituyentes (hormigón y acero).

El comportamiento a compresión uniaxial del hormigón depende del grado de confinamiento que posea, es decir hormigones con adecuado confinamiento presentarán mayor resistencia y capacidad de deformación, no así los hormigones que carecen de confinamiento, los cuales se caracterizan por tener un comportamiento frágil. En el presente estudio se ha considerado el hormigón no confinado, dado que los espesores de los muros son reducidos (normalmente de 10 cm) y no permiten colocar algún tipo de confinamiento en sus extremos. El comportamiento del hormigón no confinado ha sido representado por la ley constitutiva tensión-deformación que se muestra en la Figura 3.16. En dicha figura no considera la resistencia del hormigón a tracción y la curva es descrita mediante la ley de [Hognestad, 1955]. Este modelo ha sido elegido ya que describe con bastante precisión el comportamiento estructural del hormigón no confinado [Saatcioglu et al, 1992.]. El valor característico de la resistencia a compresión del hormigón ( $f'_c$ ) se estima a partir de pruebas de campo descritas en el subapartado 3.1.2.2. El módulo de deformación del hormigón ( $E_c$ ) se determinó a partir de la resistencia característica ( $f'_c$ ) y de acuerdo con el Código ACI [ACI-318.08, 2008].

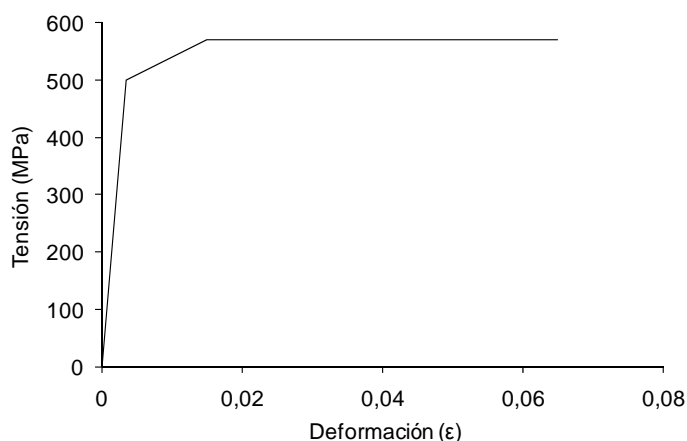


**Figura 3.16** Ley constitutiva tensión-deformación del hormigón no confinado

El comportamiento estructural uniaxial del acero y malla electrosoldada es descrita mediante curvas trilineales [Powell, 2007], en las cuales el comportamiento es considerada ser la misma para sollicitaciones a compresión y tracción. El primer tramo de estas curvas se puede atribuir al comportamiento lineal del material, es decir las tensiones y deformaciones son proporcionales entre sí, mientras que el segundo tramo está relacionado con la incursión inelástica hasta alcanzar una tensión límite. De otro lado, el módulo de elasticidad ( $E_s$ ), límite elástico ( $f_y$ ) y tensión máxima ( $f_u$ ) se han tomado a partir de ensayos que se describen en [Gálvez et al., 2008]. En la Figura 3.17 y Figura 3.18 se muestran las curvas tensión-deformación para el acero y la malla electrosoldada, respectivamente. En dichas figuras se aprecia una gran diferencia respecto a la capacidad de deformación de estos dos materiales.



**Figura 3.17** Ley constitutiva tensión-deformación del acero convencional



**Figura 3.18** Ley constitutiva tensión-deformación de la malla electrosoldada

La Tabla 3.16 muestra las propiedades de los materiales considerados para la modelación numérica de los edificios con muros delgados de hormigón.

**Tabla 3.16** Parámetros de los materiales considerados para la modelación numérica de los edificios

Parámetros	Valor
Resistencia característica del hormigón, $f'_c$	28 N/mm <sup>2</sup>
Módulo elástico del hormigón, $E_c$	25000 N/mm <sup>2</sup>
Límite elástico característico del acero, $f_y$	420 N/mm <sup>2</sup>
Módulo elástico del acero, $E_s$	200 000 N/mm <sup>2</sup>
Límite elástico característico de la malla electrosoldada, $f_y$	500 N/mm <sup>2</sup>
Módulo elástico de la malla electrosoldada	143 000 N/mm <sup>2</sup>

### 3.3.3 Amortiguamiento estructural

El amortiguamiento estructural es un mecanismo de disipación de energía, a través del cual se libera energía por medio de una serie de fenómenos. La estimación exacta de estos fenómenos es complejo y de ahí que se hace necesario su abordaje a través de la modelación numérica. En el caso de movimientos sísmicos éstos están influenciados por una serie de fuentes internas y externas entre las cuales tenemos:

- El amortiguamiento viscoso interno asociado con la viscosidad del material. El cual es proporcional a la velocidad y se incrementa en proporción a la frecuencia natural de la estructura.
- El amortiguamiento por fricción, llamado también amortiguamiento de Coulomb. Por lo general, se producen en conexiones y puntos de apoyo de la estructura y su valor es constante, no dependiendo de la velocidad o de la cantidad de desplazamiento.
- El amortiguamiento de histéresis que se desarrolla cuando una estructura está sometido a fuerzas cíclicas en el rango no lineal. El área dentro de los lazos de histéresis corresponde a la energía disipada y habitualmente se refiere como amortiguamiento histerético. Este parámetro se incrementa con el nivel de desplazamiento y es independientemente de la velocidad de la estructura.
- El amortiguamiento por radiación, resultado de la disipación de energía a través del suelo en el cual se emplaza la estructura. Es función de las características inherentes del terreno, tales como la densidad, coeficiente de Poisson, módulo de deformación, módulo de deformación transversal y la profundidad de la cimentación.

En el análisis sísmico de estructuras, la forma de abordar este mecanismo de disipación de energía es mediante la modelación numérica a través del amortiguamiento viscoso. Uno de los modelos que permite representar adecuadamente el amortiguamiento de una estructura es el amortiguamiento de Rayleigh, el cual considera una combinación lineal entre las masas y rigidez, tal como se presenta en la siguiente ecuación.

$$C = a M + b K \quad (3.2)$$

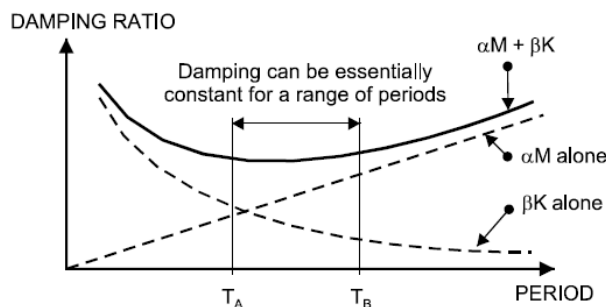
Los coeficientes  $a$  y  $b$  definen la contribución de la matriz de masas ( $M$ ) y la matriz de rigidez ( $K$ ) al amortiguamiento de la estructura, vienen dados por

$$a = \frac{2\xi_i w_i w_j^2 - 2\xi_j w_j w_i^2}{w_j^2 - w_i^2} \quad b = \frac{2\xi_j w_j - 2\xi_i w_i}{w_j^2 - w_i^2} \quad (3.3)$$



En estas expresiones  $w_i$  y  $w_j$  son las frecuencias naturales de vibración de los dos primeros modos de vibración de la estructura, y  $\xi_i$  y  $\xi_j$  representan el coeficiente de amortiguamiento para dichos modos. Se ha elegido un valor de 2,5% para  $\xi_i$  y  $\xi_j$  [Wallace & Moehle, 1990; Boroschek & Yáñez, 2000].

La Figura 3.19 muestra la variación de los coeficientes de amortiguamiento en función del período, así como la contribución de la matriz de masas y matriz de rigidez.



**Figura 3.19** Variación de los coeficientes de amortiguamiento en función del período para el amortiguamiento de Rayleigh

### 3.3.4 Interacción suelo-estructura (SSI)

El efecto de inercia de una estructura afecta a la acción sísmica, ralentizando su movimiento de una manera más marcada para construcciones rígidas y masivas. Esta interacción se modela representando la flexibilidad del suelo, habitualmente mediante muelles de comportamiento lineal o no lineal.

La interacción suelo-estructura es un fenómeno relevante en el comportamiento sísmico de las estructuras. Evidencias de fallo de estructuras en terremotos pasados [Mylonakis y Gazetas, 2000; Kramer, 1996, Stewart et al., 1998], demuestra que este efecto puede llegar a ser muy significativo y de ahí que debe considerarse en la etapa de proyecto sismorresistente de estructuras. De otro lado la configuración de las cimentaciones tiene un efecto importante en dicho comportamiento [Dobry y Gazetas, 1986]. En la referencia [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007] se indican procedimientos simplificados para cuantificar la interacción suelo-estructura. En la referencia [Reynolds y Chiewanichakorn, 2009] se presenta un estudio experimental y numérico, considerando la interacción suelo-estructura para un edificio cuya estructura está formada por muros de hormigón. Según [Reynolds y Chiewanichakorn, 2009], la inclusión de la interacción suelo-estructura permitió representar de una manera más real el comportamiento esperado de dicha estructura. Los cambios más significativos fueron respecto al alargamiento del período fundamental, cambio del desplazamiento objetivo y modificación de la secuencia de aparición de los estados límites.

Habitualmente, se emplean diversos modelos para abordar el tema de la interacción suelo-estructura. En el caso de modelos simplificados, éstos pueden ser de elementos muelles (verticales y rotacionales) con características elásticas y lineales. El caso de modelos numéricos más complejos que considere el comportamiento no lineal del suelo, éstos requieren de información relevante respecto a las propiedades del suelo, así como de leyes constitutivas que caractericen adecuadamente este comportamiento. En general estos modelos son utilizados para estructuras importantes, dado que el coste computacional es significativo. En este trabajo la interacción entre el terreno y la estructura se modela mediante muelles verticales con comportamiento elasto-plástico perfecto (sin endurecimiento) [FEMA 356, 2000; Reynolds y Chiewanichakorn, 2009]. La rigidez inicial se obtiene [FEMA 356, 2000] a partir del coeficiente de balasto del suelo. La resistencia última se toma como 1,5 veces la resistencia del suelo [Orakdögen et al., 2008]; este valor se ha tomado a partir de los ensayos geotécnicos efectuados

con motivo de la construcción del edificio. La máxima deformación vertical se escoge como cuatro veces la deformación de plastificación. Dada la baja esbeltez de los edificios no se considera el riesgo de vuelco.

### **Modelación de la interacción suelo-estructura en los edificios seleccionados**

Dada la gran rigidez horizontal de los edificios, la interacción suelo-estructura se considera. El comportamiento a la flexión de la losa de cimentación es descrito por elementos placa. Dada la gran flexibilidad de la losa, sin gran fisuración esperada, se ha supuesto que el comportamiento es lineal. La flexibilidad del suelo es descrito por elementos de muelle vertical que conecta la losa de cimentación y el suelo. El comportamiento de estos materiales es elástico-plástico sin endurecimiento por deformación, sino que se caracteriza por la rigidez inicial, el límite de elasticidad y la capacidad de deformación última. La rigidez inicial se obtiene mediante el coeficiente de balasto, la tensión máxima se estima en 1,5 veces la capacidad portante (estática) del suelo [Orakdögen et al., 2008], y la capacidad de deformación máxima se define como 4 veces la deformación de plastificación para obtener una mayor información de los cálculos. El coeficiente de balasto y la capacidad portante del suelo se han obtenido de los estudios geotécnicos realizados para el proyecto de los edificios. Dada la baja altura de los edificios, el levantamiento no se ha considerado. La buena correlación entre los períodos naturales de vibración y los obtenidos numéricamente considerando la interacción suelo-estructura muestra que la buena aproximación de este modelo.

### **3.4 Comparación entre resultados numéricos y experimentales**

En la actualidad existen varios documentos [ATC-40, 1996; FEMA-356, 2000 y ASCE 41-06, 2007] que proporcionan criterios de modelación para efectuar análisis no lineales de elementos estructurales. Sin embargo, éstos proporcionan relaciones fuerza-desplazamiento que en su mayoría no corresponden a lo observado experimentalmente y resultan de alguna manera algo conservadores. Por lo tanto, el desarrollo de un modelo no lineal para representar el comportamiento estructural de muros delgados de hormigón resulta necesario y debe considerar fenómenos como la pérdida de resistencia, degradación de rigidez y capacidad de disipación de energía.

En este apartado se comparan los resultados experimentales realizados en Perú con los que se obtienen numéricamente utilizando el modelo de fibras descrito anteriormente. El objetivo principal de la calibración y ajuste del modelo numérico elaborado con el programa PERFORM-3D, es reproducir el comportamiento estructural de muros individuales ensayados frente a fuerzas laterales cíclicas y utilizar dicho modelo para representar adecuadamente la respuesta inelástica de los edificios tanto en el análisis push-over como en el dinámico no lineal.

#### **3.4.1 Simulación de ensayos efectuados en Perú**

La modelización numérica de muros delgados de hormigón armado ha sido basada en la investigación experimental desarrollada por diferentes investigadores en Perú [Zavala y Gálvez, 1998; San Bartolomé et al., 2003 y Medina, 2005]. Estas pruebas proporcionan información esencial sobre el comportamiento estructural de muros delgados de hormigón, armados con malla electrosoldada y armadura convencional, en términos de resistencia, rigidez y capacidad de deformación. Asimismo, los ensayos permitieron definir estados límites de daño que se han utilizado para evaluar el comportamiento sísmico de los edificios representativos considerados.

El comportamiento a flexión de los muros ha sido representado mediante el modelo de fibras descrito en el subapartado 3.3.1. Respecto al comportamiento a cortante de los muros, éste se ha determinado a partir de las curvas de histéresis obtenidos para muros con armadura convencional y malla electrosoldada [Medina, 2005] mediante su representación a través de curvas trilineales.

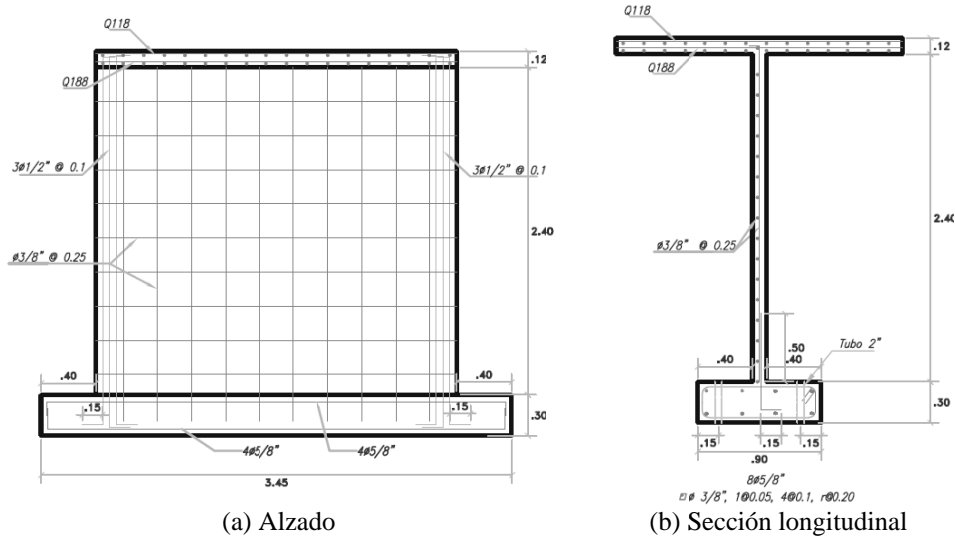
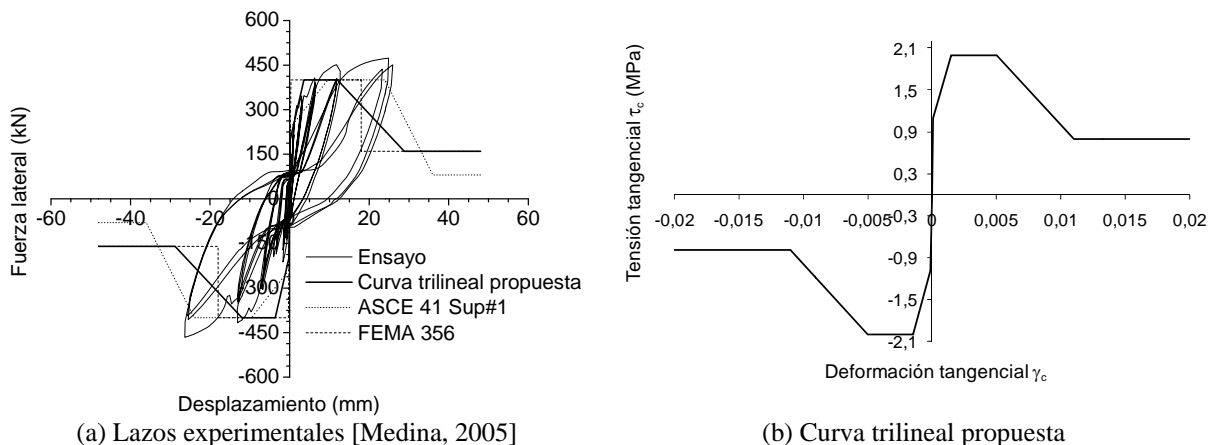


Figura 3.20 Muro ensayado con armadura convencional [Medina, 2005]

### Muro ensayado con armadura convencional

El espécimen ensayado corresponde al muro de hormigón MFEN3EP-01 de sección transversal rectangular según la notación empleada por Medina [Medina, 2005], este muro tiene una altura de 2,52 m y una longitud de 2,65 m tal como se muestra en la Figura 3.20. El muro fue ensayado a fuerza lateral cíclica, previa aplicación de una carga vertical constante de 190 kN, el cual representa el peso que soportaría este muro en un edificio de cinco plantas.

En la Figura 3.21 se muestra la curva trilineal para definir el comportamiento a cortante de este muro [Gérin y Adebar, 2004; Wallace, 2007], así como las curvas propuestas por otros documentos [FEMA 356, 2000; ASCE 41-06, 2007 y Suplemento ASCE 41-06, 2007]. Como se puede apreciar en dicha figura las deformaciones tangenciales no superiores a 0,005, indica que esta ley es definida como la envolvente de las curvas de histéresis obtenidas experimentalmente (Figura 3.21(a)). Para deformaciones tangenciales mayores a 0,005, la degradación de rigidez y pérdida de resistencia a cortante es considerada mediante las ramas descendentes de la curva.



### Muro ensayado con malla electrosoldada

El espécimen ensayado corresponde al muro de hormigón MQE257EP-03 de sección transversal rectangular según la notación empleada por Medina [Medina, 2005], este muro tiene una altura de 2,52 m y una longitud de 2,65 m tal como se muestra en la Figura 3.22. El muro fue

ensayado bajo fuerza lateral cíclica, previa aplicación de una carga vertical constante de 190 kN, el cual representa el peso que soportaría este muro en un edificio de cinco plantas.

En la Figura 3.23 se muestra la curva trilineal para definir el comportamiento a cortante de este muro [Gérin y Adebar, 2004; Wallace, 2007]. Como se puede apreciar en dicha figura las deformaciones tangenciales no superiores a 0,005, indica que esta ley es definida como la envolvente de las curvas de histéresis obtenidas experimentalmente (Figura 3.23(a)). Para deformaciones tangenciales mayores a 0,005, la degradación de rigidez y pérdida de resistencia a cortante es considerada mediante las ramas descendentes de la curva.

Figura 3.21 Modelo a cortante para muros con armadura convencional

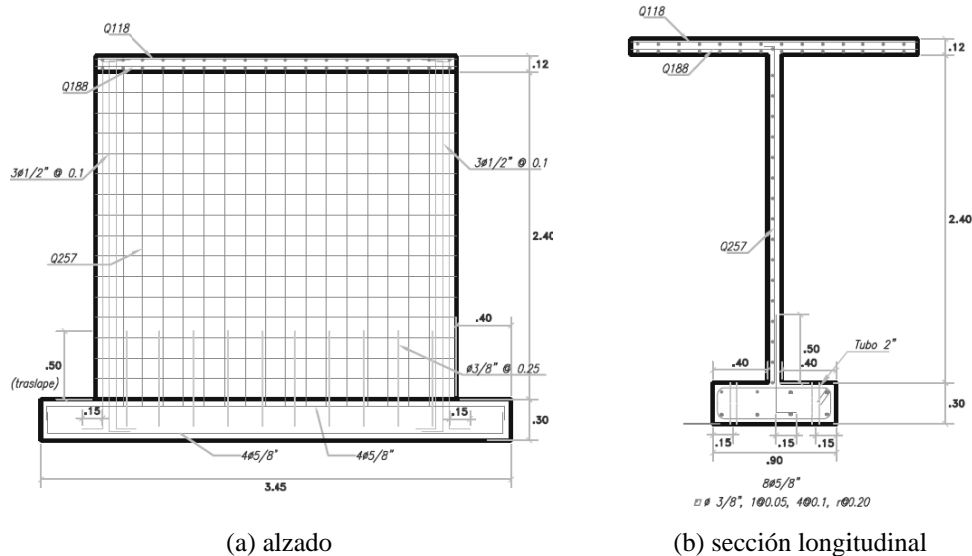


Figura 3.22 Muro ensayado con malla electrosoldada [Medina, 2005]

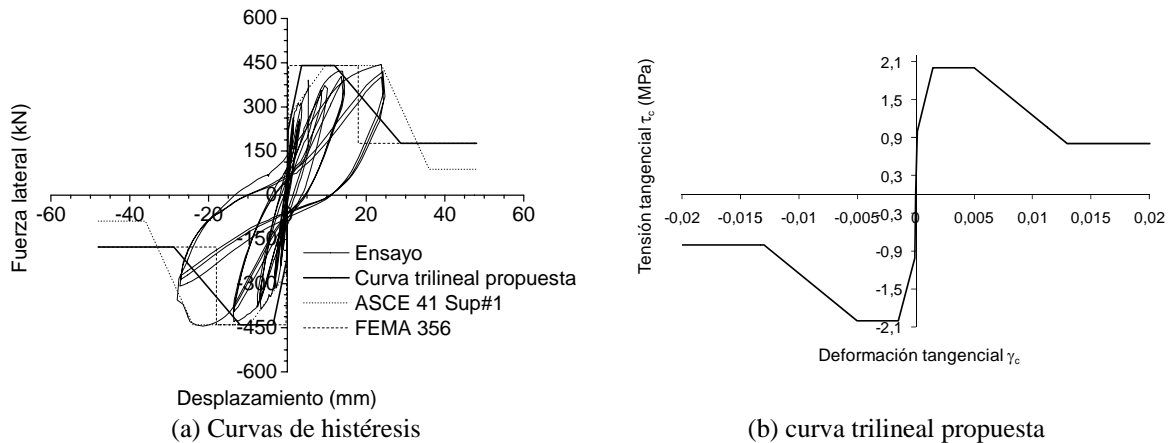
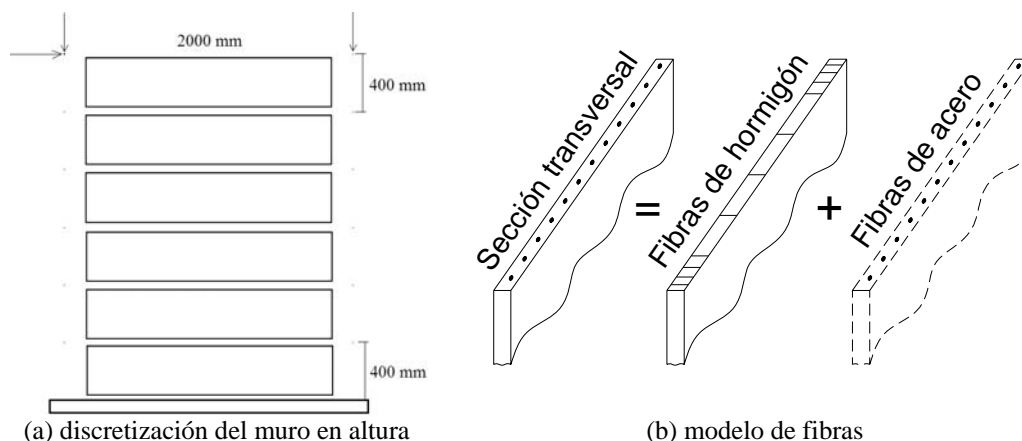


Figura 3.23 Modelo a cortante para muro con malla electrosoldada [Medina, 2005]

### Comportamiento cíclico de muro de hormigón con armadura convencional

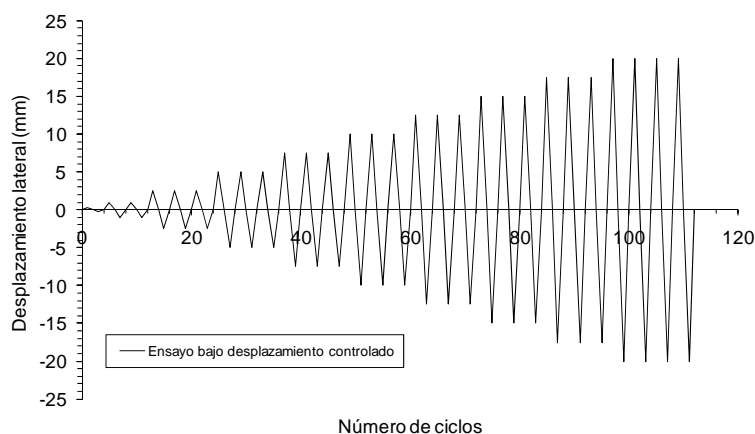
Representar adecuadamente el comportamiento cíclico de muros de hormigón es en cierta manera una tarea no tan simple, debido a que intervienen una serie de factores como la pérdida de resistencia, degradación de rigidez y sobre todo de la cantidad de energía que se disipa en los diferentes ciclos de carga y descarga. En el presente estudio la precisión del modelo frente a fuerzas cíclicas ha sido verificada a través de la simulación numérica de un muro individual ensayado bajo fuerzas laterales cíclicas [San Bartolomé et al., 2003].



**Figura 3.24** Modelo numérico del muro con el PERFORM-3D

El espécimen ensayado consiste de un muro de hormigón de 2,0 m de altura por 1,50 m de longitud. La resistencia característica del hormigón es de  $f'_c = 21$  MPa y ha sido representada mediante el modelo de Hognestad descrito anteriormente. Se ha utilizado un modelo de fibras basado en la geometría y las condiciones de carga del muro. El modelo de fibras consiste de 6 fibras de hormigón y 10 fibras de acero, tal como se muestra en la Figura 3.24. El elemento finito considerado corresponde al elemento “shear wall” definido en el programa PERFORM-3D. Las propiedades de este elemento consideraran el comportamiento a flexión, cortante y axial. El primero de ellos es definido mediante la aplicación del método de fibras, para el cual utiliza las leyes constitutivas uniaxiales de los materiales, previa discretización de la sección del muro en fibras de acero y fibras de hormigón. El segundo es considerado a partir de la relación trilineal definida anteriormente.

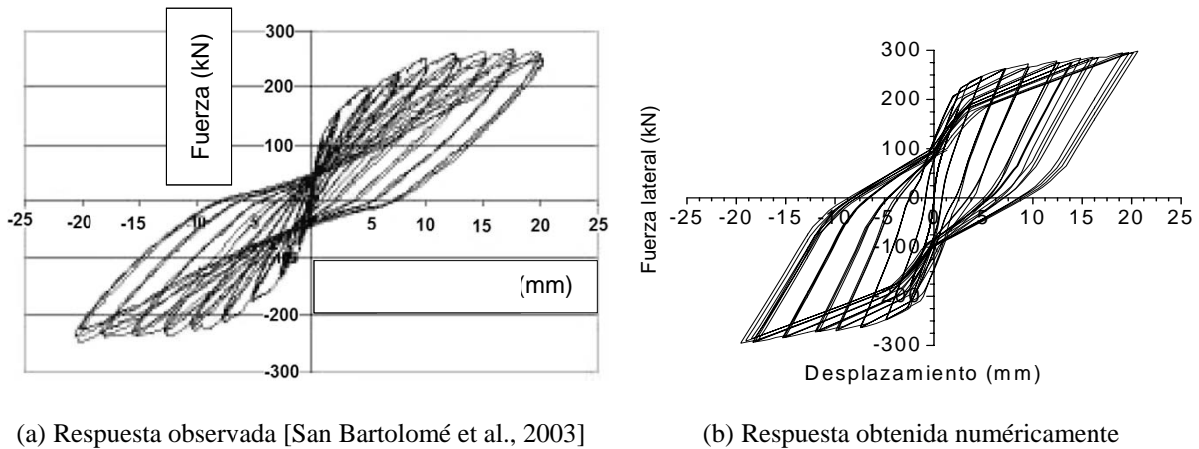
La secuencia de los desplazamientos cíclicos impuestos se muestra en la Figura 3.25, éstos son utilizados para obtener la respuesta histerética del muro mediante el modelo numérico descrito anteriormente e implementado en el programa PERFORM-3D. Es decir, se obtendrán las curvas de histéresis de los muros delgados, armados con mallas electrosoldadas y con barras convencionales.



**Figura 3.25** Secuencia de los desplazamientos cíclicos impuestos

En la Figura 3.24(a) se muestra el modelo numérico realizado con el PERFORM-3D del muros ensayado. La geometría del modelo se ha definido para que coincida perfectamente con la del ensayo. Por otro lado, el muro se ha dividido a lo largo de su altura con la finalidad de tener una buena exactitud en la determinación de los desplazamientos laterales. Los muros son definidos mediante elementos láminas (shell) de cuatro nodos cuyo comportamiento fuera del plano es

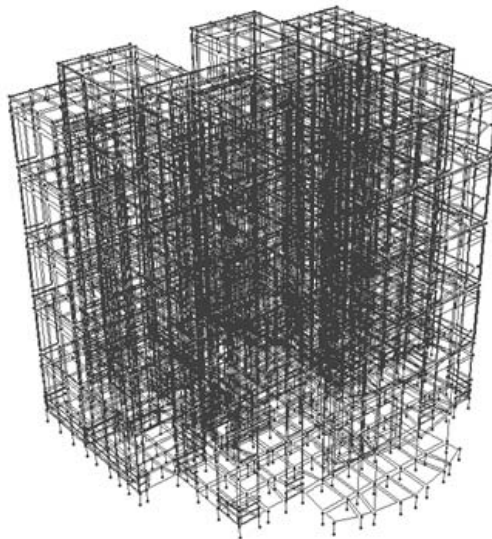
considerado ser elástico y lineal. Una vez definido el modelo numérico se le aplica el mismo patrón de fuerzas laterales que el del ensayo real. Los resultados obtenidos servirán así para modificar las leyes de comportamiento histerético de los materiales constituyentes hasta obtener un comportamiento similar al del ensayo.



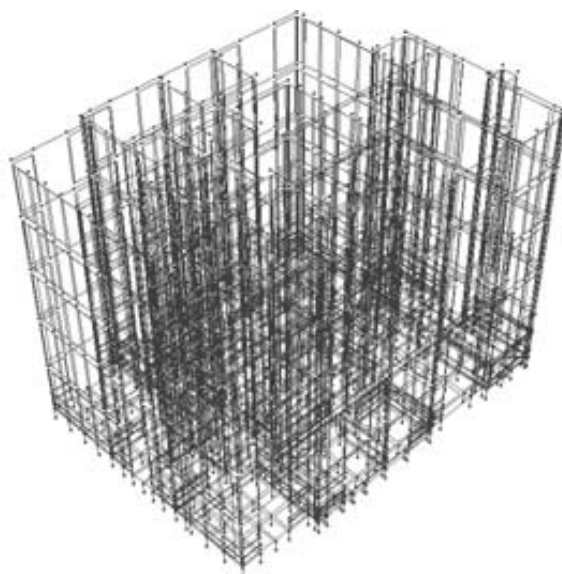
**Figura 3.26** Comportamiento histerético del muro ensayado P2

### 3.4.2 Simulación del período fundamental identificado

En este subapartado se describe la calibración de los períodos fundamentales de vibración obtenidos en el subapartado 3.1.2.1 para dos de los edificios considerados en el presente estudio (edificio L4 y L5). La modelación numérica de estos edificios considera el efecto de la interacción suelo-estructura, mediante la utilización de muelles verticales (modelo de Winkler) con comportamiento elasto-plástico para representar las características del terreno. La rigidez inicial de estos muelles se ha determinado en base al módulo de balasto; los valores considerados han sido  $40000 \text{ kN} / \text{m}^3$  para suelo duro (S1),  $30000 \text{ kN} / \text{m}^3$  para suelo de dureza intermedia (S2) y  $20000 \text{ kN} / \text{m}^3$  para suelo blando (S3). En la Figura 3.27 y Figura 3.28 se muestran los modelos numéricos de los edificios C1 y L4 que se han utilizado para determinar los períodos fundamentales de vibración.



**Figura 3.27** Modelo numérico del edificio C1 considerando la interacción suelo-estructura



**Figura 3.28** Modelo numérico del edificio L4 considerando la interacción suelo-estructura

La Tabla 3.17 muestra los resultados de los períodos naturales para los siete edificios seleccionados, conjuntamente con los resultados obtenidos por el Eurocódigo 8, normativa peruana y los proporcionados por los modelos numéricos considerando la interacción suelo-estructura mediante análisis modales utilizando el programa PERFORM-3D [CSI, 2007]. Asimismo, se han utilizado dos expresiones diferentes del Eurocódigo 8 para el cálculo de los períodos: la expresión (1) sólo tiene en cuenta la altura del edificio, mientras que la expresión (2) considera también otros parámetros como la densidad de muros y su esbeltez vertical (relacionado con el momento de la inercia de los muros, sin tener en cuenta la contribución de las alas). Respecto a expresión de la normativa peruana [E.020, 2003], éste es función sólo de la altura total. Para otras normativas como [ICC, 2003 y NBCC, 2005] los resultados son similares.

**Tabla 3.17** Períodos fundamentales de los edificios seleccionados (s)

Edif.	Exp.	Dirección X					Dirección Y					
		EC - 8 (1)	EC - 8 (2)	E.030	Num. (w/o SSI)	Num. (w SSI)	Exp.	EC - 8 (1)	EC - 8 (2)	E.030	Num. (w/o SSI)	Num. (w SSI)
C1	-	0,34	0,39	0,22	0,08	0,19	-	0,34	0,71	0,22	0,12	0,20
C2	-	0,36	0,39	0,23	0,11	0,21	-	0,36	1,03	0,23	0,17	0,24
L1	-	0,34	0,38	0,21	0,11	0,14	-	0,34	0,69	0,21	0,15	0,17
L2	-	0,29	0,14	0,17	0,07	0,10	-	0,29	0,41	0,17	0,14	0,16
L3	-	0,34	0,38	0,21	0,07	0,10	-	0,34	0,69	0,21	0,23	0,25
L4	0,14	0,32	0,50	0,20	0,11	0,15	0,12	0,32	0,42	0,20	0,10	0,16
L5	0,12	0,32	0,31	0,20	0,11	0,13	0,13	0,32	0,37	0,20	0,12	0,14

Los resultados de la Tabla 3.17 permiten deducir las siguientes conclusiones generales: (i) las expresiones de los códigos sísmicos tienden a sobrestimar los períodos naturales, (ii) el Eurocódigo 8 [CEN, 2005] presenta valores de los períodos significativamente más grandes que los obtenidos con la normativa peruana [E.030, 2003], (iii) en la dirección débil de los edificios, la expresión (2) del Eurocódigo 8 [CEN, 2005], proporciona valores de los períodos grandes y (iv) existe buena correlación entre los resultados experimentales de los edificios L4 y L5 y, los obtenidos mediante modelación numérica considerando la interacción suelo-estructura.

## 4. Análisis estático no lineal de los edificios seleccionados

### 4.1 Consideraciones generales

Las estructuras sometidas a movimientos sísmicos experimentan un comportamiento no lineal cuando sobrepasan su régimen elástico. Como resultado de esto se producen deformaciones inelásticas en sus componentes con la finalidad de disipar la energía transmitida por el terremoto. Además de esto, los movimientos del terreno imponen a las estructuras un cierto número de ciclos de carga y descarga que provocan degradación de rigidez y pérdida de resistencia de sus componentes estructurales. Por tanto, es necesario estudiar el comportamiento que presentan las estructuras cuando están sometidos a sollicitaciones sísmicas. Para poder realizar dicho estudio, es necesario desarrollar modelos numéricos y leyes constitutivas de los materiales que logren representar adecuadamente los fenómenos mencionados anteriormente y por ende cuantificar el daño estructural.

El procedimiento del análisis estático no lineal (“*push-over*”) tal como se describe en el subapartado 2.1.3 constituye una herramienta muy útil para la evaluación del comportamiento sísmico de estructuras, en el cual se caracteriza el comportamiento global de una estructura mediante la representación de la curva de capacidad. En este capítulo se aplica este procedimiento para evaluar el comportamiento sísmico de los edificios con muros delgados de hormigón armado seleccionados anteriormente. La modelación de los edificios considera el modelo numérico definido en el apartado 3.3. Dicho modelo representa fielmente el comportamiento estructural de los muros delgados en términos de rigidez, de resistencia, de ductilidad y de disipación de energía.

Las curvas de capacidad correspondientes a los edificios seleccionados se obtienen a partir de los análisis “*push-over*” para cada dirección de análisis (X e Y) y se considera el sentido positivo y negativo de cada dirección. Asimismo, el daño estructural en los edificios es evaluado mediante los estados límites de daño, los cuales han sido determinados para cada uno de los desplazamientos objetivo (*TD*), tal como se describe en los subapartados posteriores.

Por otra parte, estos análisis han permitido obtener entre otros, la distribución y formación de las rótulas plásticas tanto en las vigas de acoplamiento como en la base de los muros. Permitiendo caracterizar el comportamiento global de los edificios seleccionados mediante sus respectivas curvas de capacidad. De esto último es posible obtener el factor de reducción de respuesta o factor de comportamiento que se utiliza en el proyecto sismorresistente de estructuras.

### 4.2 Características de los análisis efectuados

La evaluación del comportamiento sísmico de estructuras requiere de procedimientos rigurosos que tomen en cuenta las diferentes no linealidades presentes tanto en los materiales como en la forma geométrica. Uno de estos procedimientos es el análisis *push-over*, que consiste en



caracterizar el comportamiento de una estructura cuando está sometida a un patrón de fuerzas estáticas laterales incremental. En este trabajo se ha optado por la aplicación de este procedimiento, dado que los edificios representativos considerados son de mediana altura y responden principalmente con el primer modo vibración. Asimismo, se ha considerado también la aplicación de dos patrones de fuerza lateral para caracterizar la distribución de las fuerzas sísmicas sobre la altura de los edificios. El primer patrón corresponde a fuerzas laterales con una distribución triangular invertida, siendo el valor máximo situado en la parte superior de la estructura. El segundo patrón corresponde a fuerzas laterales que sigue la forma del primer modo de vibración.

Los análisis push-over se han realizado por el método de “control de desplazamientos” y utilizando el programa PERFORM-3D [CSI, 2007], dado que esta opción permite representar de manera adecuada la secuencia de deformación de la estructura y evita posibles errores numéricos en la obtención de la curva de capacidad. De otro lado, los análisis se detienen cuando cualquiera de los límites establecidos tanto en las leyes constitutivas de los materiales como en las propiedades de las rótulas plásticas se alcanza.

#### 4.2.1 Espectros de proyecto

La acción sísmica desempeña un papel importante a la hora de determinar el daño estructural asociado a los desplazamientos objetivo (“*Target displacement*”) al que estará sometido la estructura bajo un movimiento específico del terreno. En el análisis push-over, esta acción es considerada mediante la definición de espectros de proyecto, los cuales están basados en la sismicidad del lugar. En el presente estudio la acción sísmica ha sido considerada a partir de los espectros de proyecto especificados en el código sísmico peruano [E.030, 2003], los cuales a su vez son función de los distintos tipos de suelo donde están emplazados los edificios representativos (ver Tabla 3.1). Como es de esperar, las ordenadas espectrales aumentan a medida que el terreno posee menos rigidez, siendo los terrenos blandos los que presentan mayor aceleración espectral y por tanto mayor sollicitación sísmica sobre estas estructuras.

Por otra parte, siguiendo con la filosofía del Proyecto Basado en el Comportamiento (*PBD*) descrito en el apartado 2.1 la evaluación sísmica de los edificios con muros delgados de hormigón se realiza considerando tres niveles de comportamiento (*IO*, *LS* y *CP*), asociado a cada una de ellas un nivel de acción sísmica, así como un cierto nivel de daño esperado. El cálculo del (“*Target displacement*”) se determina considerando el *Método del Coeficiente* [FEMA 356, 2000], el cual es incorporado en el programa PERFORM-3D [CSI, 2007]. A continuación se definen los diferentes espectros de proyecto para el cálculo del “*Target displacement*” para cada uno de los tres niveles de comportamiento esperados.

##### **Espectro de proyecto correspondiente al nivel de comportamiento de Ocupación Inmediata (IO)**

En este caso la acción sísmica de proyecto corresponde al terremoto denominado “Ocasional” [Vision 2000, 1995] correspondiente a un período de retorno de 72 años. En la Figura 4.1 se muestra el espectro de proyecto para distintos tipos de suelo considerados en este nivel de comportamiento.

##### **Espectro de proyecto correspondiente al nivel de comportamiento de Seguridad de la Vida (LS)**

En este caso la acción sísmica de proyecto corresponde al terremoto denominado “Raro” [Vision 2000, 1995] correspondiente a un período de retorno de 475 años. En la Figura 4.2 se muestra el espectro de proyecto para distintos tipos de suelo considerados en este nivel de comportamiento.

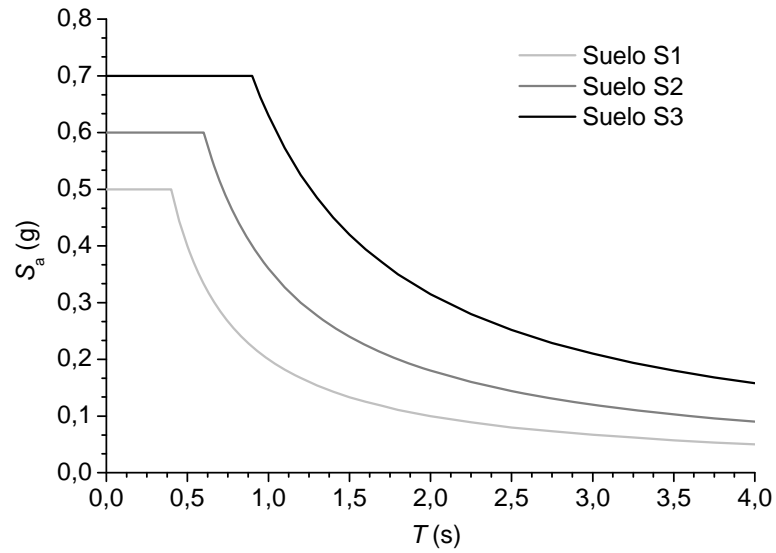


Figura 4.1 Espectro de proyecto de aceleración para el terremoto “Ocasional” [E.030, 2003]

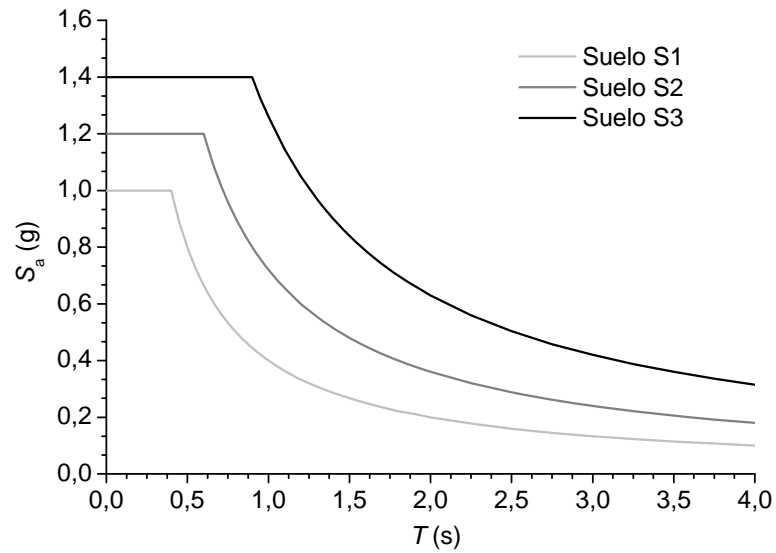


Figura 4.2 Espectro de proyecto de aceleración para el terremoto “Raro” [E.030, 2003]

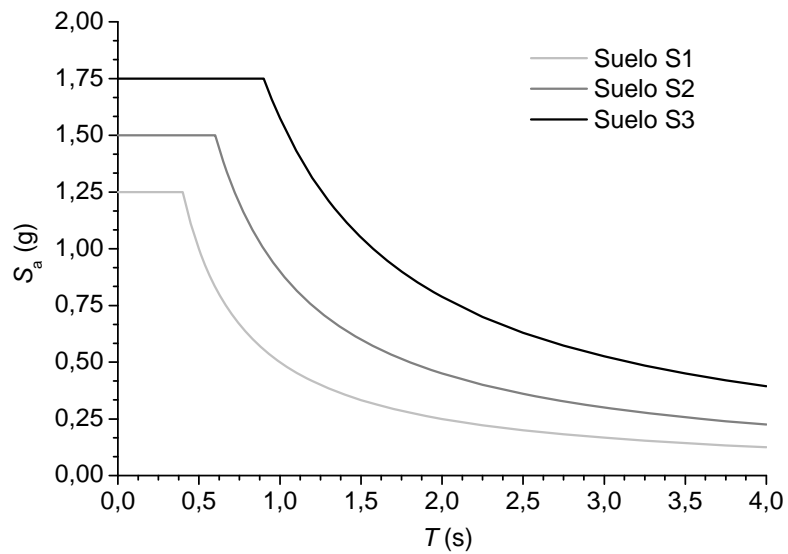


Figura 4.3 Espectro de proyecto de aceleración para el terremoto “Muy Raro” [E.030, 2003]

### Espectro de proyecto correspondiente al nivel de comportamiento de Prevención del Colapso (CP)

En este caso la acción sísmica de proyecto corresponde al terremoto denominado “Muy Raro” [Vision 2000, 1995] correspondiente a un período de retorno de 975 años. En la Figura 4.3 se muestra el espectro de proyecto para distintos tipos de suelo considerados en este nivel de comportamiento.

#### 4.2.2 Variación en altura de las fuerzas consideradas

La variación del patrón de fuerzas laterales desempeña un rol importante en la obtención de las sollicitaciones máximas sobre la estructura y por ende en la secuencia de deformación a medida que dichas fuerzas se incrementan. En ocasiones el análisis estático no lineal (push-over) podría proporcionar resultados ambiguos al elegir un patrón de fuerzas laterales inadecuado. Esto último según diversos autores como [Krawinkler y Seneviratna, 1998; Moghaddam y Hajirasouliha, 2006] se deberían a la sensibilidad del procedimiento. Por esta razón es recomendable que el patrón que se elija sea lo más representativo de la distribución de las fuerzas sísmicas en la estructura. Asimismo, los documentos actuales de evaluación y reforzamiento sísmico de estructuras tales como el ASCE 41-06 [ASCE 41-06, 2007] recomienda utilizar dos patrones de fuerzas laterales dada las incertidumbres que se presentan. En el presente estudio se han considerado dos patrones de carga. El primer patrón es referido a la forma del primer modo de vibración en tanto que el segundo sigue un patrón triangular.

**Tabla 4.1** Propiedades modales para cada uno de los edificios considerados

Nivel	Modos	Tipo	Período (s)	Masa modal efectiva (%)
C1	Modo 1	Trasl. Y	0,119	84,47
	Modo 2	Trasl. X	0,084	79,49
	Modo 3	Torsión	0,075	0,068
C2	Modo 1	Trasl. Y	0,167	78,5
	Modo 2	Trasl. X	0,109	76,03
	Modo 3	Torsión	0,091	0,003
L1	Modo 1	Trasl. Y	0,155	71,83
	Modo 2	Trasl. X	0,114	76,45
	Modo 3	Torsión	0,088	1,82
L2	Modo 1	Trasl. Y	0,141	74,98
	Modo 2	Torsión	0,068	1,41
	Modo 3	Trasl. Y	0,066	80,52
L3	Modo 1	Trasl. Y	0,228	73,38
	Modo 2	Torsión	0,096	1,45
	Modo 3	Trasl. Y	0,071	80,03
L4	Modo 1	Trasl. Y	0,11	76,94
	Modo 2	Trasl. X	0,103	75,17
	Modo 3	Torsión	0,077	2,21
L5	Modo 1	Trasl. Y	0,119	79,1
	Modo 2	Trasl. X	0,107	76,44
	Modo 3	Torsión	0,096	0,03

#### Propiedades modales

Para cada modelo estructural de los edificios considerados se han calculado sus propiedades modales, los cuales se obtuvieron considerando las masas de cada planta concentradas en los

forjados de piso, además de considerar la acción de diafragma rígido. A partir de este análisis se obtienen las propiedades dinámicas para cada edificio, tales como las frecuencias naturales de vibración, formas de modo, así como los porcentajes de masa modal efectiva. La Tabla 4.1 muestra las características modales correspondientes a los tres primeros modos de vibración para cada uno de los edificios considerados.

### 4.2.3 Estados límites de daño

Cuantificar el daño que se produce en las estructuras al ser sometidas a movimientos sísmicos es una tarea que involucra múltiples aspectos globales que van desde el comportamiento no lineal de los materiales, la resistencia y la capacidad de deformación de los elementos estructurales hasta la severidad de la acción sísmica. Sin embargo, el empleo de parámetros locales relacionados con las deformaciones, rotaciones y distorsiones en las zonas donde se espera que se formen las rótulas plásticas (por lo general en la base de los muros) es una de las mejores formas de evaluar el daño estructural que producen en edificios con muros durante los terremotos. En el presente estudio se han definido estados límites de daño o umbrales de daño basados en los parámetros anteriores; ello constituye una estrategia útil para de evaluar el comportamiento sísmico de edificios con muros delgados.

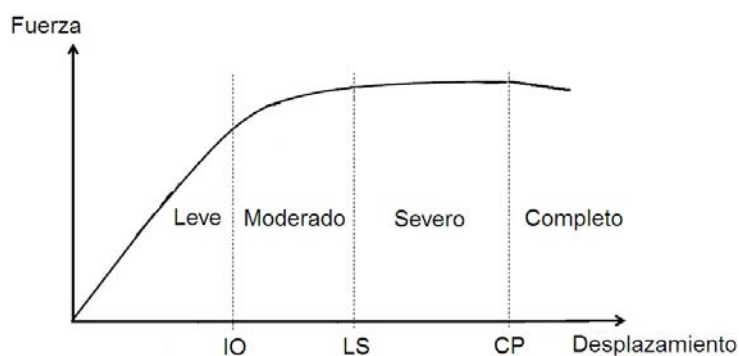


Figura 4.4 Estados límites de daño globales

A continuación se definen los estados límites de daño utilizados para la evaluación del comportamiento sísmico de los edificios considerados. Se utilizan los documentos FEMA 356 [FEMA 356, 2000], ASCE 41-06 [ASCE 41, 2007] y ASCE 41-06 [Supplement ASCE 41, 2007] complementados con los resultados experimentales obtenidos por Medina [Medina, 2005]. Se consideran cuatro estados de daño: leve, moderado, severo y completo, tal como se muestra en las curvas de capacidad representadas en la Figura 4.4. Estos estados permiten cuantificar el deterioro de los elementos estructurales que conforman la estructura a medida que las fuerzas laterales se incrementan. Los tres parámetros considerados para definir estos estados son: (i) rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros, (ii) desplazamientos relativos entre plantas y (iii) distorsión angular de las vigas de acoplamiento. Los valores del primero de estos tres parámetros (rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros) fueron obtenidos del [ASCE 41, 2007], dado que dichos valores corresponden a muros delgados con características similares a las de los edificios considerados en este trabajo. Los valores del segundo de estos tres parámetros (distorsión de los muros de entre plantas) fueron considerados a partir de los ensayos realizados en muros con iguales características [Medina, 2005] como se describe en el subapartado 2.4.4. Los valores del tercero de estos tres parámetros (distorsión angular de las vigas de acoplamiento) fueron considerados a partir del FEMA [FEMA 356, 2000]. A pesar de que frecuentemente el daño se relaciona exclusivamente con el desplazamiento relativo entre plantas, en este estudio se ha considerado conveniente utilizar estos tres parámetros ya que cuantifican de una manera más precisa la degradación estructural. En la Tabla 4.2 se presenta un listado de los estados límites de daño y los valores considerados para los parámetros que los caracterizan. Los parámetros 4 a 9 han sido tenidos en cuenta de forma adicional, para disponer de información complementaria. Los parámetros núm. 3 y 6 corresponden a la misma magnitud física, distinguiéndose únicamente por el valor de referencia

respecto del cual han sido normalizados. El valor límite del parámetro 8 se asocia con el riesgo elevado de pandeo local de los muros (ver la Figura 3.16).

**Tabla 4.2** Umbrales de daño para edificios con muros delgados

Núm.	Parámetro	Valores definidos para cada nivel de comportamiento		
		IO	LS	CP
1	Deformación de cortante en vigas de acoplamiento	0,005	0,01	0,02
2	Rotación de la región de rótula plástica situada en la base de los muros (rad)	0,002	0,004	0,008
3	Desplazamiento máximo entre plantas	0,0025	0,00375	0,005
4	Deformación del acero en el extremo de los muros de la base, región de rótula plástica	-	0,01	-
5	Deformación del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores	-	0,00315	-
6	Desplazamiento máximo entre plantas (E.030)	-	0,005	-
7	Deformación a compresión del hormigón en los extremos inferiores de los muros de la base	-	-	0,002
8	Deformación a compresión del hormigón en los extremos superiores de los muros de la base	-	-	0,002
9	Tensión tangencial media en los muros (MPa)	-	-	2

#### 4.2.4 Desplazamientos objetivo (“target displacements”)

Tal como se menciona en el subapartado 2.1.3, el desplazamiento objetivo es el máximo desplazamiento al que está sometida una estructura bajo una acción sísmica determinada. En el presente estudio se ha utilizado el *Método de Coeficiente de Desplazamiento* ([FEMA 356, 2000], subapartado 2.1.3), para determinar dicho desplazamiento, el valor del coeficiente  $C_2$  se estima igual a la unidad. Se ha comprobado que los resultados proporcionados por este método y por el de Linealización [FEMA 440, 2005] no difieren sensiblemente en los casos considerados.

### 4.3 Resultados de los análisis “push-over”

En este apartado se presentan los resultados de los análisis push-over efectuados para cada uno de los edificios considerados, para el cual se ha utilizado el modelo numérico definido y contrastado en el capítulo anterior y, se han considerado dos patrones de fuerza lateral, tal como se describe en el subapartado 4.2.2. De otro lado, los espectros de proyecto han sido determinados para cada tipo de suelo donde están emplazados los edificios y de acuerdo a la Tabla 3.1.

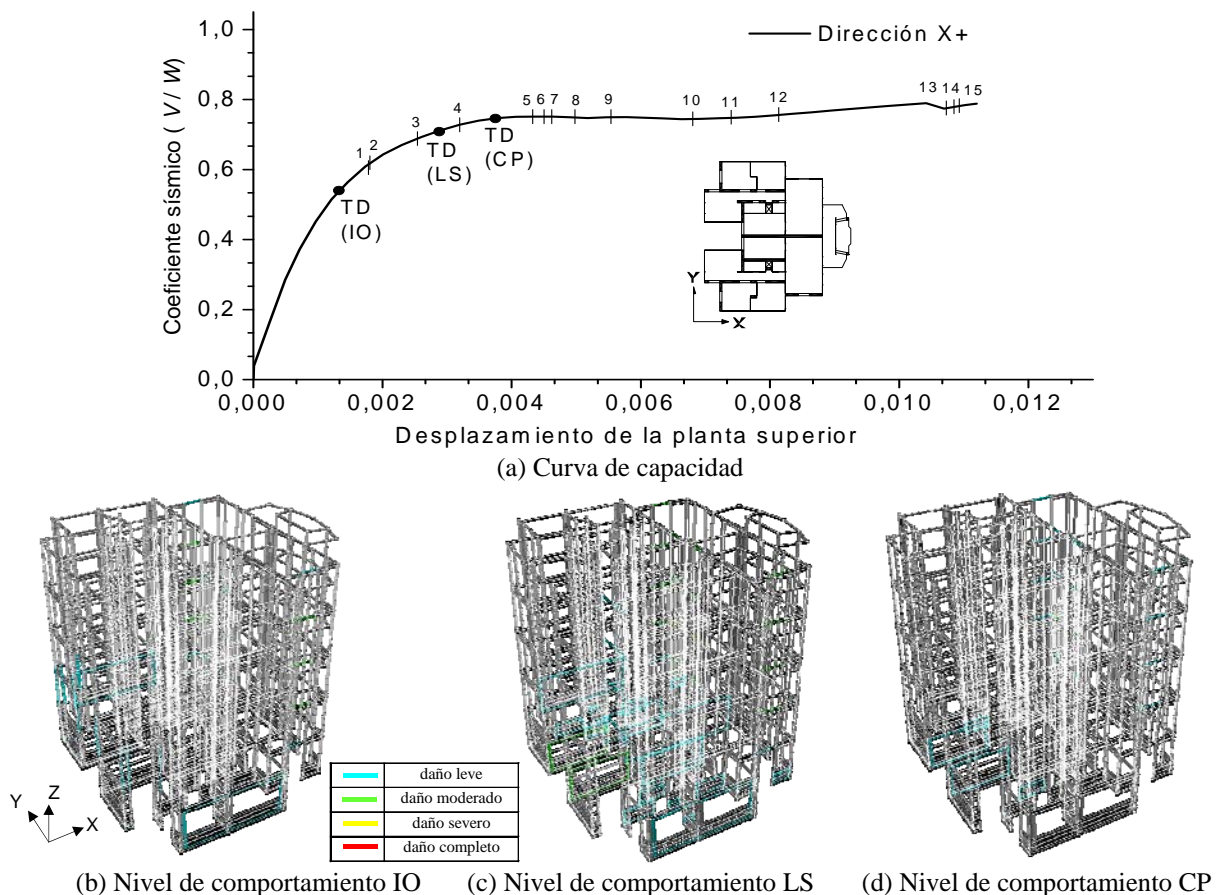
#### 4.3.1 Edificio C1

A continuación se describen y valoran los resultados de los análisis “push-over” del edificio C1 (básicamente, curvas de capacidad y desplazamientos objetivo) para cada dirección de análisis.

##### 4.3.1.1 Análisis push-over en dirección X+

La Figura 4.5 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio C1 en dirección X+. En la Figura 4.5(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (3) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (4) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (5) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (6) desplazamiento máximo entre plantas del 0,5%; (7) resistencia a cortante del muro M3X; (8) CP, deformación

de cortante en vigas de acoplamiento; (9) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (10) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica, en la dirección Y; (11) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (12) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (13) resistencia a cortante del muro M13X'; (14) resistencia a cortante del muro M13X y (15) LS, distorsión de muros en todas las plantas. Las nomenclaturas de los muros se indican en la Figura 3.1. Las Figuras(b), 4.5(c) y 4.5(d) representan el daño de los diferentes elementos estructurales (básicamente, muros y vigas de acoplamiento) mediante los niveles de degradación proporcionados por el programa PERFORM-3D según el código cromático indicado. Para cada elemento, “daño leve” corresponde a un valor del cociente entre la solicitación y la resistencia igual a 0,4; “daño moderado”, “daño severo” y “daño completo” corresponden a los valores 0,6, 0,8 y 1 de dicho cociente, respectivamente. Es destacable que dichos niveles de daño son relativos al nivel correspondiente (IO, LS o CP); ello significa, por ejemplo, que en la Figura 4.5(d) el nivel de daño indicado puede ser inferior al señalado en la Figura 4.5(b).



**Figura 4.5** Resultados del análisis “push-over” del edificio C1 en dirección X+

Las Figuras 4.5(a) y 4.5(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,62%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Por tanto se observan daños globales leves en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,16%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.

- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y finalmente el fallo a cortante en la base de los muros.

Las Figuras 4.5(a) y 4.5(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1,98%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto se observan daños globales moderados en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,33%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño moderado y los muros en dicha dirección han experimentado también daños moderados en la planta inferior; en algunos muros situados entre el primer y el segundo nivel han alcanzado niveles de daño leve debido a las rotaciones de los muros

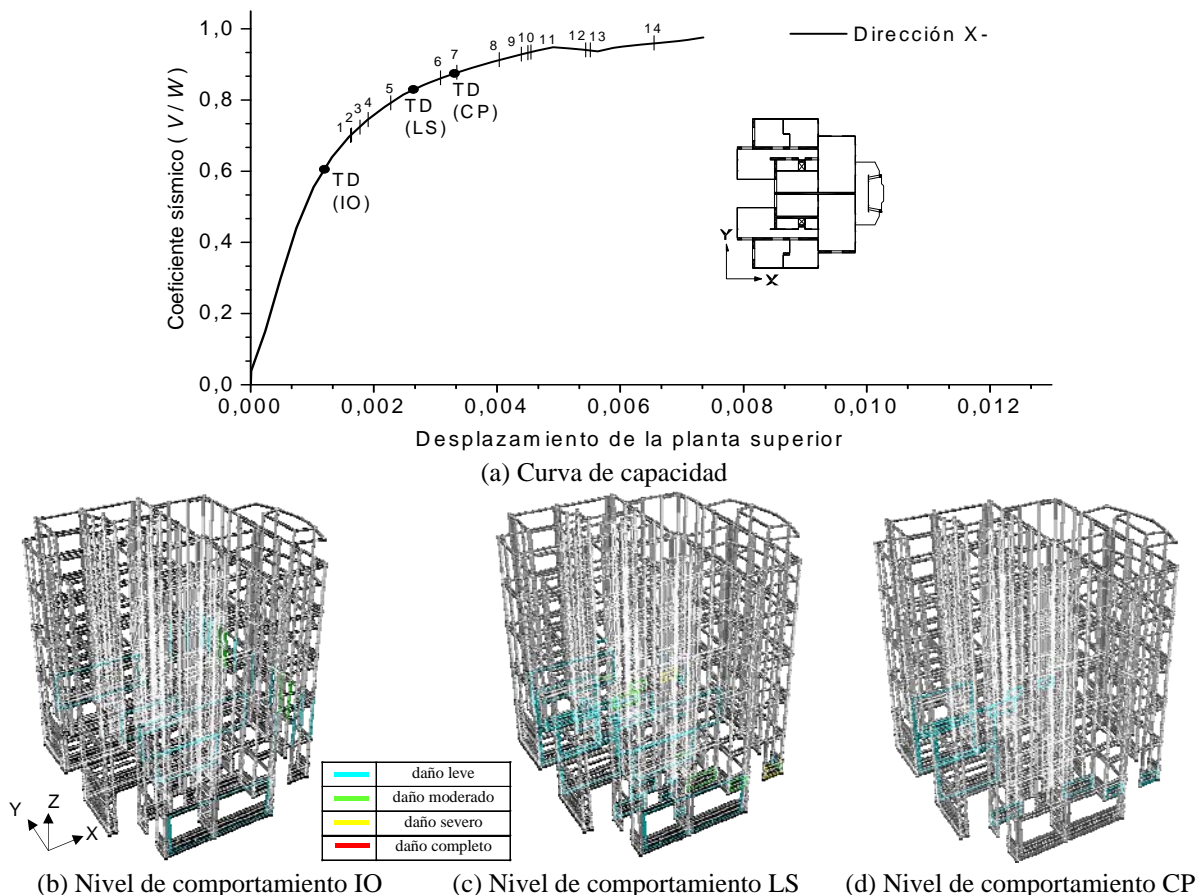
Las Figuras 4.5(a) y 4.5(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 2,68%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y moderados en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,42%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.

#### **4.3.1.2 Análisis push-over en dirección X-**

La Figura 4.6 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio C1 en dirección X-. En la Figura 4.6(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (2) resistencia a cortante del muro M14X; (3) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (4) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (5) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (6) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (7) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (8) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (9) resistencia a cortante del muro M15X; (10) Desplazamiento máximo entre plantas del 0,5%; (11) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (12) CP, distorsión de muros en todas las plantas; (13) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica y (14) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento. Las nomenclaturas de los muros se indican en la Figura 3.1. Las Figuras 4.6(b), 4.6(c) y 4.6(d) representan el daño de los diferentes elementos estructurales (básicamente, muros y vigas de acoplamiento) mediante los niveles de degradación proporcionados por el programa

PERFORM-3D según el código cromático indicado. Para cada elemento, “daño leve” corresponde a un valor del cociente entre la sollicitación y la resistencia igual a 0,4; “daño moderado”, “daño severo” y “daño completo” corresponden a los valores 0,6, 0,8 y 1 de dicho cociente, respectivamente. Es destacable que dichos niveles de daño son relativos al nivel correspondiente (IO, LS o CP); ello significa, por ejemplo, que en la Figura 4.6(d) el nivel de daño indicado puede ser inferior al señalado en la Figura 4.6(b).



**Figura 4.6** Resultados del análisis “push-over” del edificio C1 en dirección X-

Las Figuras 4.6(a) y 4.6(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,41%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Por tanto se observan daños globales leves en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,14%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a flexión en la base de los muros; sigue las vigas de acoplamiento y finalmente el fallo a cortante en la base de los muros.

Las Figuras 4.6(a) y 4.6(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:



- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1,87%, el cual excede el valor máximo de 1%; mientras que en los muros de las plantas superiores el valor fue de 0,60% el cual excede el valor máximo de 0,315%. Por tanto se observan daños globales moderados en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,29%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante en la base de los muros; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y finalmente el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento.
- La tensión tangencial máxima excede en un 22% a la resistencia.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño moderado y los muros en dicha dirección han experimentado daños severos en la planta inferior; en algunos muros situados entre la primera y la segunda planta han alcanzado también niveles de daño leve debido a las rotaciones los muros.

Las Figuras 4.6(a) y 4.6(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

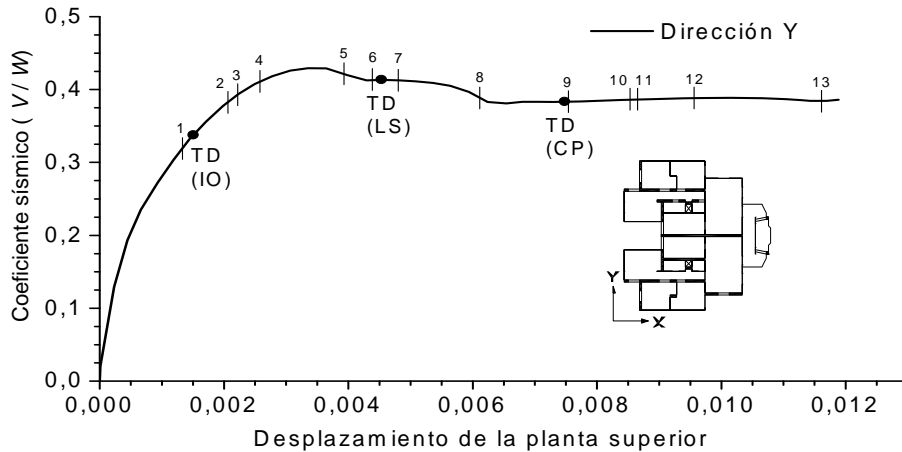
- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 2,39%, el cual excede el valor máximo de 1%; mientras que en los muros de las plantas superiores el valor fue de 0,78% el cual excede el valor máximo de 0,315%. Por tanto se observan daños globales severos en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,36%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de los muros; sigue el fallo a flexión en la base y posteriormente el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior; en algunos muros situados entre el primer y el segundo nivel han alcanzado niveles de daño leve debido a rotaciones en los muros.

#### **4.3.1.3 Análisis push-over en dirección Y**

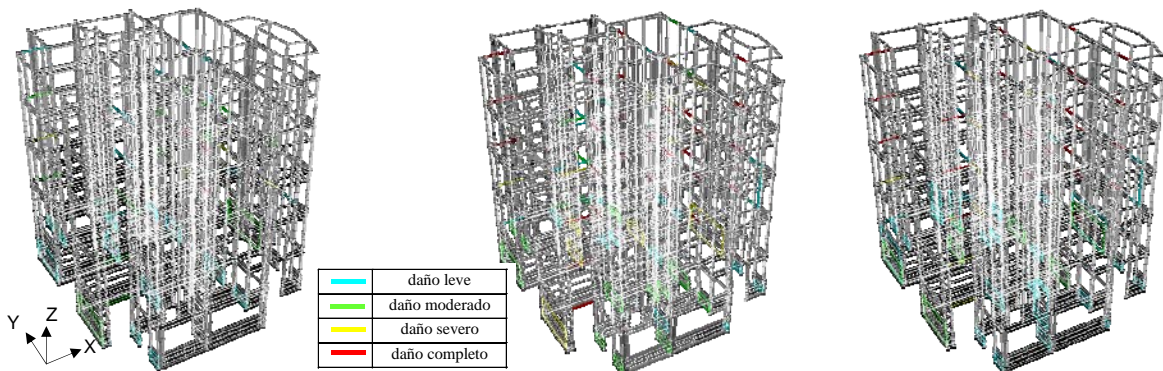
La Figura 4.7 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio C1 en dirección Y. En la Figura 4.7(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (3) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (4) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (5) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (6) Desplazamiento máximo entre plantas del 0,5%; (7) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (8) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica, en la dirección X+; (9) deformación del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (10) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (11) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (12) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica y (13) resistencia a cortante del muro M5X'.

Las Figuras 4.7(a) y 4.7(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. No obstante, el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros fue de 0,55%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Observándose daños globales leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,19%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y finalmente el fallo a cortante en la base de los muros.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

(d) Nivel de comportamiento CP

**Figura 4.7** Resultados del análisis “push-over” del edificio C1 en dirección Y

Las Figuras 4.7(a) y 4.7(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 2,08%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y moderados en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,52%, superior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.

- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños severos en la planta inferior.

Las Figuras 4.7(a) y 4.7(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 2,83%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto se observan el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento y daños severos en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,85%, superior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Algunos muros alcanzaron la deformación a compresión del hormigón correspondiente al valor de la tensión máxima del diagrama tensión-deformación, por lo que podría presentarse problemas de inestabilidad en dichos muros.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños moderados en la planta inferior; en algunos muros situados entre el primer y el segundo nivel han alcanzado niveles de daño leve debido a rotaciones en los muros.

#### 4.3.1.4 Representación conjunta de las curvas de capacidad en ambas direcciones

En este subapartado se presenta de manera conjunta los resultados de los análisis push-over para cada dirección de análisis. La Figura 4.8 muestra las curvas de capacidad y desplazamientos objetivo del edificio C1 en las dos direcciones.

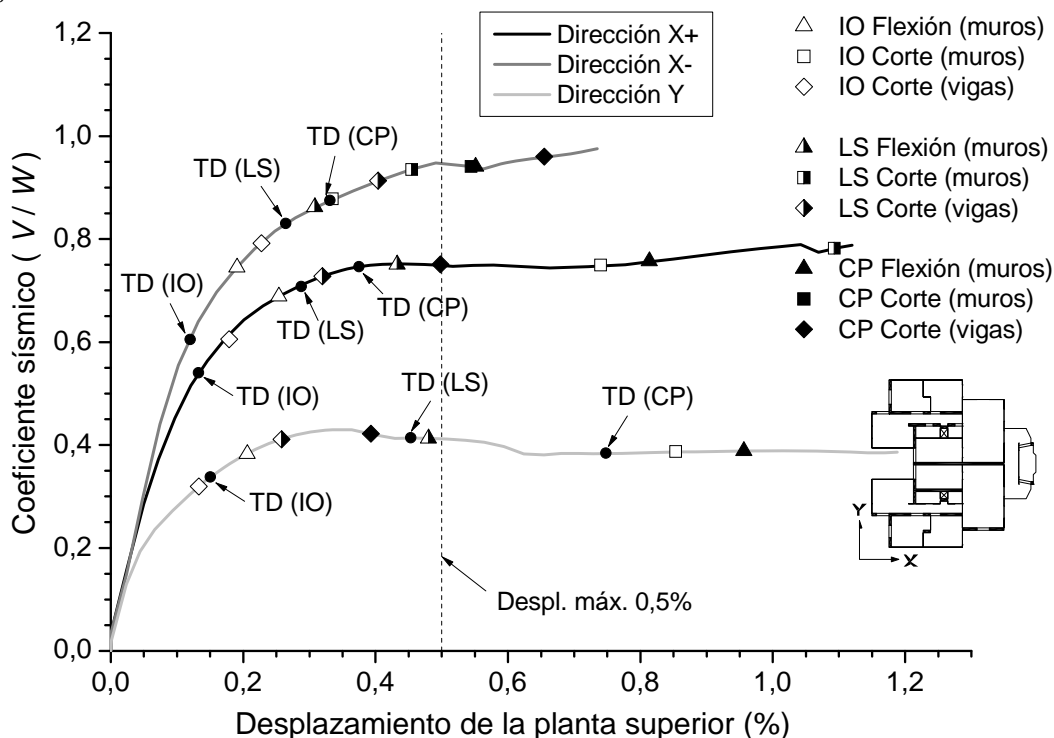


Figura 4.8 Curvas de capacidad del edificio C1 en las dos direcciones de análisis

Por otra parte los resultados de los estados límites de daño han sido determinados para los desplazamientos objetivo correspondientes a cada dirección de análisis y para el nivel de comportamiento de Seguridad de la Vida (LS). La elección de este nivel de comportamiento se debe a dos razones principales. La primera de ellas es que los edificios seleccionados fueron proyectados siguiendo las disposiciones del código sísmico peruano [E.030, 2003] que considera una acción sísmica de proyecto con período de retorno de 475 años (terremoto Raro), para el cual se le asocia un nivel de comportamiento esperado de Seguridad de la Vida (LS). Mientras que el segundo se debe a que los resultados de los análisis push-over servirán para comparar con los resultados de los análisis dinámicos no lineales. Para una mejor interpretación de los estados límites de daño, éstos se presentan en la Tabla 4.3 en términos del porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio C1 para los desplazamientos objetivo. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3.

**Tabla 4.3** Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio C1 para los desplazamientos objetivo (TD) en cada dirección

Valor límite	Dirección X+	Dirección X-	Dirección Y
Despl. máx. entre pta.	65,88	57,95	103,40
Def. acero inf.	198,20	186,60	207,60
Def. acero sup.	63,49	189,60	55,37
Def. horm. inf.	46,51	24,50	73,83
Def. horm.sup.	12,18	8,73	15,69

### 4.3.2 Edificio C2

A continuación se describen y valoran los resultados de los análisis “push-over” del edificio C2 (básicamente, curvas de capacidad y desplazamientos objetivo) para cada dirección de análisis.

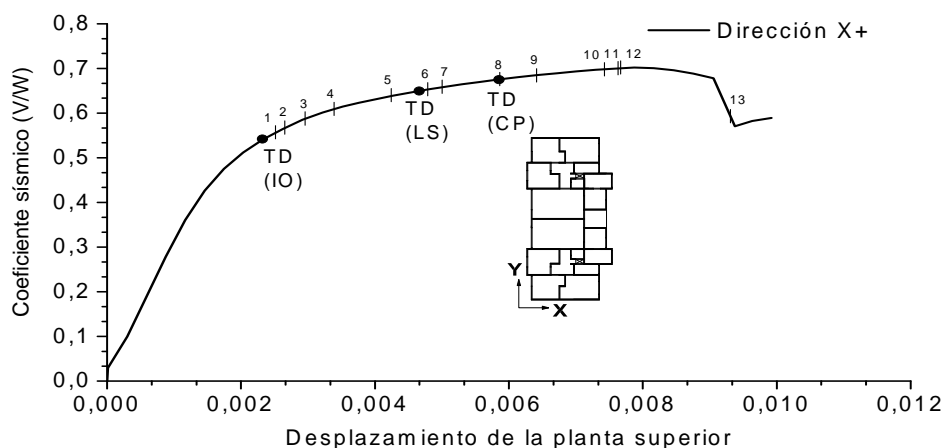
#### 4.3.2.1 Análisis push-over en dirección X+

La Figura 4.9 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio C2 en dirección X+. En la Figura 4.9(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (2) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (3) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (4) resistencia a cortante del muro M8Y1; (5) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (6) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (7) desplazamiento máximo entre plantas del 0,5%; (8) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, Dir. X; (9) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (10) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, Dir. Y; (11) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (12) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (13) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores.

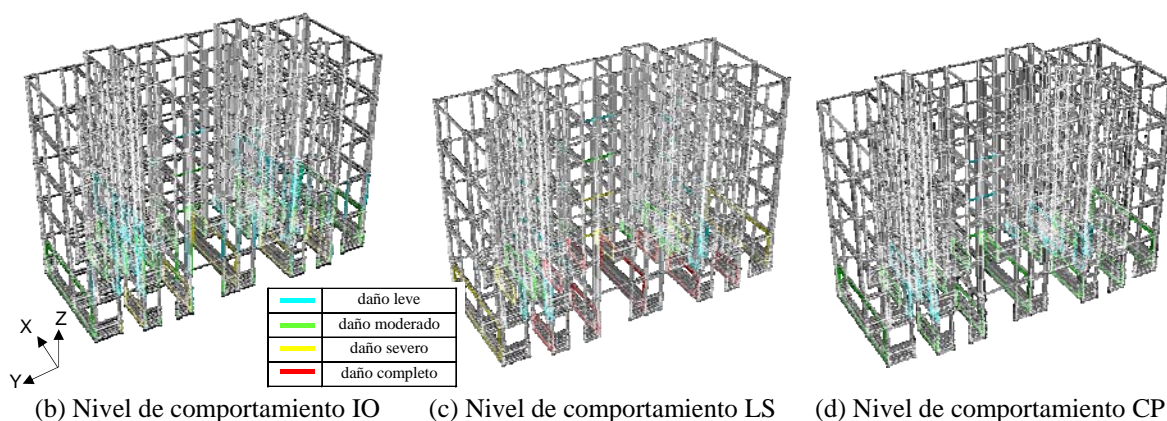
Las Figuras 4.9(a) y 4.9(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,81%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Por tanto se observan daños globales leves en vigas de acoplamiento y en muros
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,23%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.

- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO      (c) Nivel de comportamiento LS      (d) Nivel de comportamiento CP

**Figura 4.9** Resultados del análisis “push-over” del edificio C2 en dirección X+

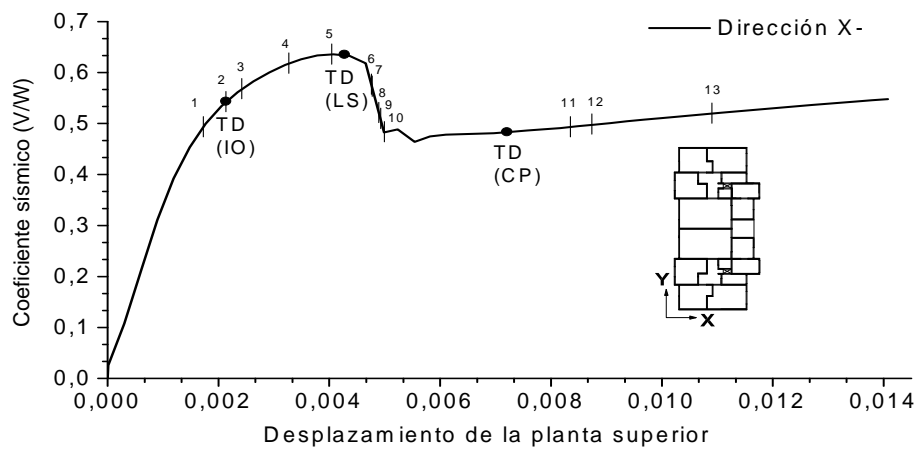
Las Figuras 4.9(a) y 4.9(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1,46%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,44%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a flexión en la base de los muros; sigue el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento y posteriormente el fallo a cortante de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado daños severos y completos en la planta inferior.

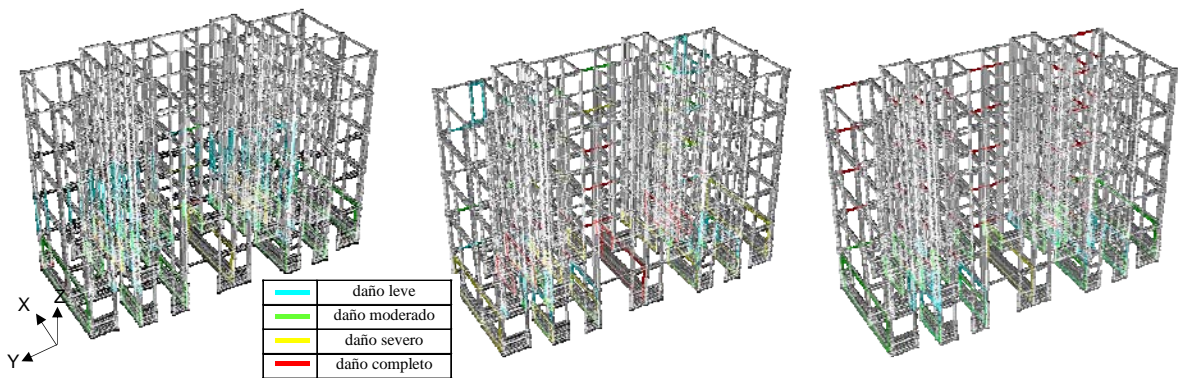
Las Figuras 4.9(a) y 4.9(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 2,08%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,56%, superior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a flexión en la base de los muros; sigue el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento y posteriormente el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves y moderados en la planta inferior.

#### 4.3.2.2 Análisis push-over en dirección X-



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

(d) Nivel de comportamiento CP

**Figura 4.10** Resultados del análisis “push-over” del edificio C2 en dirección X-

La Figura 4.10 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio C2 en dirección X-. En la Figura 4.10(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (2) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (3) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (4) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (5) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (6) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la



base, en la rótula plástica; (7) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (8) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (9) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (10) desplazamiento máximo entre plantas del 0,5%; (11) resistencia a cortante del muro M9Y'; (12) resistencia a cortante del muro M9Y; (13) resistencia a cortante del muro M7Y y (14) resistencia a cortante del muro M7Y'.

Las Figuras 4.10(a) y 4.10(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.10(a) y 4.10(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1,47%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,42%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a flexión en la base de los muros; sigue el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento y posteriormente el fallo a cortante de muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño severo y completo y los muros en dicha dirección han experimentado también daños completos en la planta inferior.

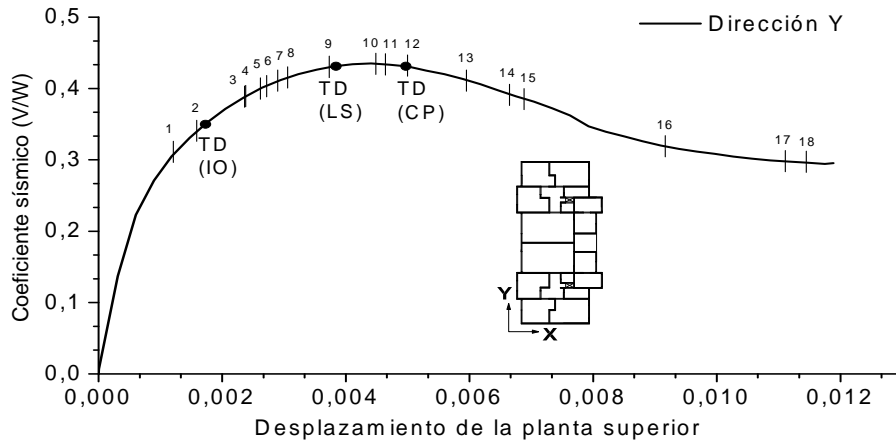
Las Figuras 4.10(a) y 4.10(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daños alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 2,35%, el cual excede el valor máximo de 1%; mientras que en las plantas superiores el valor obtenido fue de 0,41%, el cual excede el valor máximo de 0,315%. Por tanto, se observan el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento y daños considerables en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,66%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves y moderados en la planta inferior.

#### **4.3.2.1 Análisis push-over en dirección Y**

La Figura 4.11 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio C2 en dirección Y. En la Figura 4.11(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) IO,

rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (3) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (4) resistencia a cortante del muro M4X; (5) resistencia a cortante del muro M6X'; (6) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (7) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (8) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (9) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (10) desplazamiento máximo entre plantas del 0,5%; (11) resistencia a cortante del muro M15X; (12) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (13) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (14) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (15) CP, distorsión de muros en todas las plantas; (16) resistencia a cortante del muro M15X; (17) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica, dir. X y (18) resistencia a cortante del muro M13X'.



(a) Curva de capacidad

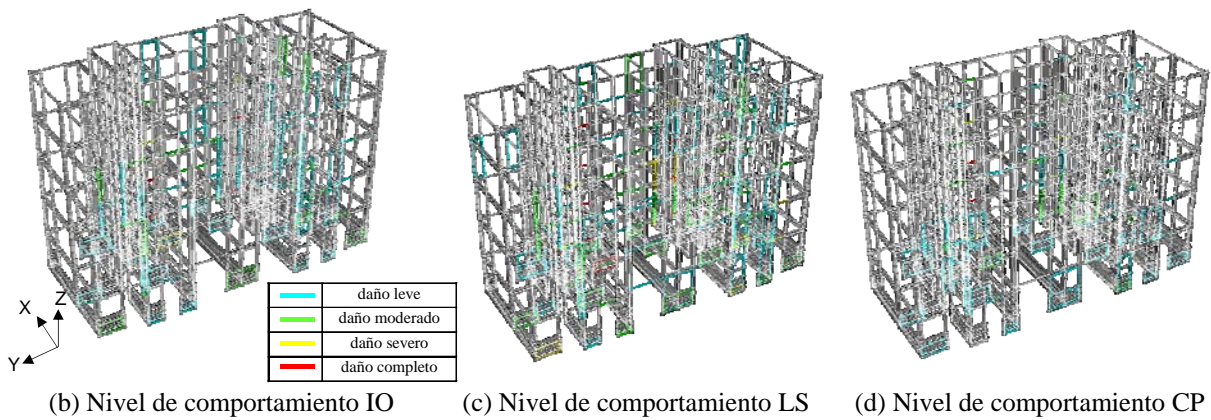


Figura 4.11 Resultados del análisis “push-over” del edificio C2 en dirección Y

Las Figuras 4.11(a) y 4.11(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.11(a) y 4.11(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos



especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1%, el cual es igual al valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y moderados en muros.

- El desplazamiento máximo de entrepiso es 0,35%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros base y posteriormente el fallo a cortante de muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado también daños completos en la planta inferior; en algunos muros situados entre el primer y el segundo nivel han alcanzado niveles de daño leve.

Las Figuras 4.11(a) y 4.11(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1,30%, el cual excede el valor máximo de 1%. Se observan el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento y daños severos en muros.
- El desplazamiento máximo entrepiso es 0,46%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- En esta dirección (débil) la tensión tangencial máxima excede en un 17% a la resistencia.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior; en algunos muros situados entre el primer y el segundo nivel han alcanzado también niveles de daño moderado debido a rotaciones en los muros.

#### 4.3.2.2 Representación conjunta de las curvas de capacidad en ambas direcciones

En este subapartado se presenta de manera conjunta los resultados de los análisis push-over para cada dirección de análisis. La Figura 4.12 muestra las curvas de capacidad y desplazamientos objetivo del edificio C2 en las dos direcciones.

La Tabla 4.4 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio C2 para los desplazamientos objetivo. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3.

**Tabla 4.4** Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio C2 para los desplazamientos objetivo (*TD*) en cada dirección

Valor límite	Dirección X+	Dirección X-	Dirección Y
Despl. máx. entre pta.	93,51	85,65	76,89
Def. acero inf.	240,70	340,90	190,50
Def. acero sup.	68,99	66,48	46,96
Def. horm. inf.	74,27	25,00	64,37
Def. horm.sup.	21,92	11,36	11,08

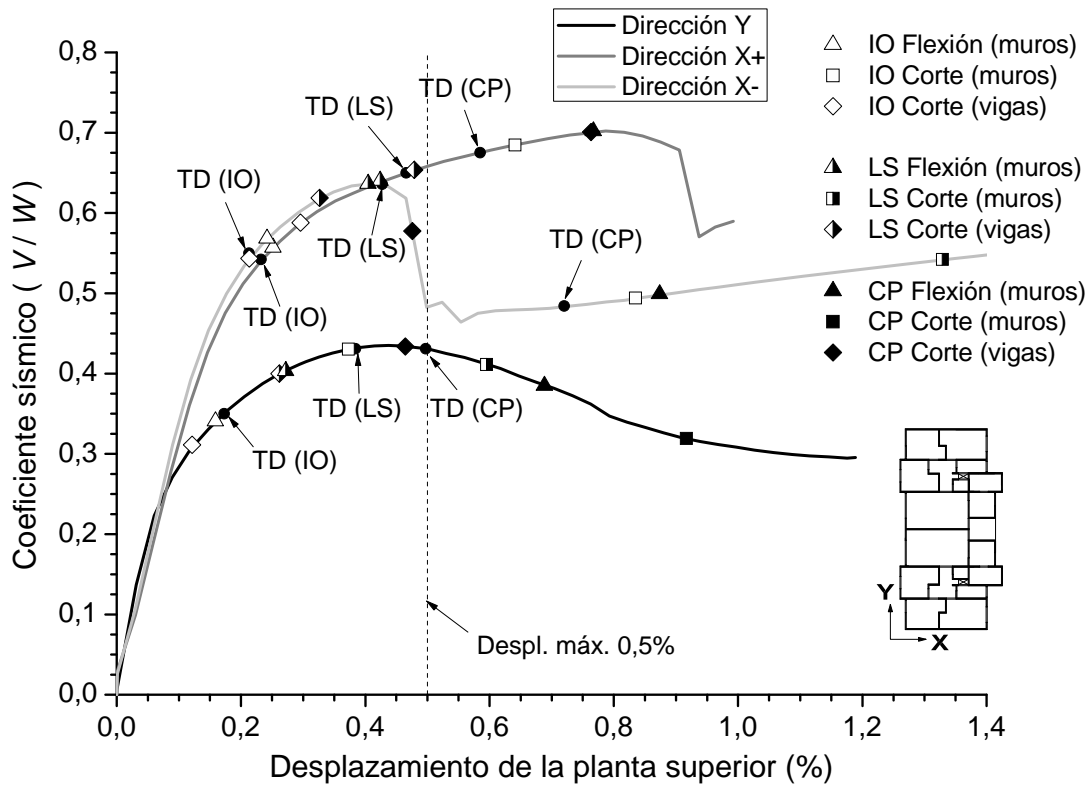


Figura 4.12 Curvas de capacidad del edificio C2 en las dos direcciones de análisis

### 4.3.3 Edificio L1

A continuación se describen y valoran los resultados de los análisis “push-over” del edificio L1 (básicamente, curvas de capacidad y desplazamientos objetivo) para cada dirección de análisis.

#### 4.3.3.1 Análisis push-over en dirección X+

La Figura 4.13 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L1 en dirección X+. En la Figura 4.13 (a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (2) IO, rotación en la base de muros en la rótula plástica; (3) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (4) resistencia a cortante del muro M12X'; (5) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (6) resistencia a cortante del muro M1X'; (7) resistencia a cortante del muro M1X; (8) resistencia a cortante del muro M3X'; (9) resistencia a cortante del muro M23X; (10) resistencia a cortante del muro M23X'; (11) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (12) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (13) resistencia a cortante del muro M13X; (14) resistencia a cortante del muro M13X'; (15) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (16) resistencia a cortante del muro M9Y; (17) resistencia a cortante del muro M9Y'; (18) resistencia a cortante del muro M11X'; (19) resistencia a cortante del muro M8Y; (20) resistencia a cortante del muro M8Y; (21) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (22) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (23) resistencia a cortante del muro M14Y; (24) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (25) resistencia a cortante del muro M16X; (26) resistencia a cortante del muro M16X'; (27) resistencia a cortante del muro M14Y'; (28) resistencia a cortante del muro M15X; (29) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (30) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (31) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (32) resistencia a cortante del muro M14X; (33) resistencia a cortante del muro M14X'; (34) deformación del hormigón en el

extremo de los muros de la base, en la rótula plástica, dirección Y; (35) resistencia a cortante del muro M17Y; (36) CP, distorsión de muros en todas las plantas; (37) resistencia a cortante del muro M8Y y (38) resistencia a cortante del muro M8Y’.

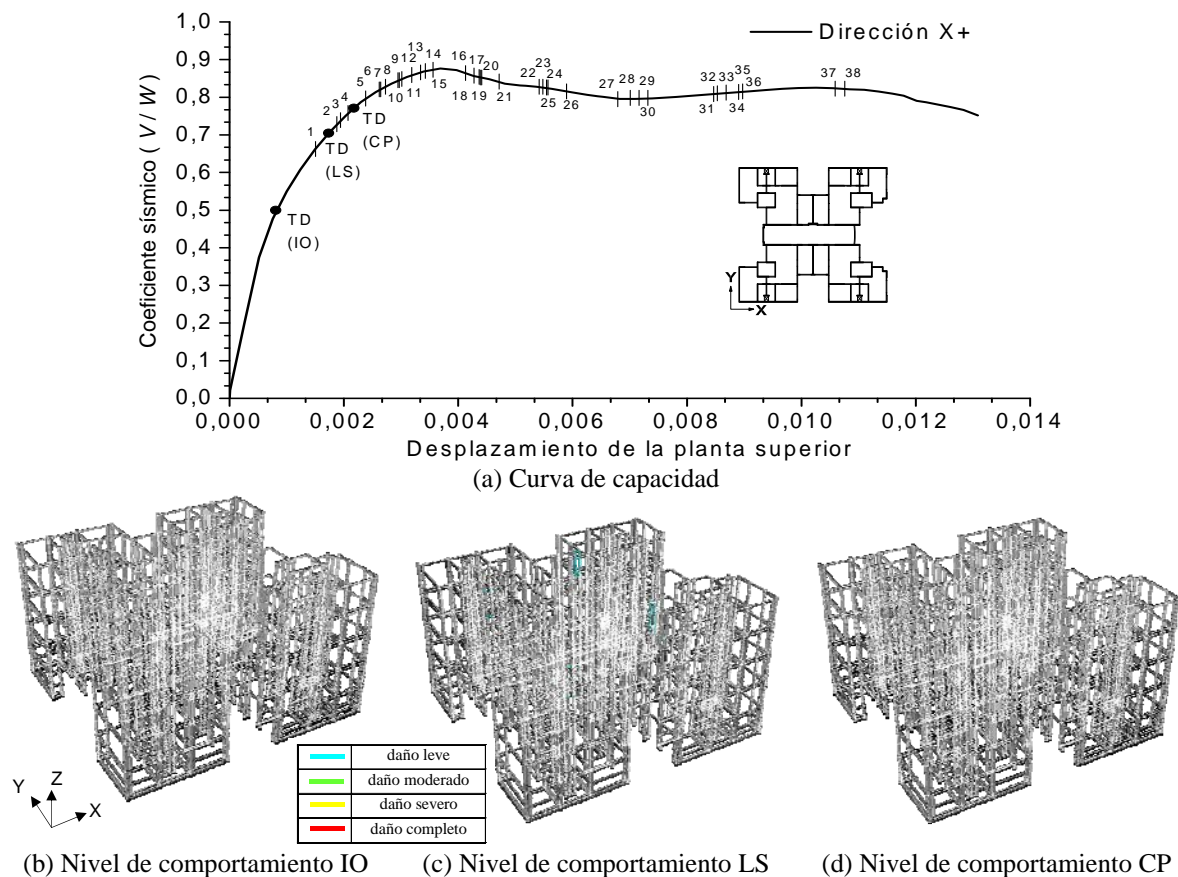


Figura 4.13 Resultados del análisis “push-over” del edificio L1 en dirección X+

Las Figuras 4.13(a) y 4.13(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

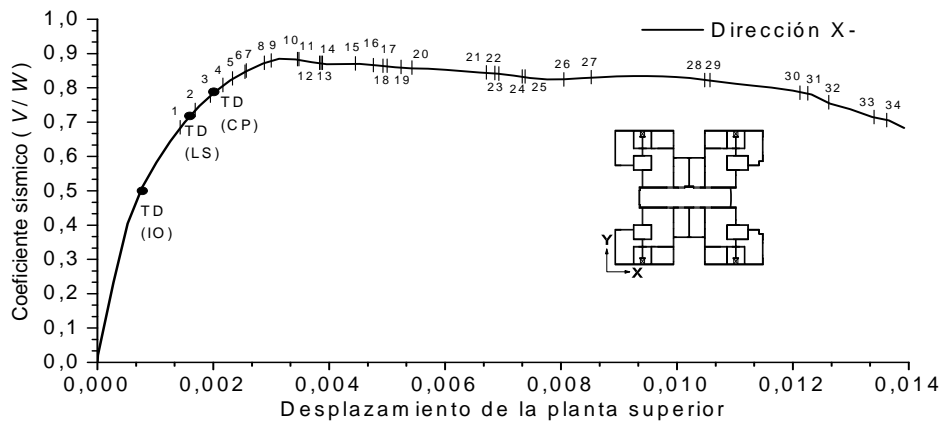
Las Figuras 4.13(a) y 4.13(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1,41%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales leves en la base de los muros.
- El desplazamiento máximo de entrepiso es 0,21%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a flexión en la base de los muros; sigue el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.

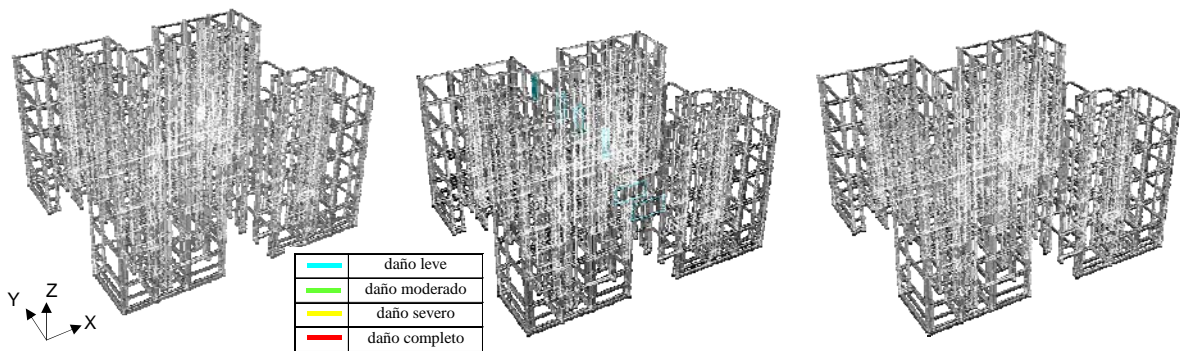
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior; en algunos muros situados entre el cuarto y el quinto nivel han alcanzado niveles de daño leve debido a las rotaciones de los muros.

Las Figuras 4.13(a) y 4.13(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1,82%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales moderados en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo de entrepiso es 0,26%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo por cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

(d) Nivel de comportamiento CP

**Figura 4.14** Resultados del análisis “push-over” del edificio L1 en dirección X-

#### 4.3.3.1 Análisis push-over en dirección X-

La Figura 4.14 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L1 en dirección X-. En la Figura 4.14(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (2) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (3) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (4) resistencia a cortante del muro M12X; (5) resistencia a cortante del muro M9Y; (6) resistencia a cortante del muro M3X'; (7) resistencia a cortante del muro M4X; (8) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (9) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (10) resistencia a cortante del muro M9Y; (11) resistencia a cortante del muro M9Y'; (12) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (13) resistencia a cortante del muro M8Y'; (14) resistencia a cortante del muro M8Y; (15) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (16) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (17) resistencia a cortante del muro M13X; (18) resistencia a cortante del muro M13X; (19) resistencia a cortante del muro M11X; (20) resistencia a cortante del muro M11X'; (21) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (22) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (23) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica, dir. X+; (24) resistencia a cortante del muro M15X'; (25) resistencia a cortante del muro M15X; (26) resistencia a cortante del muro M14Y'; (27) CP, distorsión de muros en todas las plantas; (28) resistencia a cortante del muro M8Y; (29) resistencia a cortante del muro M8Y'; (30) resistencia a cortante del muro M23X'; (31) resistencia a cortante del muro M14Y; (32) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (33) resistencia a cortante del muro M18X y (34) resistencia a cortante del muro M18X'.

Las Figuras 4.14(a) y 4.14(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

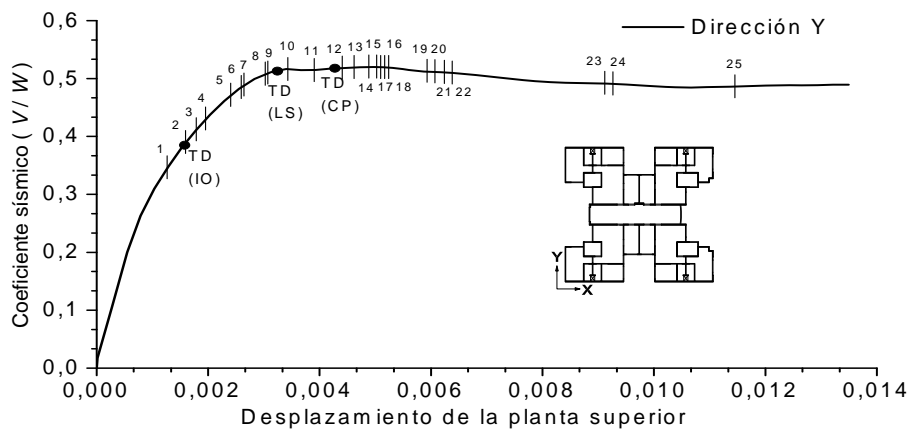
- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.14(a) y 4.14(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

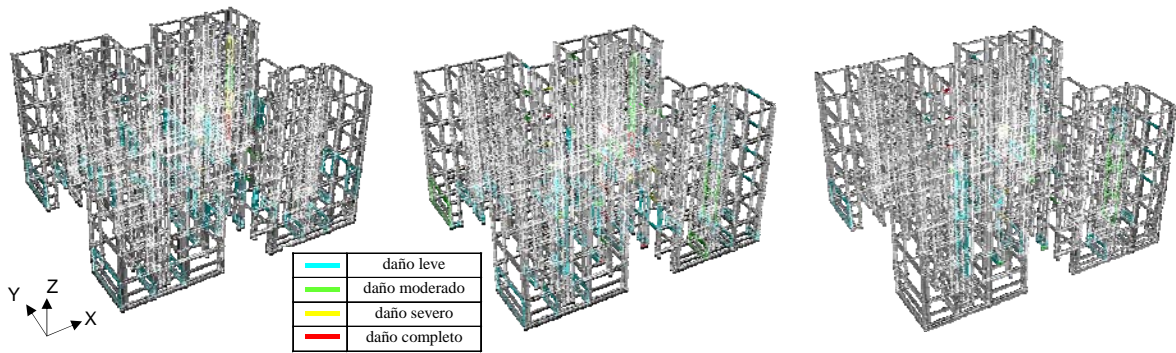
- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1,25%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales leves en la base de los muros.
- El desplazamiento máximo de entrepiso es 0,19%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior; en algunos muros situados entre el cuarto y el quinto nivel han alcanzado también niveles de daño leve debido a las rotaciones de los muros.

Las Figuras 4.14(a) y 4.14(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1,69%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños moderados en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo de entrepiso es 0,24%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

(d) Nivel de comportamiento CP

Figura 4.15 Resultados del análisis “push-over” del edificio L1 en dirección Y

#### 4.3.3.1 Análisis push-over en dirección Y

La Figura 4.15 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L1 en dirección Y. En la Figura 4.15(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (2) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (3) resistencia a cortante del muro M13Y; (4) resistencia a cortante del muro M5Y; (5) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (6) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (7) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (8) resistencia a cortante del muro M9Y; (9) resistencia a cortante del muro M9Y'; (10) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (11) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (12)

desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (13) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (14) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (15) resistencia a cortante del muro M14Y'; (16) resistencia a cortante del muro M14Y; (17) resistencia a cortante del muro M15X; (18) resistencia a cortante del muro M15X'; (19) CP, distorsión de muros en todas las plantas; (20) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (21) resistencia a cortante del muro M1Y; (22) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica, dirección Y; (23) resistencia a cortante del muro M4Y; (24) resistencia a cortante del muro M4Y' y (25) resistencia a cortante del muro M15Y.

Las Figuras 4.15(a) y 4.15(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.15(a) y 4.15(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1,93%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo de entrepiso es 0,37%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- La tensión tangencial máxima excede en un 18% a la resistencia.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior; en algunos muros situados entre el primer y el segundo nivel han alcanzado niveles de daño completo debido a las rotaciones de los muros.

Las Figuras 4.15(a) y 4.15(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 2,86%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento y daños globales severos en muros.
- El desplazamiento máximo de entrepiso es 0,49%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a cortante en la base de los muros y posteriormente el fallo a flexión en la base de los muros.
- La tensión tangencial máxima excede en un 18% a la resistencia.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en



la planta inferior; en algunos muros situados entre el primer y el segundo nivel han alcanzado también niveles de daño leve debido a las rotaciones de los muros.

#### 4.3.3.2 Representación conjunta de las curvas de capacidad en ambas direcciones

En este subapartado se presenta de manera conjunta los resultados de los análisis push-over para cada dirección de análisis. La Figura 4.16 muestra las curvas de capacidad y desplazamientos objetivo del edificio L1 en las dos direcciones.

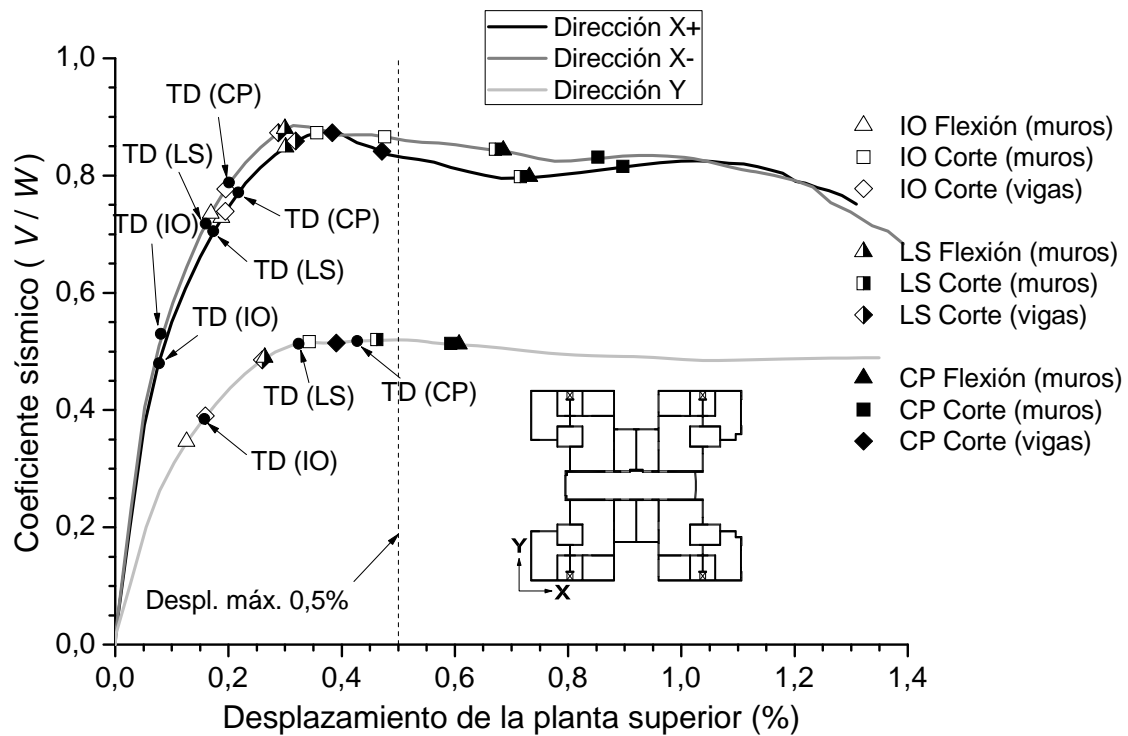


Figura 4.16 Curvas de capacidad del edificio L1 en las dos direcciones de análisis

La Tabla 4.5 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L1 para los desplazamientos objetivo. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3.

Tabla 4.5 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L1 para los desplazamientos objetivo (TD) en cada dirección

Valor límite	Dirección X+	Dirección X-	Dirección Y
Despl. máx. entre pta.	41,34	38,13	73,99
Def. acero inf.	140,70	124,80	193,30
Def. acero sup.	43,04	39,22	74,00
Def. horm. inf.	26,43	25,15	49,33
Def. horm. sup.	15,60	14,77	22,15

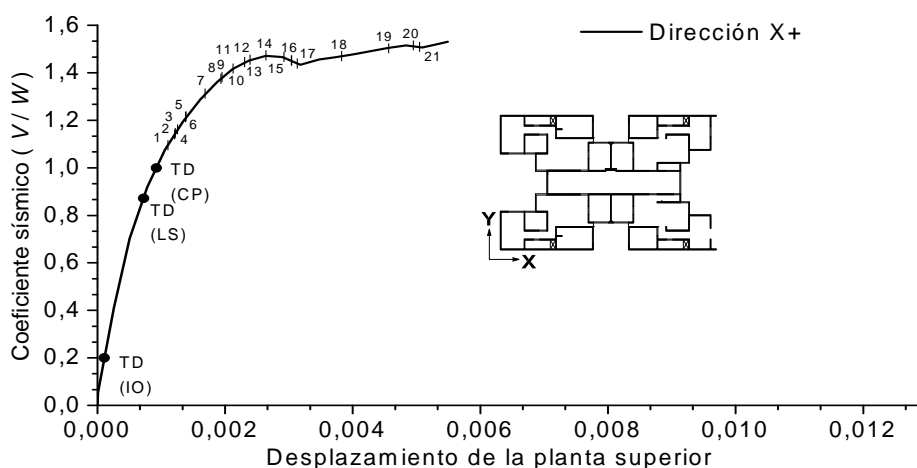
#### 4.3.4 Edificio L2

A continuación se describen y valoran los resultados de los análisis “push-over” del edificio L2 (básicamente, curvas de capacidad y desplazamientos objetivo) para cada dirección de análisis.

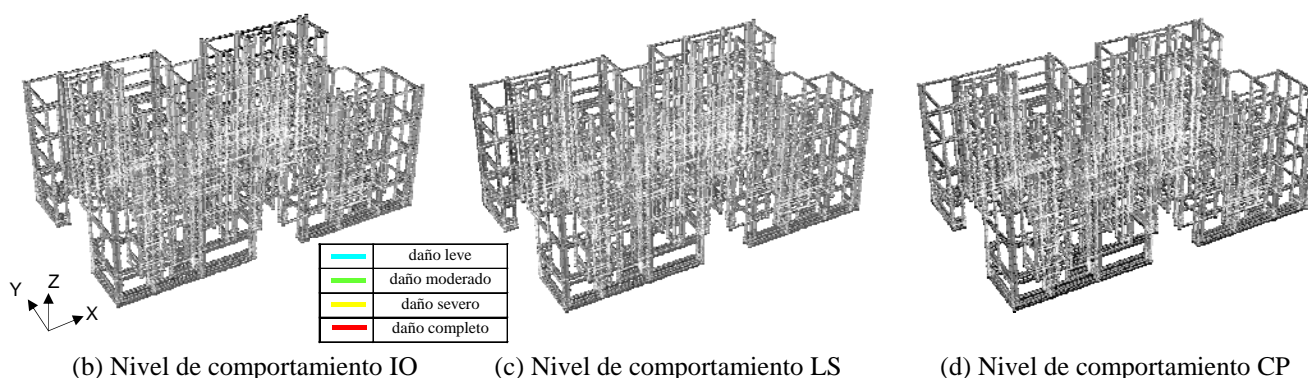


### 4.3.4.1 Análisis push-over en dirección X+

La Figura 4.17 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L2 en dirección X+. En la Figura 4.17(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) resistencia a cortante del muro M9X; (3) resistencia a cortante del muro M9X'; (4) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (5) resistencia a cortante del muro M15X; (6) resistencia a cortante del muro M15X'; (7) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (8) resistencia a cortante del muro M20X'; (9) resistencia a cortante del muro M20X; (10) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (11) resistencia a cortante del muro M1X; (12) resistencia a cortante del muro M1X'; (13) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (14) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (15) resistencia a cortante del muro M10X; (16) resistencia a cortante del muro M10X'; (17) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (18) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (19) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (20) CP, distorsión de muros en todas las plantas y (21) resistencia a cortante del muro M19X.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

(d) Nivel de comportamiento CP

**Figura 4.17** Resultados del análisis “push-over” del edificio L2 en dirección X+

Las Figuras 4.17(a) y 4.17(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.17(a) y 4.17(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,41%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales leves en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,08%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.

Las Figuras 4.17(a) y 4.17(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

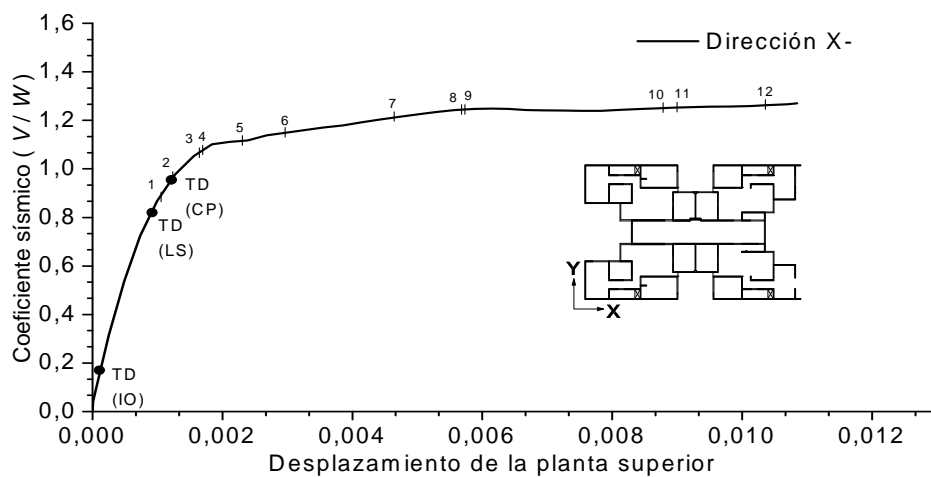
- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,65%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales leves en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,11%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a cortante en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.

#### 4.3.4.2 Análisis push-over en dirección X-

La Figura 4.18 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L2 en dirección X-. En la Figura 4.18(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (3) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (4) IO, rotación en la base de muros; en la rótula plástica; (5) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (6) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (7) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (8) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (9) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (10) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (11) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica, dir. Y y (12) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica, dir. X.

Las Figuras 4.18(a) y 4.18(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.



(a) Curva de capacidad

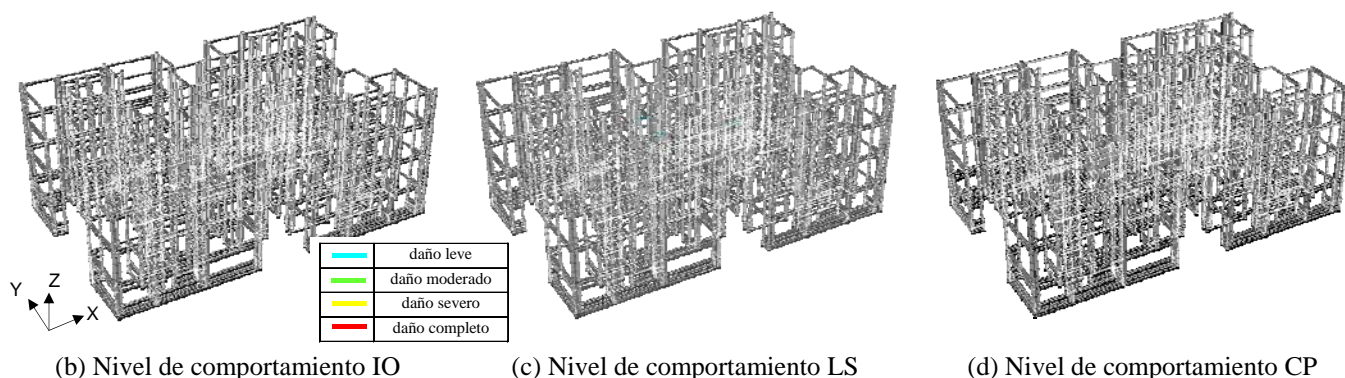


Figura 4.18 Resultados del análisis “push-over” del edificio L2 en dirección X-

Las Figuras 4.18(a) y 4.18(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

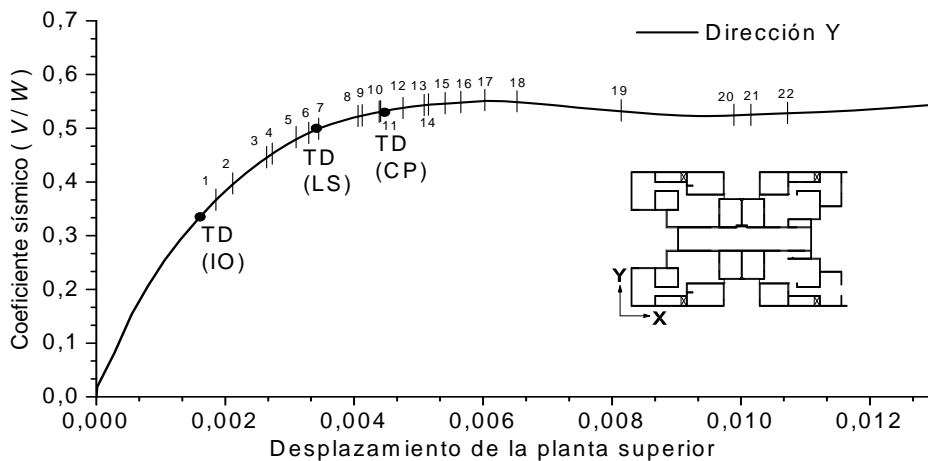
- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,60%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales leves en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,11%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.

Las Figuras 4.18(a) y 4.18(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

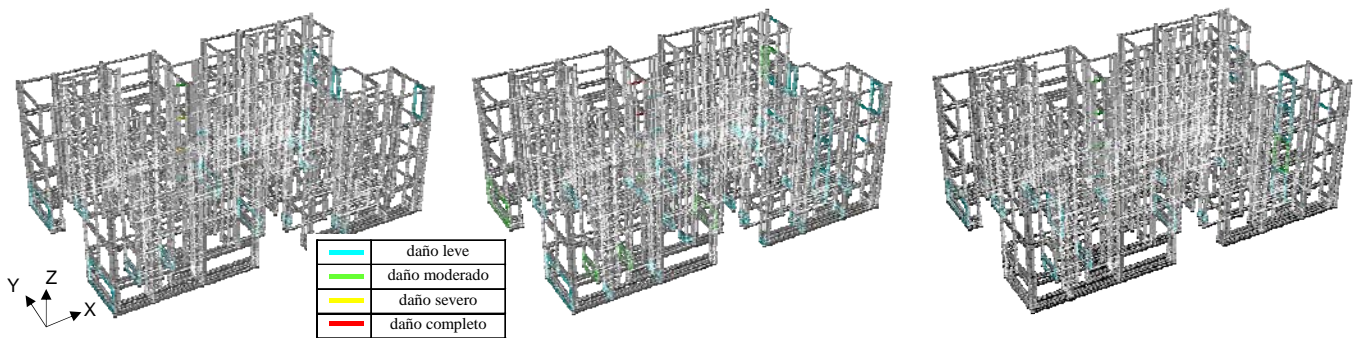
- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de

comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1%, el cual es igual al valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales moderados en vigas de acoplamiento y leves en muros.

- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,14%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

(d) Nivel de comportamiento CP

Figura 4.19 Resultados del análisis “push-over” del edificio L2 en dirección Y

#### 4.3.4.1 Análisis push-over en dirección Y

La Figura 4.19 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L2 en dirección Y. En la Figura 4.19(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) resistencia a cortante del muro M18Y; (3) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (4) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (5) resistencia a cortante del muro M5Y; (6) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (7) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica, dir. Y; (8) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (9) resistencia a cortante del muro M16Y; (10) resistencia a cortante del muro M1Y; (11) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (12) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (13) LS,

distorsión de muros en todas las plantas; (14) resistencia a cortante del muro M9X; (15) resistencia a cortante del muro M16Y; (16) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (17) CP, distorsión de muros en todas las plantas; (18) resistencia a cortante del muro M15Y'; (19) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (20) resistencia a cortante del muro M10Y'; (21) resistencia a cortante del muro M15Y y (22) resistencia a cortante del muro M16X'.

Las Figuras 4.19(a) y 4.19(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.19(a) y 4.19(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1,68%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y moderados en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,40%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Algunos muros alcanzaron la deformación a compresión del hormigón correspondiente al valor de la tensión máxima del diagrama tensión-deformación, por lo que podría presentarse problemas de inestabilidad en dichos muros.
- La tensión tangencial máxima excede en un 18% a la resistencia.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves y moderados en la planta inferior; en algunos muros situados entre el tercer y el cuarto nivel han alcanzado niveles de daño moderado debido a las rotaciones de los muros.

Las Figuras 4.19(a) y 4.19(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 2,47%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales severos en las vigas de acoplamiento y moderado en los muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,51%, superior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Algunos muros alcanzaron la deformación a compresión del hormigón correspondiente al valor de la tensión máxima del diagrama tensión-deformación, por lo que podría presentarse problemas de inestabilidad en dichos muros.
- La tensión tangencial máxima excede en un 18% a la resistencia.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a cortante en la base de los muros y posteriormente el fallo a flexión en la base de los muros.

- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves y moderados en la planta inferior; en algunos muros situados entre el primer y el segundo nivel han alcanzado niveles de daño moderado debido a las rotaciones de los muros.

#### 4.3.4.2 Representación conjunta de las curvas de capacidad en ambas direcciones

En este subapartado se presenta de manera conjunta los resultados de los análisis push-over para cada dirección de análisis. La Figura 4.20 muestra las curvas de capacidad y desplazamientos objetivo del edificio L2 en las dos direcciones.

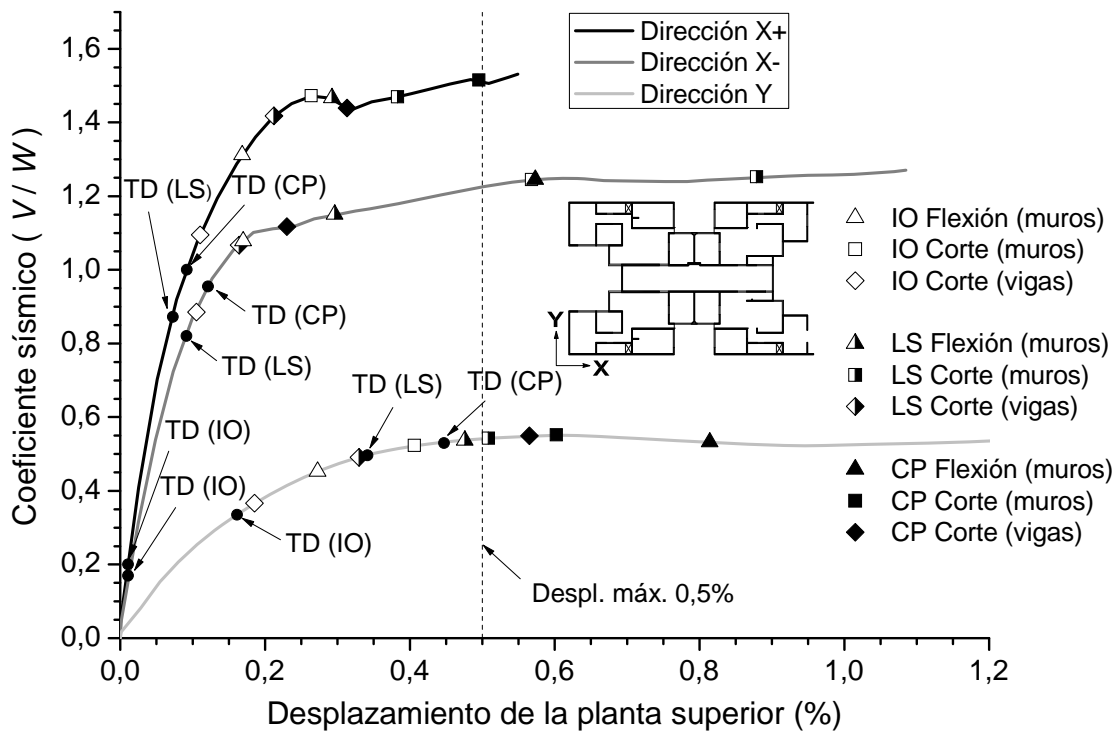


Figura 4.20 Curvas de capacidad del edificio L2 en las dos direcciones de análisis

Tabla 4.6 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L2 para los desplazamientos objetivo (TD) en cada dirección

Valor límite	Dirección X+	Dirección X-	Dirección Y
Despl. máx. entre pta.	16,99	21,90	79,09
Def. acero inf.	40,96	60,03	168,00
Def. acero sup.	28,69	37,00	46,51
Def. horm. inf.	14,16	15,48	104,80
Def. horm. sup.	7,55	8,31	11,81

La Tabla 4.6 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L2 para los desplazamientos objetivo. Los valores de los parámetros considerados se describen en el subapartado 4.2.3.

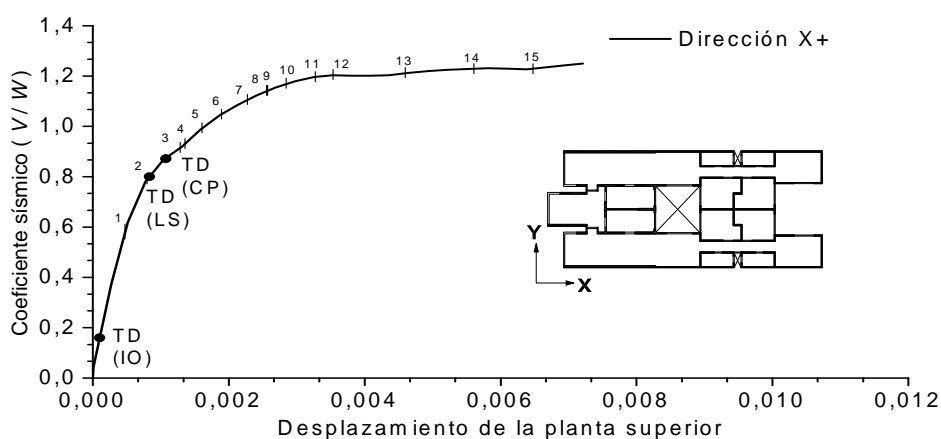
#### 4.3.5 Edificio L3

A continuación se describen y valoran los resultados de los análisis “push-over” del edificio L3 (básicamente, curvas de capacidad y desplazamientos objetivo) para cada dirección de análisis.

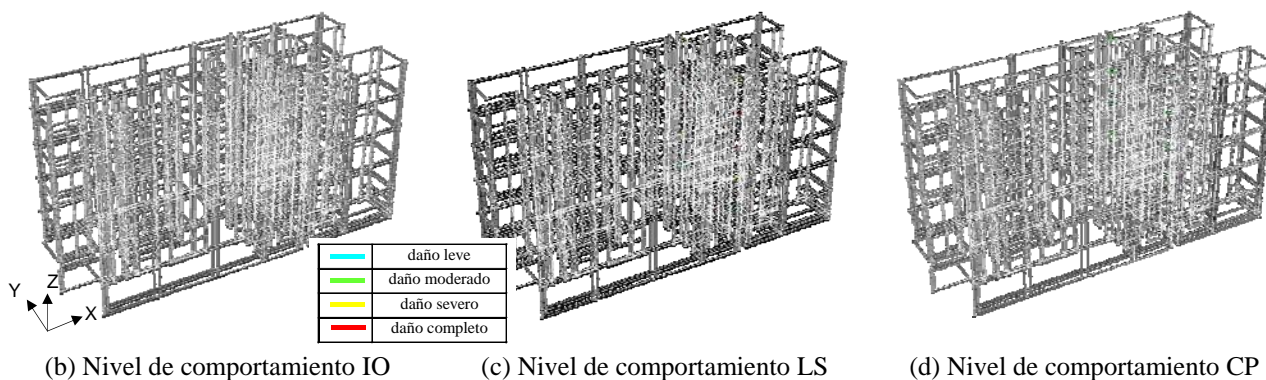


### 4.3.5.1 Análisis push-over en dirección X+

La Figura 4.21 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L3 en dirección X+. En la Figura 4.21(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (3) resistencia a cortante del muro M15X; (4) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (5) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (6) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base (1%), en la rótula plástica; (7) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (8) resistencia a cortante del muro M10X'; (9) resistencia a cortante del muro M10X; (10) resistencia a cortante del muro M19X; (11) resistencia a cortante del muro M18X; (12) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (13) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (14) IO, distorsión de muros en todas las plantas y (15) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica, dir. X+.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

(d) Nivel de comportamiento CP

**Figura 4.21** Resultados del análisis “push-over” del edificio L3 en dirección X+

Las Figuras 4.21(a) y 4.21(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.21(a) y 4.21(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,32%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales moderados en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,1%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.

Las Figuras 4.21(a) y 4.21(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,41%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,12%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.

#### 4.3.5.2 Análisis push-over en dirección X-

La Figura 4.22 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L3 en dirección X-. En la Figura 4.22(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (3) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (4) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (5) resistencia a cortante del muro M15X'; (6) deformación del acero en el extremo de los muros de la base (1%), región de rótula plástica y (7) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica.

Las Figuras 4.22(a) y 4.22(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.22(a) y 4.22(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

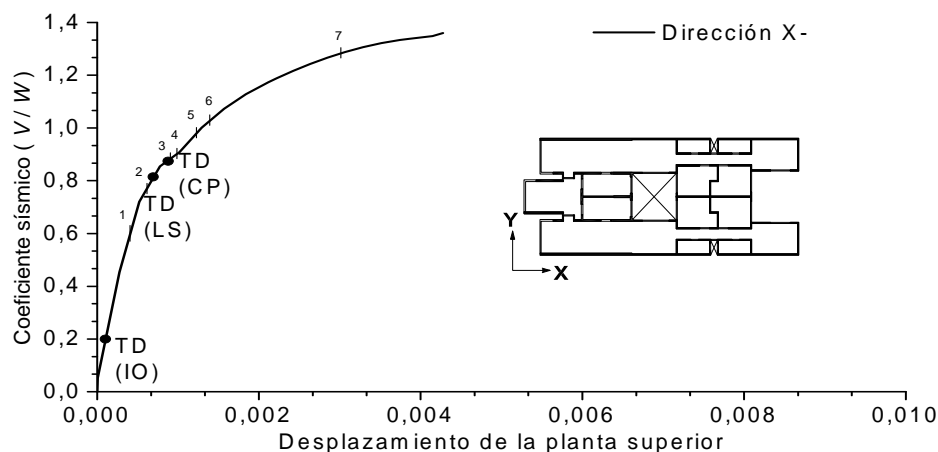
- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de



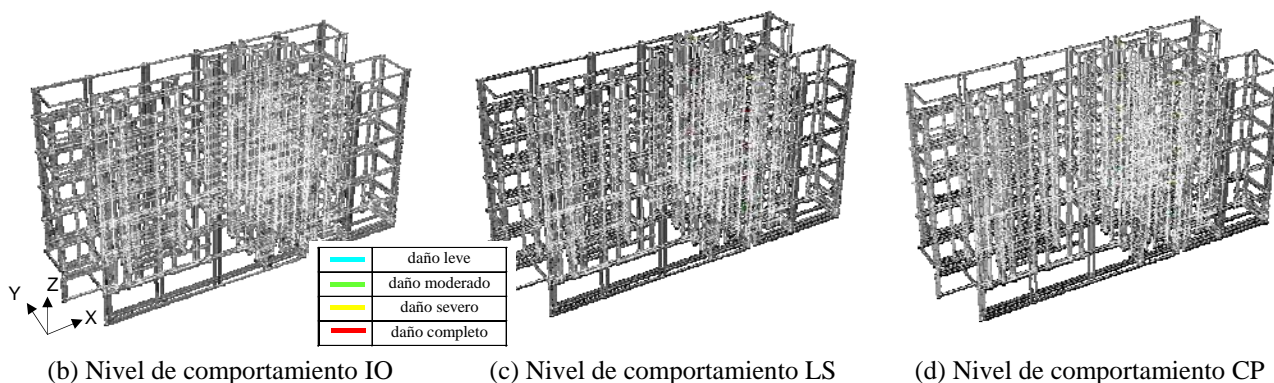
0,26%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales moderados en vigas de acoplamiento y leves en muros.

- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,1%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.

Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

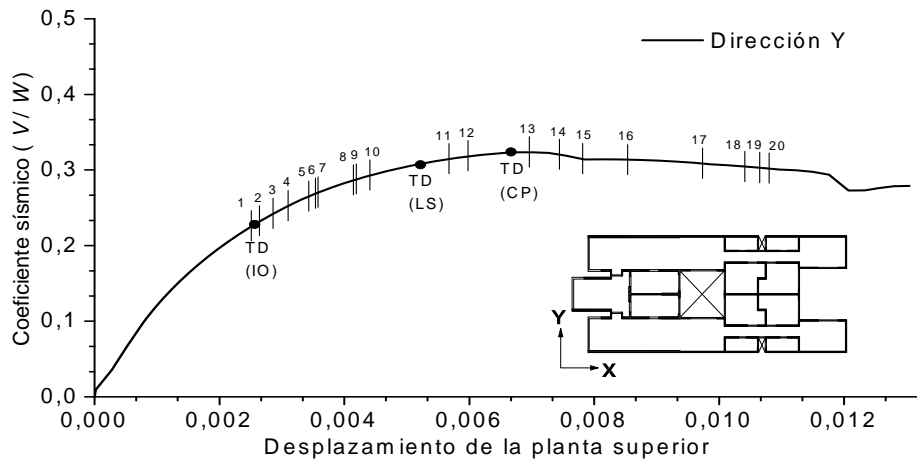
(d) Nivel de comportamiento CP

**Figura 4.22** Resultados del análisis “push-over” del edificio L3 en dirección X–

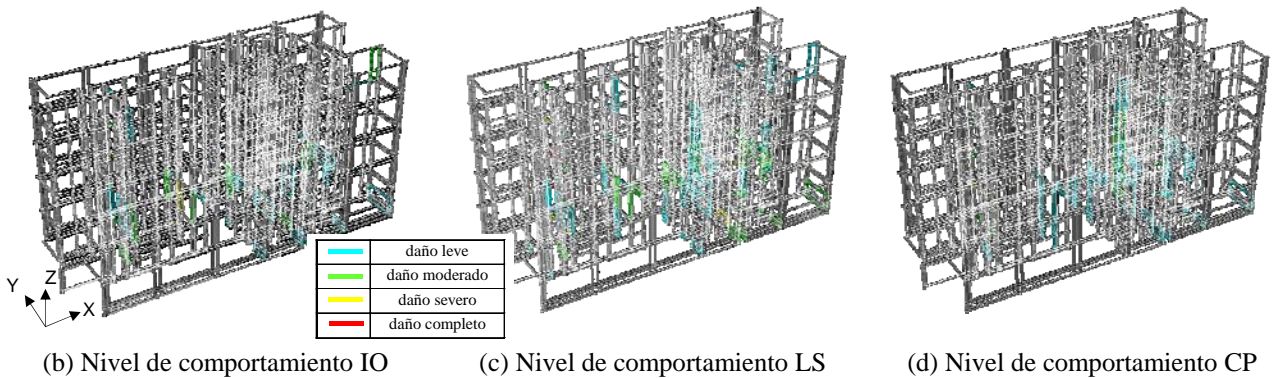
Las Figuras 4.22(a) y 4.22(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,40%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños severos en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,1%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento.

- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

(d) Nivel de comportamiento CP

Figura 4.23 Resultados del análisis “push-over” del edificio L3 en dirección Y

#### 4.3.5.1 Análisis push-over en dirección Y

La Figura 4.23 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L3 en dirección Y. En la Figura 4.23(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (3) resistencia a cortante del muro M9X; (4) resistencia a cortante del muro M13Y; (5) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (6) resistencia a cortante del muro M17X; (7) resistencia a cortante del muro M11Y; (8) resistencia a cortante del muro M16Y; (9) desplazamiento máximo de entrepiso (0,5%), dir. Y; (10) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (11) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (12) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (13) resistencia a cortante del muro M8Y; (14) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (15) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (16) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica, dir. Y; (17) CP, distorsión de muros en todas las plantas; (18) resistencia a cortante del muro M15X; (19) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores y (20) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica.

Las Figuras 4.23(a) y 4.23(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.23(a) y 4.23(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 1,75%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y moderados en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,62%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- La tensión tangencial máxima excede en un 19% a la resistencia.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves y moderados en la planta inferior; en algunos muros situados entre el primer y el segundo nivel han alcanzado niveles de daño moderado debido a las rotaciones de los muros.

Las Figuras 4.23(a) y 4.23(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 2,27%, el cual excede el valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,78%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- La tensión tangencial máxima excede en un 25% a la resistencia.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a cortante en la base de los muros y posteriormente el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño moderado y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior; en algunos muros situados entre el primer y el segundo nivel han alcanzado niveles de daño moderado debido a las rotaciones de los muros.

#### **4.3.5.2 Representación conjunta de las curvas de capacidad en ambas direcciones**

En este subapartado se presenta de manera conjunta los resultados de los análisis push-over para cada dirección de análisis. La Figura 4.24 muestra las curvas de capacidad y desplazamientos objetivo del edificio L3 en las dos direcciones.

La Tabla 4.7 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L3 para los desplazamientos objetivo. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3.

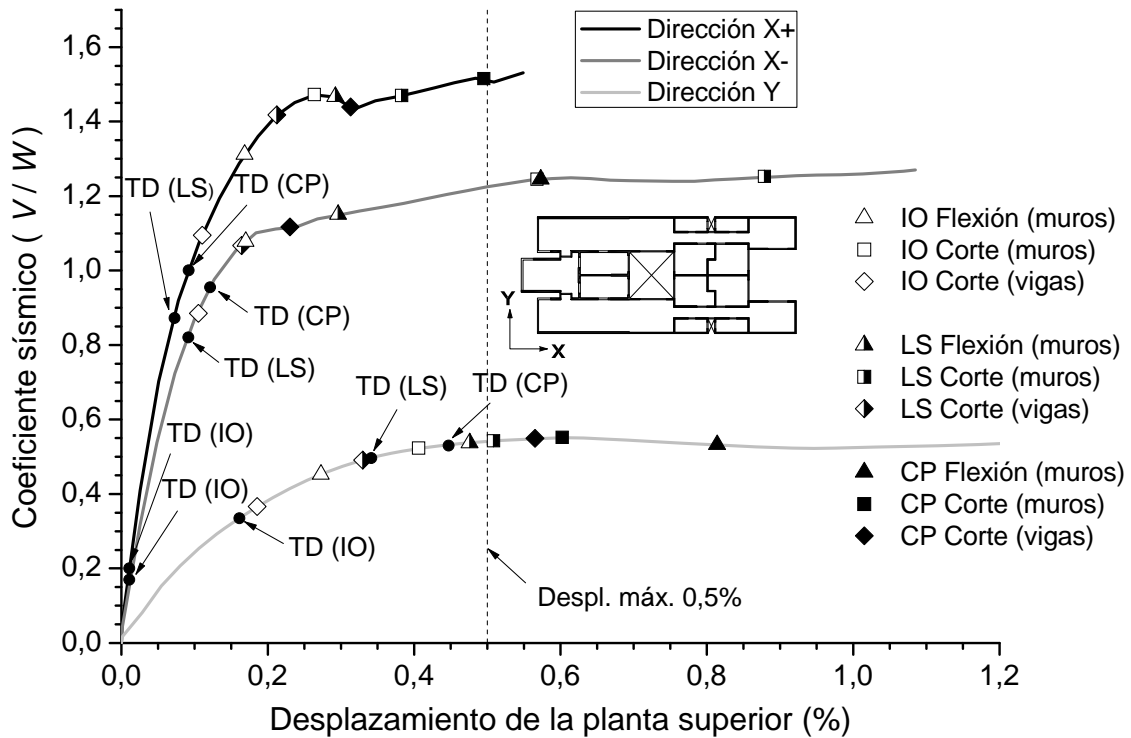


Figura 4.24 Curvas de capacidad del edificio L3 en las dos direcciones de análisis

Tabla 4.7 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L3 para los desplazamientos objetivo (TD) en cada dirección

Valor límite	Dirección X+	Dirección X-	Dirección Y
Despl. máx. entre pta.	19,63	16,42	123,70
Def. acero inf.	31,74	26,01	175,30
Def. acero sup.	49,09	40,69	67,11
Def. horm. inf.	17,35	18,46	60,82
Def. horm. sup.	6,28	11,33	15,94

### 4.3.6 Edificio L4

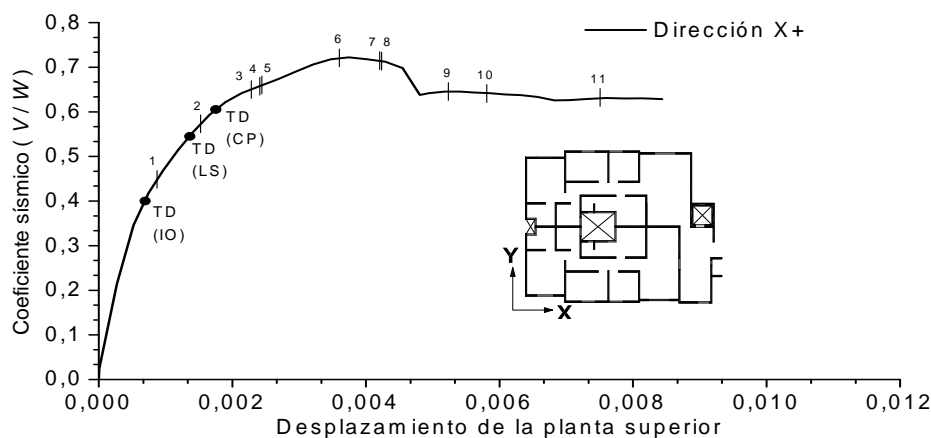
A continuación se describen y valoran los resultados de los análisis “push-over” del edificio L4 (básicamente, curvas de capacidad y desplazamientos objetivo) para cada dirección de análisis.

#### 4.3.6.1 Análisis push-over en dirección X+

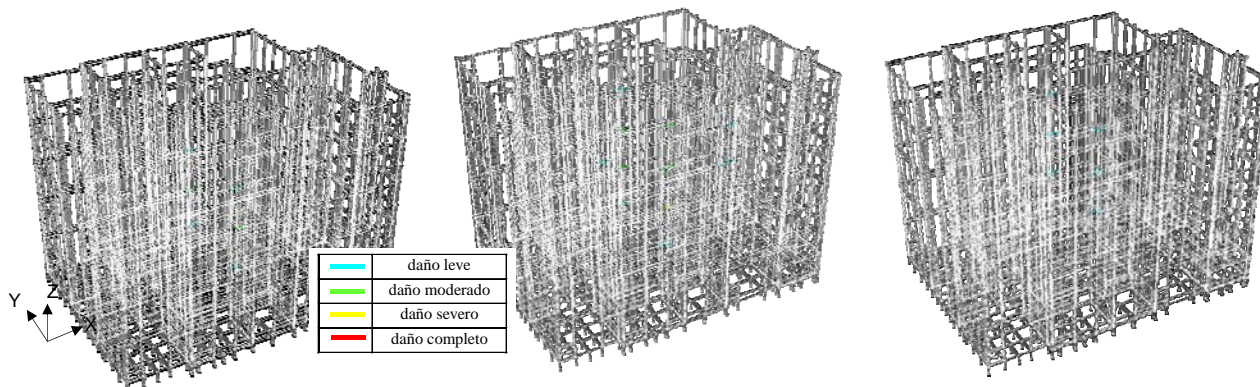
La Figura 4.25 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L4 en dirección X+. En la Figura 4.26(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (3) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (4) resistencia a cortante del muro M1X; (5) deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (6) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (7) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (8) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros, en la rótula plástica; (9) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (10) rotación en la base de muros, en la rótula plástica y (11) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica, dir. X.

Las Figuras 4.25(a) y 4.25(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

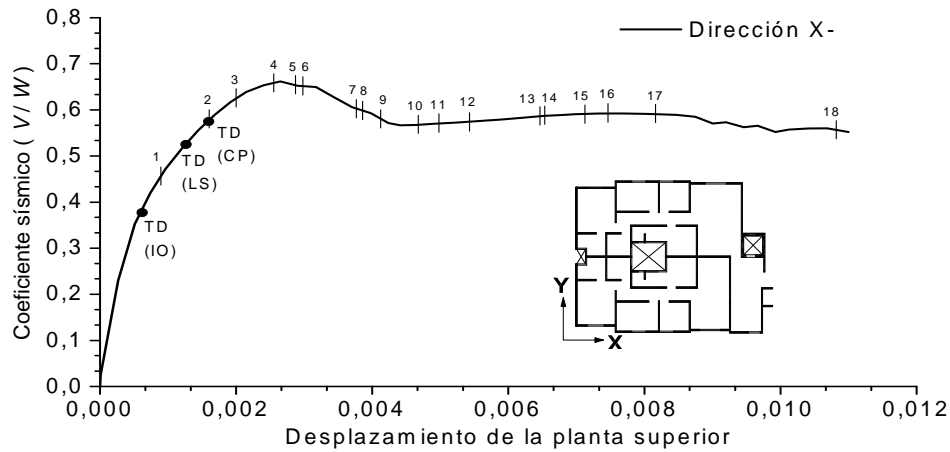
(d) Nivel de comportamiento CP

**Figura 4.25** Resultados del análisis “push-over” del edificio L4 en dirección X+

Las Figuras 4.25(a) y 4.25(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,34%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales moderados en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,17%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño severo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.





(a) Curva de capacidad

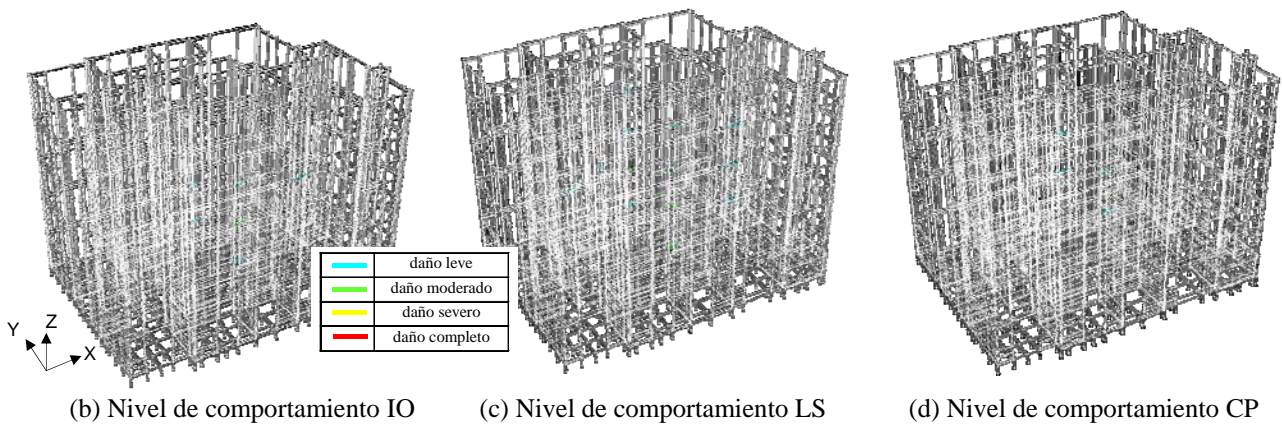


Figura 4.26 Resultados del análisis “push-over” del edificio L4 en dirección X-

Las Figuras 4.25(a) y 4.25(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,43%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,22%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.

#### 4.3.6.1 Análisis push-over en dirección X-

La Figura 4.26 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L4 en dirección X-. En la Figura 4.26(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (3) IO, rotación en la base de muros, en la

rótula plástica; (4) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (5) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (6) resistencia a cortante del muro 1X; (7) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (8) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (9) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (10) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (11) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (12) CP, distorsión de muros en todas las plantas; (13) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (14) resistencia a cortante del muro M6X; (15) resistencia a cortante del muro M8X; (16) resistencia a cortante del muro M32X; (17) resistencia a cortante del muro M20X y (28) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica.

Las Figuras 4.26(a) y 4.26(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.26(a) y 4.26(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

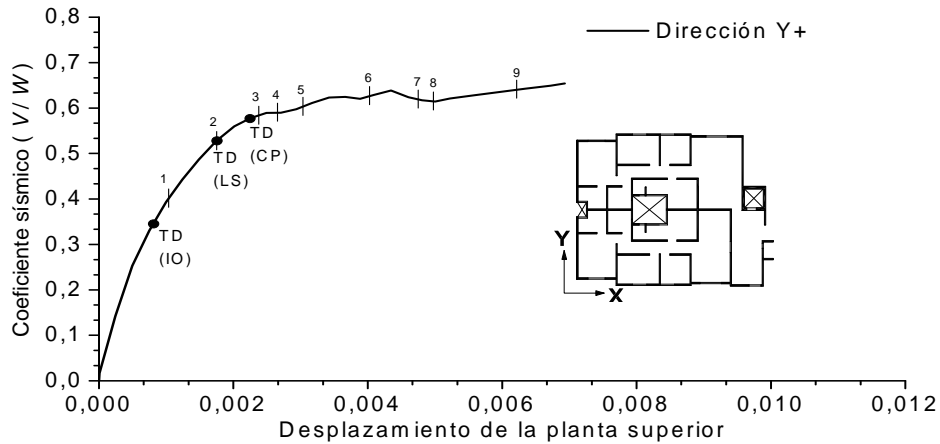
- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,29%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales moderados en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,16%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño moderado y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.

Las Figuras 4.26(a) y 4.26(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

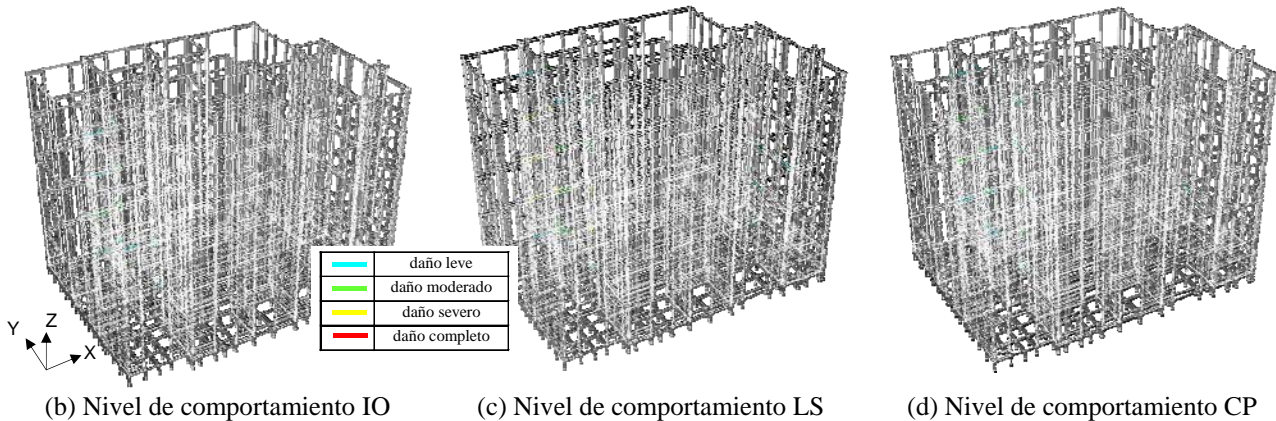
- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,35%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. Por tanto, se observan daños globales moderados en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,20%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a cortante en la base de los muros y posteriormente el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado también daños leves en la planta inferior.

#### 4.3.6.2 Análisis push-over en dirección Y+

La Figura 4.27 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L4 en dirección Y+. En la Figura 4.27(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (3) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (4) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (5) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (6) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (7) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (8) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica y (9) LS: Distorsión de muros en todas las plantas.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

(d) Nivel de comportamiento CP

**Figura 4.27** Resultados del análisis “push-over” del edificio L4 en dirección Y+

Las Figuras 4.27(a) y 4.27(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

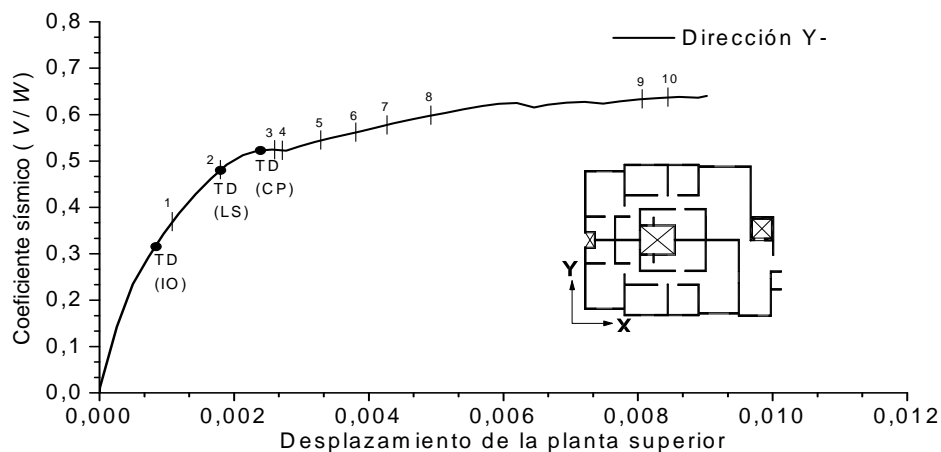
Las Figuras 4.27(a) y 4.27(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma

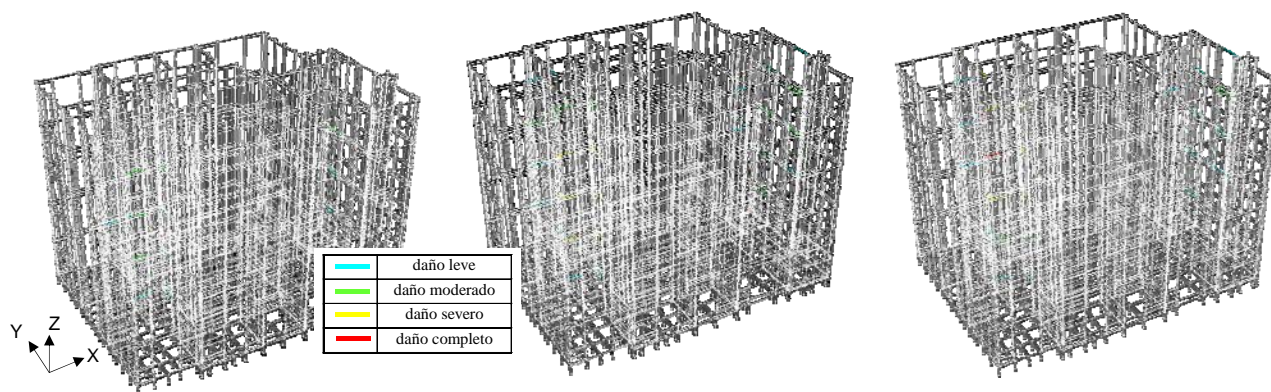


mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,51%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. No obstante, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y leves en muros.

- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,21%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño severo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

(d) Nivel de comportamiento CP

**Figura 4.28** Resultados del análisis “push-over” del edificio L4 en dirección Y-

Las Figuras 4.27(a) y 4.27(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,72%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. No obstante, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,27%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.

- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño moderado y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.

#### 4.3.6.3 Análisis push-over en dirección Y–

La Figura 4.28 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L4 en dirección Y–. En la Figura 4.28(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (3) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (4) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (5) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (6) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (7) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (8) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (9) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica y (10) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica.

Las Figuras 4.28(a) y 4.28(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.28(a) y 4.28(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,47%, el cual es inferior el valor máximo de 1%. No obstante, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,22%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.

Las Figuras 4.28(a) y 4.28(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,70%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. No obstante, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,30%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.

- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.

#### 4.3.6.4 Representación conjunta de las curvas de capacidad en ambas direcciones

En este subapartado se presenta de manera conjunta los resultados de los análisis push-over para cada dirección de análisis. La Figura 4.29 muestra las curvas de capacidad y desplazamientos objetivo del edificio L4 en las dos direcciones.

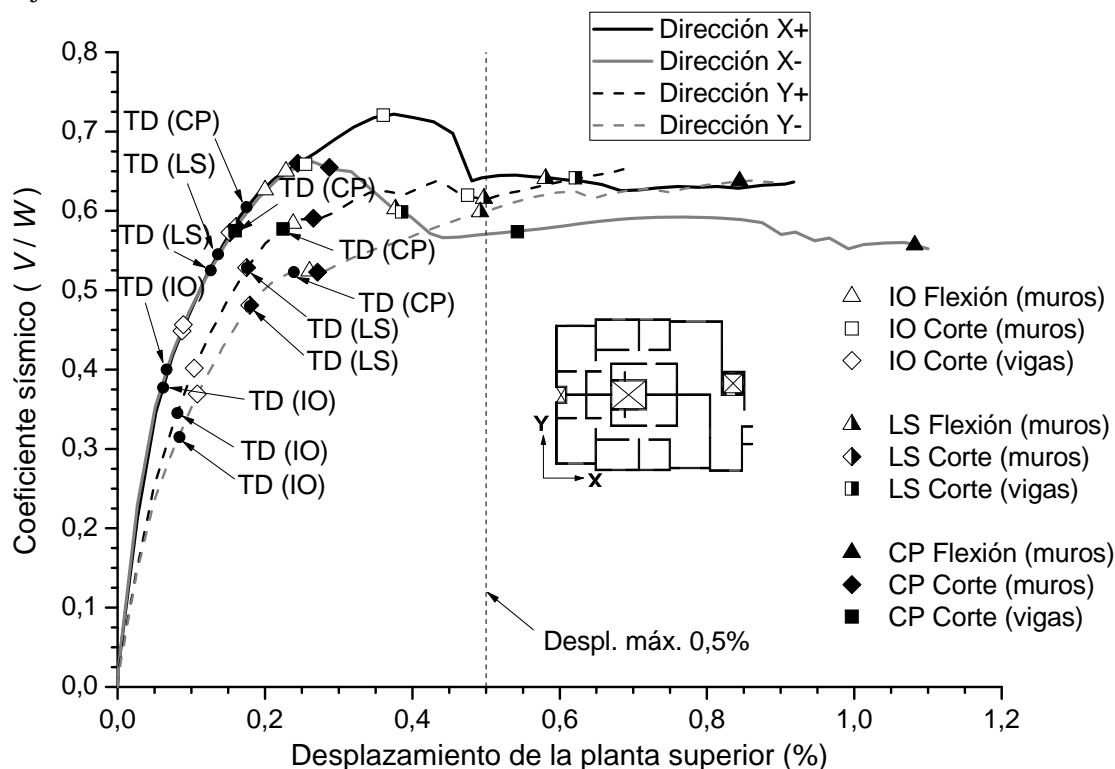


Figura 4.29 Curvas de capacidad del edificio L4 en las dos direcciones de análisis

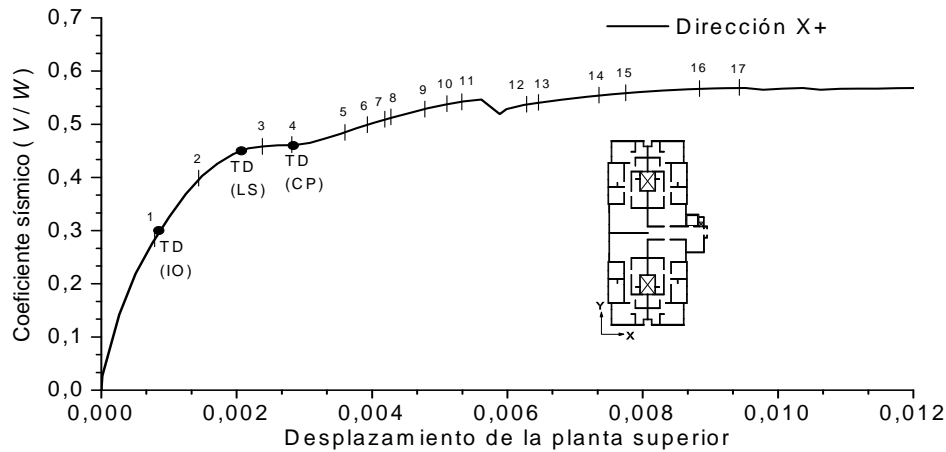
La Tabla 4.8 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L4 para los desplazamientos objetivo. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3.

Tabla 4.8 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L4 para los desplazamientos objetivo (TD) en cada dirección

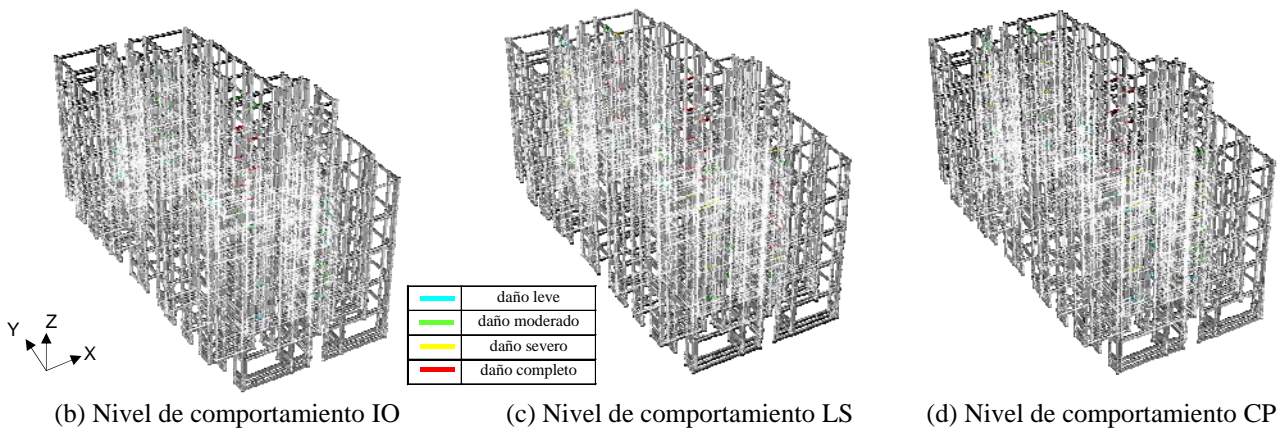
Valor límite	Dirección	Dirección	Dirección	Dirección
	X+	X-	Y+	Y-
Despl. máx. entre pta.	34,17	31,71	42,09	44,92
Def. acero inf.	33,56	29,17	50,57	47,25
Def. acero sup.	36,91	28,36	42,45	48,36
Def. horm. inf.	28,86	27,27	19,19	11,81
Def. horm.sup.	7,72	10,09	11,81	8,49

#### 4.3.7 Edificio L5

A continuación se describen y valoran los resultados de los análisis “push-over” del edificio L5 (básicamente, curvas de capacidad y desplazamientos objetivo) para cada dirección de análisis.



(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

(d) Nivel de comportamiento CP

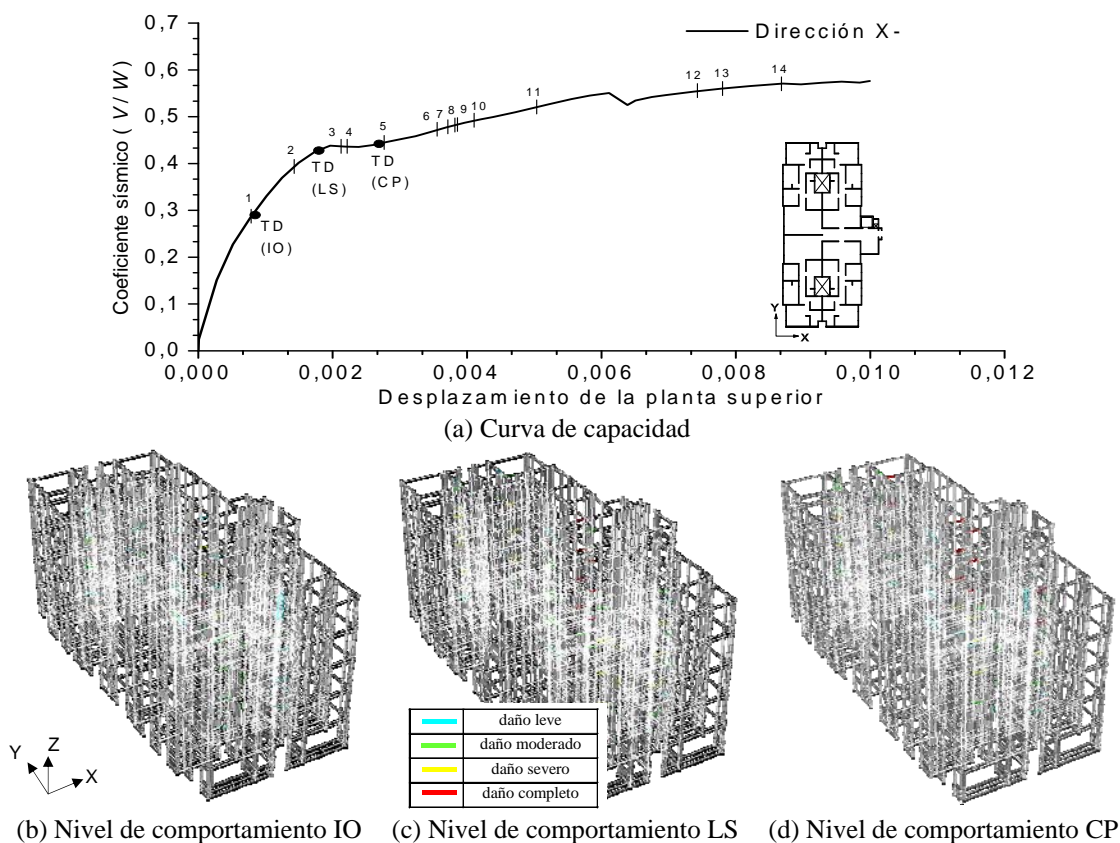
**Figura 4.30** Resultados del análisis “push-over” del edificio L5 en dirección X+

#### 4.3.7.1 Análisis push-over en dirección X+

La Figura 4.30 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L5 en dirección X+. En la Figura 4.30(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (3) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (4) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (5) resistencia a cortante del muro M22X; (6) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (7) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (8) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (9) resistencia a cortante del muro M18X; (10) resistencia a cortante del muro M15X; (11) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (12) resistencia a cortante del muro M23X; (13) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (14) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (15) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (16) CP, distorsión de muros en todas las plantas y (17) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica.

Las Figuras 4.30(a) y 4.30(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.



**Figura 4.31** Resultados del análisis “push-over” del edificio L5 en dirección X-

Las Figuras 4.30(a) y 4.30(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,42%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. No obstante, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,26%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.

Las Figuras 4.30(a) y 4.30(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,56%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. No

obstante, se observan el fallo a cortante en vigas de acoplamiento y daños globales moderados en muros.

- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,36%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a cortante en la base de los muros y posteriormente el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.

#### 4.3.7.2 Análisis push-over en dirección X-

La Figura 4.31 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L5 en dirección X-. En la Figura 4.31(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (3) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (4) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (5) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (6) IO, distorsión de muros en todas las plantas; (7) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (8) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (9) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (10) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (11) LS, distorsión de muros en todas las plantas; (12) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (13) resistencia a cortante del muro M20X y (14) CP, distorsión de muros en todas las plantas.

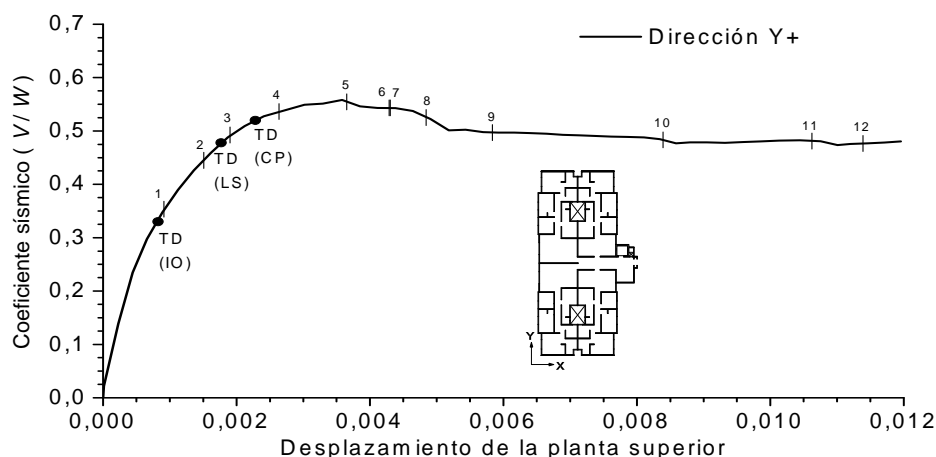
Las Figuras 4.31(a) y 4.31(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

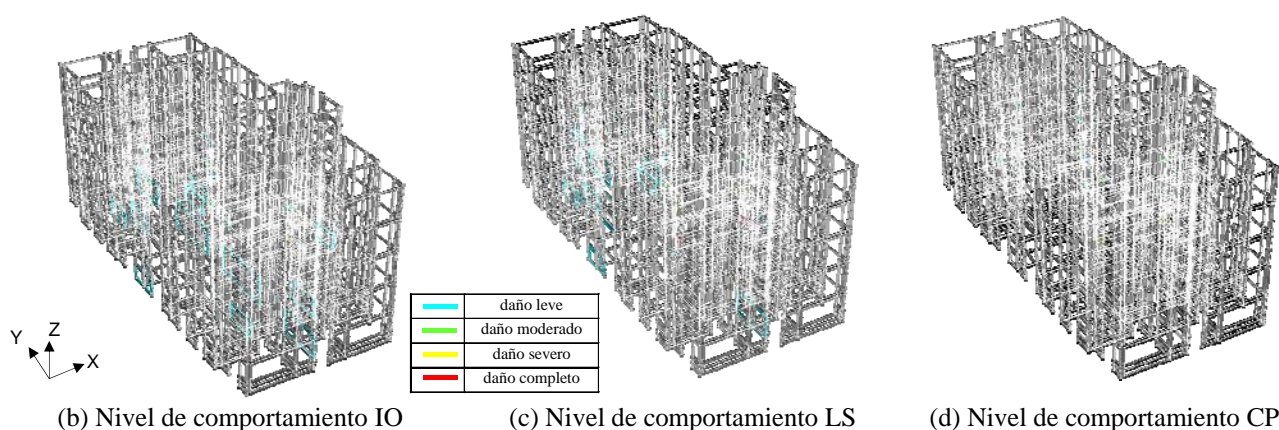
Las Figuras 4.31(a) y 4.31(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,36%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. No obstante, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,22%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.





(a) Curva de capacidad



(b) Nivel de comportamiento IO

(c) Nivel de comportamiento LS

(d) Nivel de comportamiento CP

**Figura 4.32** Resultados del análisis “push-over” del edificio L5 en dirección Y+

Las Figuras 4.31(a) y 4.31(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,50%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. No obstante, se observan el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento y daños globales moderados en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,35%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros y posteriormente el fallo a cortante en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.

#### 4.3.7.1 Análisis push-over en dirección Y+

La Figura 4.32 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L5 en dirección X-. En la Figura 4.32(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes

umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (3) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (4) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (5) resistencia a cortante del muro M16Y'; (6) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (7) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (8) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (9) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (10) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (11) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica y (12) IO, distorsión de muros en todas las plantas.

Las Figuras 4.32(a) y 4.7(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.32(a) y 4.32(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,39%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. No obstante, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y leves en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,23%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.

Las Figuras 4.32(a) y 4.32(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

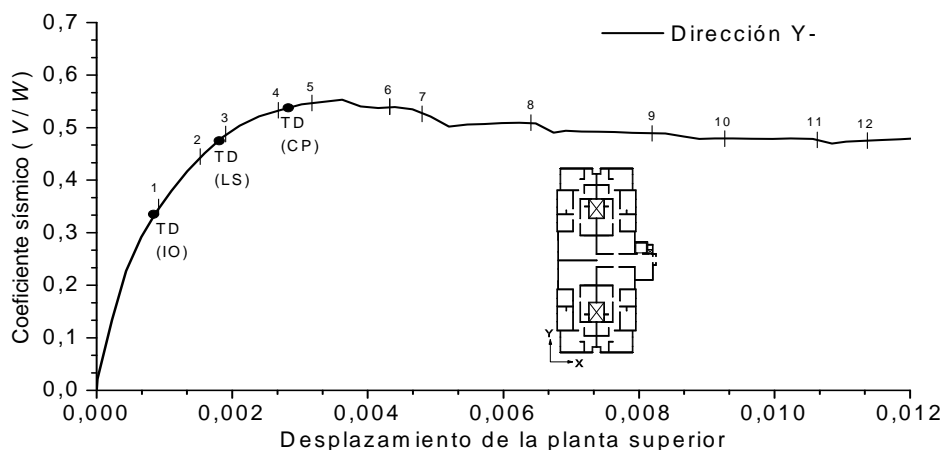
- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,48%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. No obstante, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y moderados en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,28%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño moderado y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.

#### 4.3.7.2 Análisis push-over en dirección Y–

La Figura 4.33 muestra la curva de capacidad (a) y los niveles de daño (b, c, d) del edificio L5 en dirección Y–. En la Figura 4.33(a) los puntos numerados corresponden a los siguientes



umbrales de daño alcanzados: (1) IO, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (2) LS, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (3) IO, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (4) CP, deformación de cortante en vigas de acoplamiento; (5) deformación del 1% del acero en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (6) resistencia a cortante del muro M16Y; (7) desplazamiento máximo de entrepiso del 0,5%; (8) LS, rotación en la base de muros, en la rótula plástica; (9) deformación del 0,315% del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores; (10) deformación del hormigón en el extremo de los muros de la base, en la rótula plástica; (11) resistencia a cortante del muro M4Y'; (12) CP, rotación en la base de muros, en la rótula plástica y (13) IO, distorsión de muros en todas las plantas.



(a) Curva de capacidad

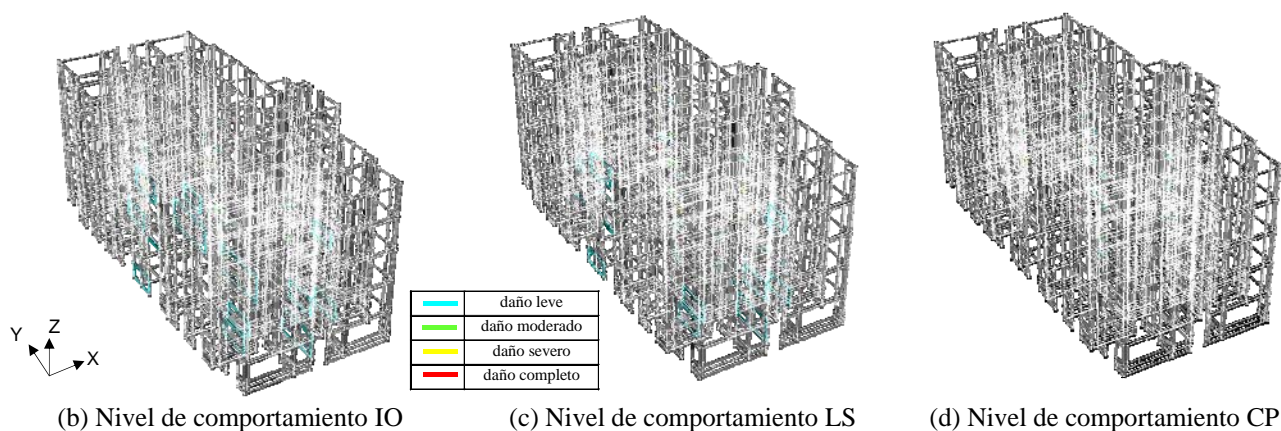


Figura 4.33 Resultados del análisis “push-over” del edificio L5 en dirección Y-

Las Figuras 4.33(a) y 4.33(b) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento IO:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento.

Las Figuras 4.33(a) y 4.33(c) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS:

- El comportamiento sísmico es inadecuado, debido a que los estados límites de daño alcanzados para las vigas de acoplamiento son superiores a los valores máximos

especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,52%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. No obstante, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y leves en muros.

- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,23%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño completo y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.

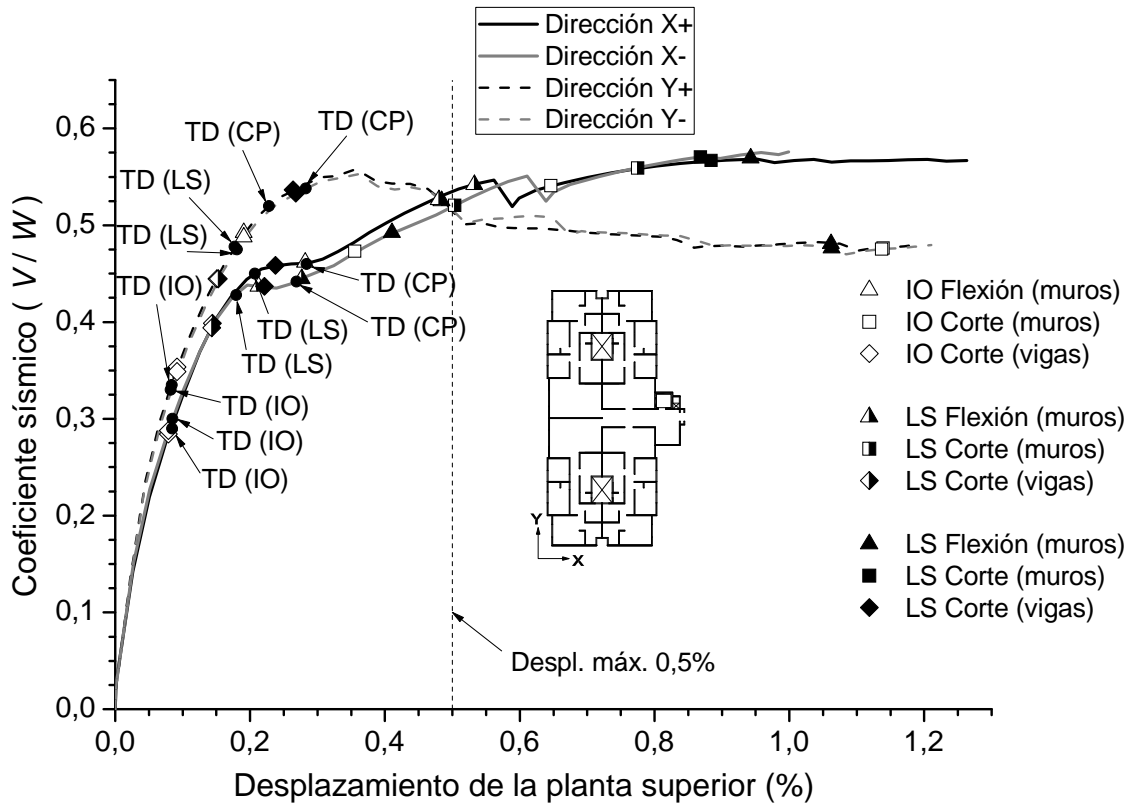


Figura 4.34 Curvas de capacidad del edificio L5 en las dos direcciones de análisis

Las Figuras 4.33(a) y 4.33(d) proporcionan las siguientes conclusiones para el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento CP:

- El comportamiento sísmico es satisfactorio, debido a que los estados límites de daño alcanzados son inferiores a los valores máximos especificados para este nivel de comportamiento. Asimismo, esto último se confirma mediante el parámetro de deformación del acero en tracción en los extremos de la base de los muros. El valor obtenido fue de 0,76%, el cual es inferior al valor máximo de 1%. No obstante, se observan daños globales severos en vigas de acoplamiento y moderados en muros.
- El desplazamiento máximo entre plantas es 0,29%, inferior al valor límite de 0,5% especificado en la normativa peruana.
- Los primeros elementos en alcanzar los estados límites de daño son las vigas de acoplamiento; sigue el fallo a flexión en la base de los muros.
- Algunas vigas de acoplamiento situadas en dirección paralela al movimiento han alcanzado niveles de daño leve y los muros en dicha dirección han experimentado daños leves en la planta inferior.

#### 4.3.7.1 Representación conjunta de las curvas de capacidad en ambas direcciones

En este subapartado se presenta de manera conjunta los resultados de los análisis push-over para cada dirección de análisis. La Figura 4.34 muestra las curvas de capacidad y desplazamientos objetivo del edificio L5 en las dos direcciones.

La Tabla 4.9 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L5 para los desplazamientos objetivo. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3.

**Tabla 4.9** Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis push-over del edificio L5 para los desplazamientos objetivo (*TD*) en cada dirección

Valor límite	Dirección	Dirección	Dirección	Dirección
	X+	X-	Y+	Y-
Despl. máx. entre plantas	51,15	44,17	45,30	46,06
Def. acero inf.	41,69	35,74	38,59	51,68
Def. acero sup.	53,44	57,38	52,85	53,98
Def. horm. inf.	26,43	22,15	33,98	34,61
Def. horm.sup.	11,74	11,07	14,68	14,30

#### 4.4 Obtención del coeficiente de reducción de respuesta

A continuación se presenta la Tabla 4.10 con los valores de la ductilidad de desplazamiento ( $\mu_{\Delta}$ ) y del factor de reducción de respuesta ( $R$ ) para los siete edificios representativos (Tabla 3.1). La ductilidad de desplazamiento ( $\mu_{\Delta}$ ) ha sido determinada a partir de las curvas de capacidad que se muestran en la Figura 4.5 hasta la Figura 4.34, como la relación entre los dos siguientes valores del desplazamiento entre plantas: el modo de fallo más crítico (de los muros) correspondiente al nivel de comportamiento (CP), por una parte, y el valor de plastificación [Panneton et al., 2006], por otra parte. El factor de reducción respuesta ( $R$ ) se ha determinado como el producto del factor de modificación de fuerza ( $R_d$ ) y el factor de sobre-resistencia ( $R_0$ ).  $R_d$  es la relación entre la fuerza cortante en la base de proyecto elástica (conocido como coeficiente  $R$  en la Figura 2.22) y la fuerza cortante máxima obtenida de la curva de capacidad; la fuerza cortante en la base de proyecto elástica corresponde al espectro de proyecto del código sísmico peruano [E.030, 2003].  $R_0$  es la relación entre las fuerzas cortantes máxima y de plastificación [Heiderbrecht, 2003] (conocido como coeficiente  $\Omega$  en la Figura 2.22); la fuerza cortante de plastificación ha sido determinada sin tener en cuenta la aparición prematura de la fisuración de los muros en estos edificios (apartado 4.3).

En la dirección fuerte (X) del edificio L2 el valor del factor  $R_d$  no se ha mostrado por ser menor que la unidad. Esto podría significar que el espectro de proyecto del código peruano [E.030, 2003] no se corresponde con el valor real de la fuerza sísmica.

**Tabla 4.10** Factores de reducción de respuesta determinados del análisis push-over

Edificios	Dirección X+		Dirección X-		Dirección Y+		Dirección Y-	
	$\mu_{\Delta}$	$R_d / R_0$	$\mu_{\Delta}$	$R_d / R_0$	$\mu_{\Delta}$	$R_d / R_0$	$\mu_{\Delta}$	$R_d / R_0$
C1	6,90	1,86 / 1,99	6,80	1,49 / 1,98	11,79	3,32 / 2,60	11,79	3,32 / 2,60
C2	5,28	1,86 / 2,15	4,27	2,30 / 1,63	7,85	3,06 / 2,04	7,85	3,06 / 2,04
L1	8,66	1,43 / 2,10	7,04	1,37 / 2,18	5,74	2,33 / 2,17	5,74	2,33 / 2,17
L2	5,92	- / 1,98	4,35	- / 2,03	8,90	1,82 / 3,14	8,90	1,82 / 3,14
L3	2,85	1,07 / 1,60	1,90	1,13 / 1,52	7,81	3,17 / 2,52	7,81	3,17 / 2,52
L4	5,16	1,51 / 1,96	6,07	1,53 / 1,94	5,04	1,69 / 2,15	5,16	1,91 / 1,90
L5	5,91	2,18 / 2,45	5,50	2,29 / 2,33	6,75	1,86 / 2,51	6,86	1,88 / 2,49

Los resultados de la Tabla 4.10 permiten deducir las siguientes conclusiones:

- Los valores de la ductilidad de desplazamiento ( $\mu_{\Delta}$ ) muestran una elevada dispersión, oscilando entre 1,90 (edificio L3, dirección X-) y 11,79 (edificio C1, dirección débil). Excepto en los edificios L1 y L4, los valores mayores corresponden a la dirección débil.
- Los factores de reducción de respuesta ( $R$ ) muestran una elevada dispersión entre 1,71 (edificio L3, dirección X+) y 8,63 (edificio C1, dirección débil). Excepto en el edificio L5, los valores mayores corresponden a la dirección débil.

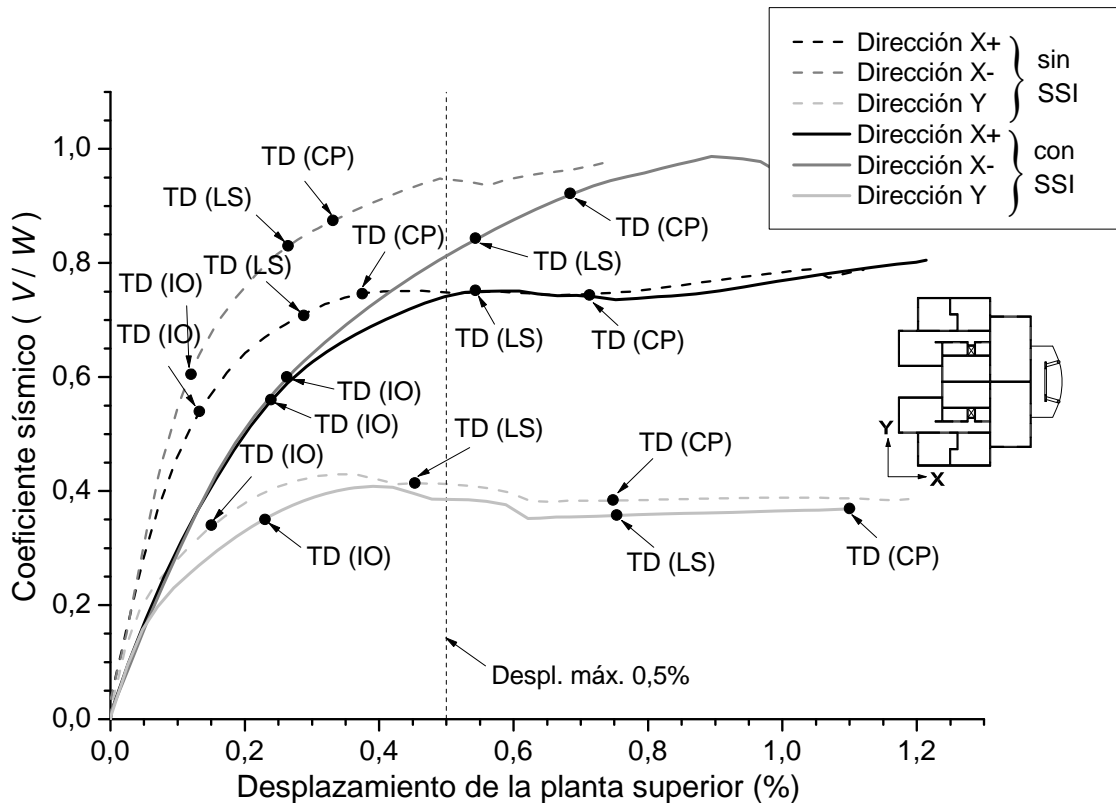


Figura 4.35 Curvas de capacidad del edificio C1 en las dos direcciones de análisis

#### 4.1 Análisis “push-over” con interacción suelo-estructura

En este apartado se presentan los resultados de los análisis push-over considerando la interacción suelo-estructura para dos de los edificios considerados (C1 y L4); éstos han sido seleccionados como representantes de los tipos extremo de suelo (duro y blando). La interacción suelo-estructura se ha modelado representando la flexibilidad del suelo mediante muelles verticales con características no lineales. Este modelo se describe en el subapartado 3.3.4. A continuación se describen y valoran los resultados de los análisis “push-over” para los edificios C1 y L4 (básicamente, curvas de capacidad y desplazamientos objetivo) para cada dirección de análisis.

##### 4.1.1 Edificio C1

La Figura 4.35 muestra las curvas de capacidad y los desplazamientos objetivo del edificio C1 en las dos direcciones de análisis en ausencia y presencia de interacción suelo-estructura, respectivamente.

En la Figura 4.35 se muestra que la interacción suelo-estructura influye de manera significativa en la rigidez y en los desplazamientos objetivo. Por el contrario, los efectos sobre el comportamiento y las fuerzas sísmicas, así como el factor de reducción de respuesta son menos

relevantes y, en consecuencia, el cortante de proyecto en la base no puede ser reducido considerablemente por la consideración de la interacción suelo-estructura. Es importante destacar el alargamiento del período en el caso de tener en cuenta la interacción suelo-estructura.

#### 4.1.2 Edificio L4

La Figura 4.36 muestra las curvas de capacidad y los desplazamientos objetivo del edificio C1 en las dos direcciones de análisis en ausencia y presencia de interacción suelo-estructura, respectivamente.

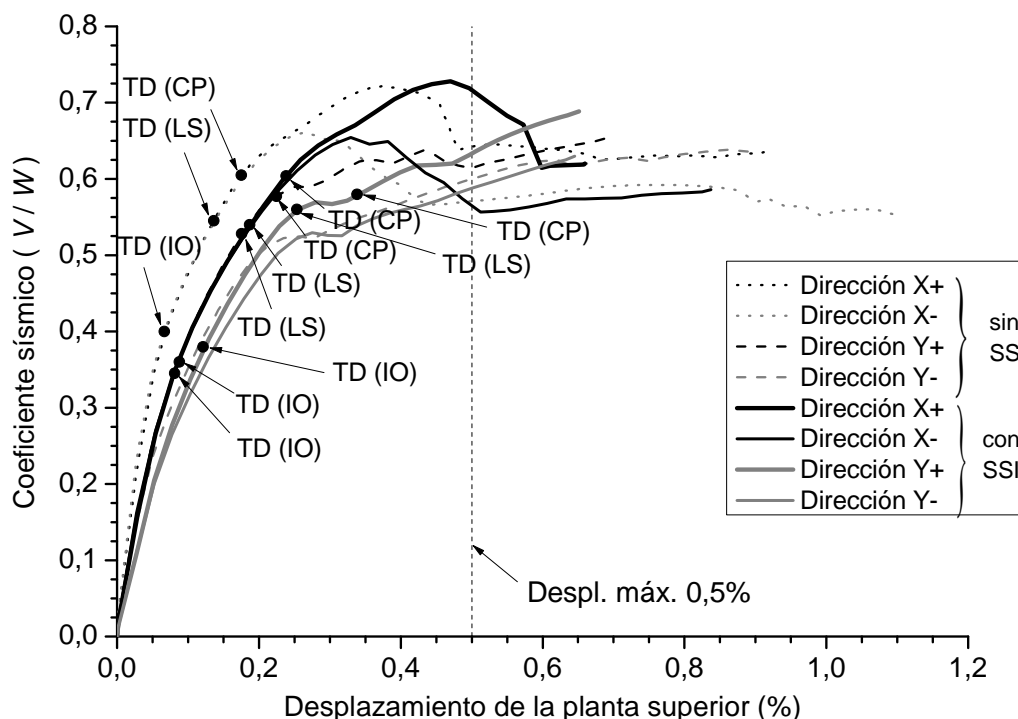


Figura 4.36 Curvas de capacidad del edificio L4 en las dos direcciones de análisis

En la Figura 4.35 y Figura 4.36 se muestra que la interacción suelo-estructura influye de manera significativa en la rigidez y en los desplazamientos objetivo. Por el contrario, los efectos sobre el comportamiento y las fuerzas sísmicas, así como el factor de reducción de respuesta son menos relevantes y, en consecuencia, el cortante de proyecto en la base no puede ser reducido considerablemente por la consideración de la interacción suelo-estructura. Es importante destacar los alargamientos de los períodos en el caso de tener en cuenta la interacción suelo-estructura.

### 4.2 Análisis “push-over” con vigas de acoplamiento reforzadas

#### 4.2.1 Refuerzo de las vigas de acoplamiento

Los resultados del análisis push-over descritos en el apartado 4.3 han mostrado que en la mayoría de los edificios, el modo de fallo se inicia por el fallo a cortante de las vigas de acoplamiento. Por lo tanto, pequeñas mejoras en su resistencia a cortante podrían dar lugar a importantes beneficios significativos en general.

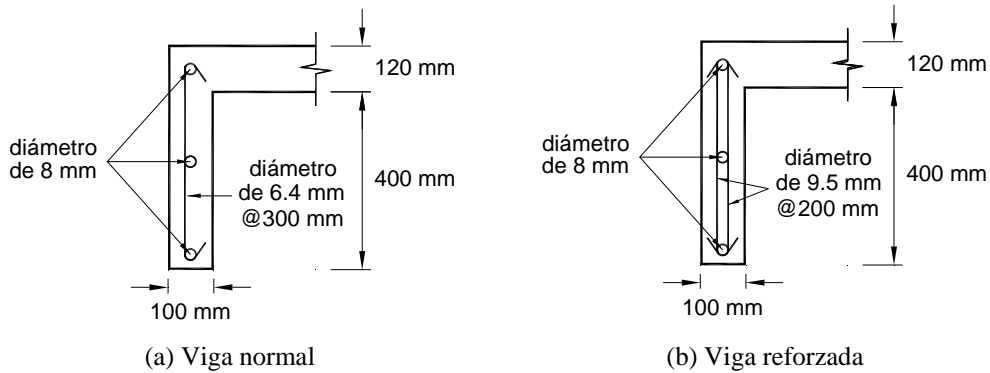


Figura 4.37 Sección transversal de una viga de acoplamiento

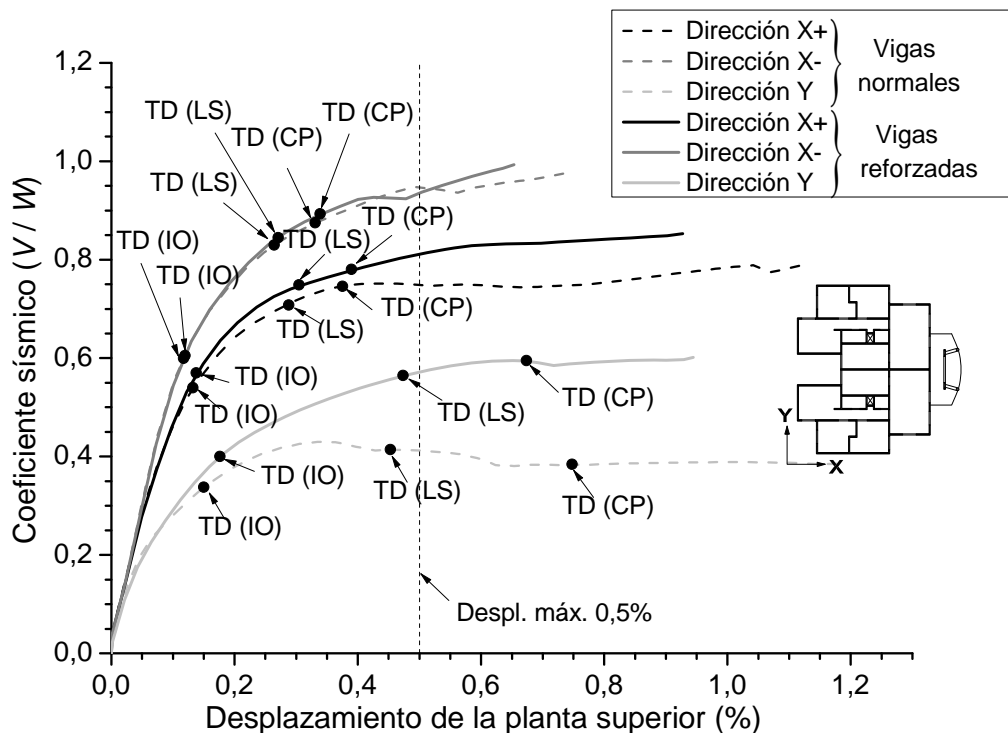


Figura 4.38 Curvas de capacidad del edificio C1 con vigas de acoplamiento normales y reforzadas

La Figura 4.37(a) muestra una viga de acoplamiento existente típica, la armadura transversal consiste solamente de barras de 6,4 mm de una sola rama y espaciados cada 30 cm. La Figura 4.37(b) muestra una viga con armadura transversal adicional que consiste de barras de 9,5 mm (estribos cerrados) y espaciados cada 20 cm. Se han realizado dos análisis push-over para los edificios C1 y C2 mostrados en la Tabla 3.1, para lo cual se han utilizado las propiedades de las vigas reforzadas. El modelo estructural se ha modificado sólo para incluir las rótulas plásticas a flexión en los extremos de secciones de las vigas de acoplamiento, los cuales no habían sido considerados en los modelos iniciales de los edificios existentes que se describen en el apartado 3.3, dado que este tipo de fallo no era crítico. Los parámetros histeréticos de las rótulas plásticas se determinaron con la ayuda del programa Response-2000 [Bentz y Collins, 2000]. Los umbrales correspondientes a los estados límites de daño son definidos en términos de las rotaciones plásticas. Para flexión positiva éstos son 0,018 rad (IO), 0,029 rad (LS) y 0,045 rad (CP), para flexión negativa los valores son 0,005 rad (IO) y 0,010 rad (LS) y 0,020 rad (CP). Estos valores se establecen de acuerdo al [FEMA-356, 2000]. En la Figura 4.37 se muestran los detalles de la sección transversal de una viga de acoplamiento normal y reforzada para los edificios C1 y C2.

## 4.2.1 Resultados de los análisis “push-over”

### 4.2.1.1 Edificio C1

La Figura 4.38 muestra las curvas de capacidad y los desplazamientos objetivo del edificio C1 en las dos direcciones de análisis.

**Tabla 4.11** Resultados principales del análisis push-over para el edificio C1 con vigas de acoplamiento reforzadas

DLS	Dirección X+ TD / DLS (%)	Dirección X- TD / DLS (%)	Dirección Y TD / DLS (%)
IO	0,138 / 0,192 (vigas, flexión)	0,117 / 0,172 (muros, flexión)	0,176 / 0,092 (muros, flexión)
LS	0,305 / 0,321 (muros, flexión)	0,271 / 0,254 (muros, flexión)	0,474 / 0,179 (muros, flexión)
CP	0,390 / 0,737 (muros, flexión)	0,339 / 0,373 (muros, flexión)	0,674 / 0,406 (muros, flexión)

Los resultados de la Figura 4.38 y de la Tabla 4.11 permiten obtener las siguientes conclusiones:

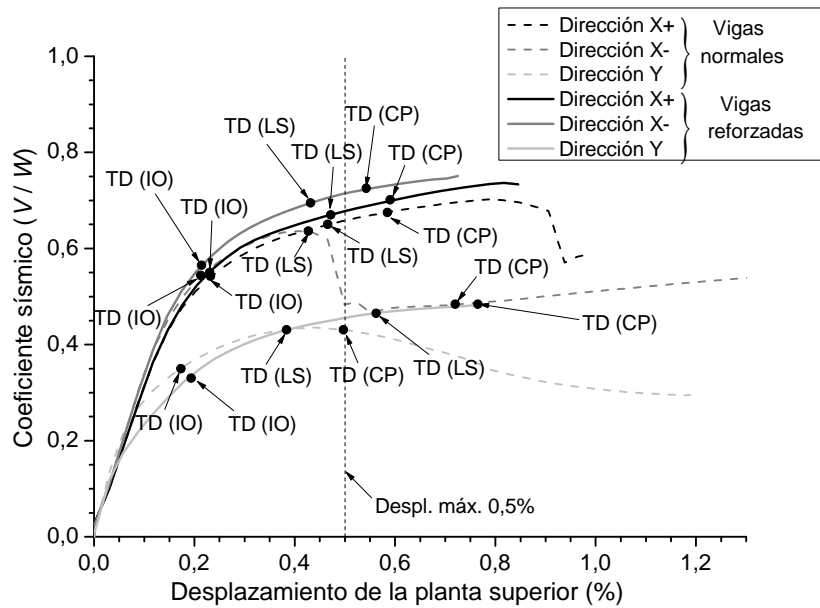
- En las direcciones en las cuales el fallo se inicia en las vigas acoplamiento (direcciones X+ e Y), el reforzamiento de dichos elementos genera un incremento relevante en la resistencia del edificio.
- Las curvas de capacidad del edificio C1 con vigas reforzadas no presentan ramas planas ni ramas descendentes.
- En la mayoría de los casos, el refuerzo de las vigas ha generado un ligero incremento de los desplazamientos entre plantas. Esta aparente contradicción podría deberse al aumento de las ordenadas espectrales causadas por la disminución del amortiguamiento equivalente en las curvas de capacidad correspondientes a este edificio con vigas reforzadas.
- El reforzamiento de las vigas ha generado un aumento significativo de los estados límites de daño, sólo en los casos en que el modo de fallo más crítico ha pasado de “vigas, corte” a “vigas, flexión” (dirección X+ para IO y CP).
- En los casos en que el modo de fallo más crítico ha pasado de “vigas, corte” a “muros, flexión” (dirección Y y dirección X+ para LS) el reforzamiento de las vigas ha generado ya sea una reducción relevante en los estados límite de daño o una modificación pequeña de éstas. Esta aparente contradicción podría deberse al momento flector máximo en la base de los muros producido por el efecto de las vigas de acoplamiento.
- En los casos en que el modo de fallo más crítico no ha cambiado mucho desde “muros, flexión” (dirección X-) el refuerzo de las vigas ha generado una reducción de los estados límites de daño. Este efecto puede ser explicado como en el caso anterior.

### 4.2.1.2 Edificio C2

La Figura 4.39 muestra las curvas de capacidad y los desplazamientos objetivo del edificio C2 en las dos direcciones de análisis. De la Figura 4.39 se pueden deducir conclusiones similares a las del edificio C1.

## 4.3 Conclusiones generales

En este apartado se resumen y discuten los aspectos más relevantes de los resultados obtenidos del análisis estático no lineal (“push-over”) para los edificios seleccionados y para los diferentes desplazamientos objetivo (“Target displacements”) y niveles de comportamiento (IO, LS y CP) considerados. Los parámetros referentes a la densidad y momentos de inercia de los muros que conforman los edificios son particularmente importantes; como se puede deducir de los resultados, estos indicadores representan adecuadamente la rigidez lateral que poseen los edificios y son fundamentales a la hora de comprender su comportamiento sísmico.



**Figura 4.39** Curvas de capacidad del edificio C2 con vigas de acoplamiento normales y reforzadas

Las curvas de capacidad de las Figuras 4.1 a 4.15 y la información contenida en la Tabla 3.1, muestran que ninguno de los edificios considerados se comporta adecuadamente para los tres niveles de comportamiento (IO, LS y CP). Sólo los edificios C1, L1, L2 y L4, presentan un comportamiento satisfactorio en su dirección fuerte (con mayor densidad y momento de inercia de muros). Además, estos resultados permiten deducir las siguientes conclusiones adicionales:

- En prácticamente todos los casos el Desplazamiento Objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS es inferior al límite del 0,5% indicado en la normativa peruana [E.030, 2006].
- A pesar de la apariencia lineal de la curva de capacidad en la mayoría de los tramos iniciales, una revisión más detallada muestra que la aparición prematura de la fisuración en los muros genera ramas no lineales. Esto significa que los períodos fundamentales de vibración de estos edificios, calculados a partir de un análisis lineal elástico, se alargan de manera significativa, incluso para pequeñas fuerzas sísmicas producidas.
- La mayoría de los estados límites de daños corresponden al fallo por cortante de las vigas de acoplamiento. En todos los casos el fallo por cortante de los muros se produce después de los otros tipos de fallo.
- Excepto en el edificio C2, los coeficientes de cortante basal máximo para cada edificio corresponden a la dirección fuerte (Tabla 3.1). En algunos casos, los coeficientes toman valores muy elevados, llegando a más de 1,5 en la dirección X del edificio L2.
- En los edificios L2 y L3 las rigideces iniciales en ambas direcciones son claramente diferentes; este hecho ha sido confirmado además mediante análisis lineales. Esto puede explicarse por las diferencias relevantes en las luces y momentos de inercia (Tabla 3.1).
- La reducción observada de los coeficientes de cortante basal (edificios C2, L1, L4 y L5) corresponde principalmente a las ramas descendentes de las rótulas de cortante rígido-plásticas de las vigas de acoplamiento.

Estas conclusiones se resumen en la Tabla 4.12.



**Tabla 4.12** Resultados principales de los análisis push-over de los edificios seleccionados

Edif.	Nivel de Comp.	Dirección X+ TD / DLS (%)	Dirección X- TD / DLS (%)	Dirección Y+ TD / DLS (%)	Dirección Y- TD / DLS (%)
C1	IO	0,133 / 0,179 (vigas)	0,120 / 0,191 (muros)	0,150 / 0,133 (vigas)	0,150 / 0,133 (vigas)
	LS	0,288 / 0,319 (vigas)	0,264 / 0,308 (muros)	0,453 / 0,258 (vigas)	0,453 / 0,258 (vigas)
	CP	0,375 / 0,498 (vigas)	0,331 / 0,544 (muros)	0,748 / 0,393 (vigas)	0,748 / 0,393 (vigas)
C2	IO	0,232 / 0,251 (muros)	0,213 / 0,213 (vigas)	0,173 / 0,121 (vigas)	0,173 / 0,121 (vigas)
	LS	0,466 / 0,424 (muros)	0,427 / 0,327 (vigas)	0,384 / 0,262 (vigas)	0,384 / 0,262 (vigas)
	CP	0,585 / 0,763 (vigas)	0,720 / 0,476 (vigas)	0,497 / 0,464 (vigas)	0,497 / 0,464 (vigas)
L1	IO	0,081 / 0,188 (muros)	0,078 / 0,169 (muros)	0,158 / 0,126 (muros)	0,158 / 0,126 (muros)
	LS	0,173 / 0,301 (muros)	0,160 / 0,288 (vigas)	0,324 / 0,260 (vigas)	0,324 / 0,260 (vigas)
	CP	0,217 / 0,471 (vigas)	0,201 / 0,383 (vigas)	0,428 / 0,391 (vigas)	0,428 / 0,391 (vigas)
L2	IO	0,011 / 0,111 (vigas)	0,011 / 0,105 (vigas)	0,161 / 0,186 (vigas)	0,161 / 0,186 (vigas)
	LS	0,072 / 0,212 (vigas)	0,092 / 0,164 (vigas)	0,342 / 0,330 (vigas)	0,342 / 0,330 (vigas)
	CP	0,092 / 0,313 (vigas)	0,121 / 0,230 (vigas)	0,447 / 0,565 (vigas)	0,447 / 0,565 (vigas)
L3	IO	0,010 / 0,048 (vigas)	0,010 / 0,041 (vigas)	0,256 / 0,251 (vigas)	0,256 / 0,251 (vigas)
	LS	0,083 / 0,080 (vigas)	0,069 / 0,061 (vigas)	0,522 / 0,441 (vigas)	0,522 / 0,441 (vigas)
	CP	0,107 / 0,136 (vigas)	0,088 / 0,091 (vigas)	0,667 / 0,781 (vigas)	0,667 / 0,781 (vigas)
L4	IO	0,066 / 0,087 (vigas)	0,062 / 0,089 (vigas)	0,081 / 0,104 (vigas)	0,084 / 0,108 (vigas)
	LS	0,136 / 0,152 (vigas)	0,127 / 0,161 (vigas)	0,176 / 0,175 (vigas)	0,180 / 0,179 (vigas)
	CP	0,175 / 0,244 (vigas)	0,159 / 0,288 (vigas)	0,225 / 0,266 (vigas)	0,239 / 0,271 (vigas)
L5	IO	0,085 / 0,079 (vigas)	0,085 / 0,079 (vigas)	0,082 / 0,091 (vigas)	0,084 / 0,091 (vigas)
	LS	0,207 / 0,144 (vigas)	0,180 / 0,143 (vigas)	0,177 / 0,151 (vigas)	0,181 / 0,153 (vigas)
	CP	0,284 / 0,238 (vigas)	0,269 / 0,221 (vigas)	0,228 / 0,264 (vigas)	0,233 / 0,268 (vigas)

En las referencias [Powell, 2007 y Panagiotou y Restrepo, 2007] se recomienda que, para evitar un exceso de articulación, la deformación a tracción de la armadura inferior de los muros no supere el 1%. La Tabla 4.13 muestra estas deformaciones para los tres desplazamientos objetivo. Los valores en la Tabla 4.13 muestran que, para Ocupación Inmediata (IO), sólo uno de los muros supera el límite mencionado, para Seguridad de la Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP) más de la mitad de los casos superan dicho límite. En consecuencia, el hecho que el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de comportamiento LS sea inferior al límite del 0,5% indicado en la normativa peruana [E.030, 2006] no garantiza que se satisfaga el criterio anterior.

**Tabla 4.13** Deformación del acero a tracción (%) en los extremos de los muros

Nivel de comportamiento	Dirección	Edificio						
		C1	C2	L1	L2	L3	L4	L5
IO	X+	0,62	0,80	0,25	0,03	0,04	0,20	0,19
	X-	0,41	1,47	0,27	0,04	0,04	0,18	0,18
	Y+	0,55	0,59	0,45	0,46	0,63	0,20	0,20
	Y-	0,55	0,59	0,45	0,46	0,63	0,20	0,21
LS	X+	1,98	2,41	1,41	0,41	0,32	0,34	0,42
	X-	1,87	3,41	1,25	0,60	0,26	0,29	0,36
	Y+	2,08	1,90	1,93	1,68	1,75	0,51	0,39
	Y-	2,08	1,90	1,93	1,68	1,75	0,47	0,52
CP	X+	2,68	3,23	1,82	0,65	0,41	0,43	0,56
	X-	2,39	4,49	1,69	0,98	0,40	0,35	0,50
	Y+	2,83	2,44	2,86	2,47	2,27	0,72	0,48
	Y-	2,83	2,44	2,86	2,47	2,27	0,70	0,76

## 5. Amenaza sísmica considerada

### 5.1 Sismicidad en Perú

Perú tiene una extensión territorial de 1.285.215 km<sup>2</sup> y alberga 27.219.264 millones de habitantes [INEI, 2005]. Dicho país limita al norte con Ecuador y Colombia, al este con Brasil y Bolivia y al sur con Chile, tal como muestra la Figura 5.1.



**Figura 5.1** Ubicación de Perú en Sudamérica

Perú forma parte del llamado Círculo de Fuego del Pacífico, caracterizado por ser una zona de constante actividad sísmica donde se producen más del 80% de los terremotos en el mundo. El sistema montañoso de Perú es accidentado y está formado básicamente por tres cordilleras (andinas) con dirección norte-sur. Las fallas predominantes se encuentran igualmente en dicha dirección, siendo el principal accidente sismotectónico la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana en el Océano Pacífico. La costa peruana tiene una historia de terremotos de gran magnitud, originados por este proceso de subducción; la Placa de Nazca se inicia en Panamá y llega hasta el sur de Chile, mientras que la Placa Sudamericana nace en la fosa marina de Perú y recorre la costa Sudamericana hasta la cordillera del Atlántico Sur. La Figura 5.2 muestra dichas placas. Un segundo tipo de actividad sísmica en Perú es producida por las

deformaciones corticales presentes a lo largo de la cordillera de los Andes; sin embargo los terremotos de este tipo son de menor magnitud y frecuencia [Tavera y Buforn, 1998].

Es destacable que, a diferencia de otros movimientos sísmicos, los terremotos que se originan lejos del lugar en que son registrados presentan características inherentes que hacen que su uso sea exclusivo. Se sabe, por ejemplo, que los movimientos sísmicos de origen subductivo presentan un contenido de frecuencia amplio con una gran cantidad de energía. Este último se caracteriza mediante el parámetro de intensidad de Arias, el cual cuantifica la energía de entrada del terremoto.

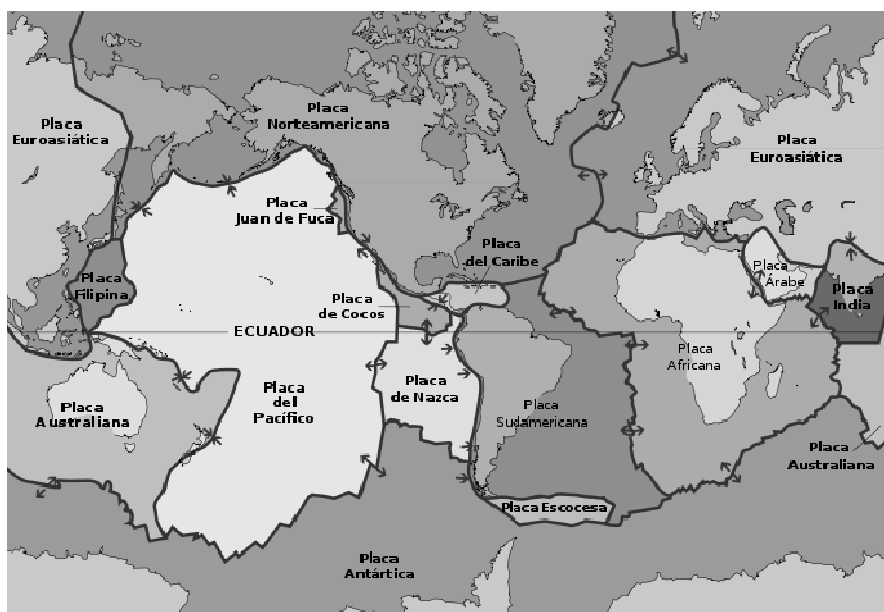


Figura 5.2 Placas tectónicas de Nazca y Sudamericana

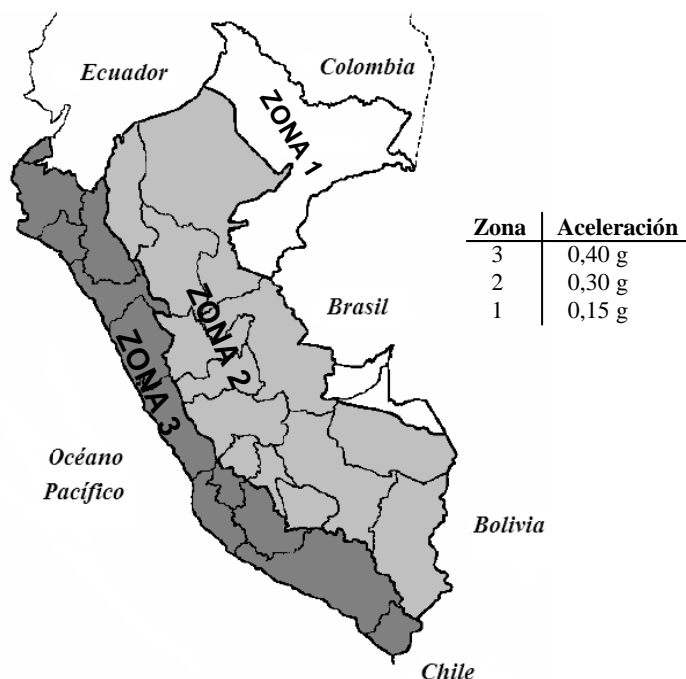


Figura 5.3 Zonificación sísmica de Perú [E.030, 2003]

La norma de proyecto sismorresistente de Perú [E.030, 2003] considera el territorio dividido en tres zonas sísmicas; éstas han sido establecidas en función de la distribución espacial de la sismicidad observada, de las características generales de los movimientos sísmicos observados y de la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en función de información neotectónica. En la Figura 5.3 se muestra el mapa de zonificación sísmica de Perú, así como los valores de proyecto de las aceleraciones del terreno para cada zona.

La presencia de distintas clases de suelo es asimismo considerada en el código peruano. En esta norma el suelo es clasificado de acuerdo con los siguientes cuatro tipos:

- Terreno tipo S1 (suelo duro). Roca sana o parcialmente alterada o grava arenosa densa. Velocidad de onda de cortante similar al de una roca.
- Terreno tipo S2 (suelo de dureza intermedia). Suelo con características intermedias entre las indicadas para los perfiles S1 y S3.
- Terreno tipo S3 (suelo blando). Suelos flexibles o con estratos flexibles de gran espesor.
- Terreno tipo S4 (suelo muy blando). Suelos excepcionalmente flexibles y en lugares cuyas condiciones geológicas y topográficas son particularmente desfavorables.

En el subapartado 2.4.2 se detalla la información relacionada con la normativa sísmica de Perú.

## 5.2 Movimientos sísmicos históricos en Perú

El Perú ha sufrido numerosos movimientos sísmicos fuertes desde la fundación de su capital Lima en 1535. En las crónicas históricas se menciona que sólo la ciudad de Lima ha sufrido 6 terremotos fuertes, siendo el de 1580 el de mayor severidad, destruyendo completamente la ciudad.

Gracias a la sismicidad registrada instrumentalmente se ha podido recopilar una amplia gama de movimientos sísmicos ocurridos en Perú. Siendo registrados los terremotos más importantes ocurridos en los últimos años. Para el presente estudio se ha recopilado una serie de registros sísmicos en su mayoría de origen subductivos.

### Obtención de registros sísmicos históricos en Perú (Registros disponibles)

La Red Sismológica Nacional del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de desastres (CISMID), es una de las entidades que tiene a su cargo registrar los movimientos sísmicos que ocurren en Perú. Estos archivos contienen la información de las estaciones sismológicas; así como las tres componentes de aceleración del terreno registradas (direcciones norte-sur, este-oeste y vertical), información adicional (fecha, hora, región, nombre y coordenadas de la estación, nombre del terremoto, coordenadas del epicentro, profundidad hipocentral, magnitud local, entre otras) y el tipo de terreno.

### Análisis y tratamiento de las señales disponibles

La información obtenida del CISMID, es proporcionada directamente de los acelerómetros, donde cada uno de los registros consta del nombre de la estación seguido de un punto y de la extensión ".txt". Las aceleraciones se expresan en gals ( $\text{cm/s}^2$ ) y el período de muestreo de los registros varía entre  $T = 0,005$  s y  $T = 0,02$  s. El proceso de corrección de línea base se realiza con un polinomio constante y luego los registros se filtran para conservar sólo el contenido de períodos de 0,05 a 10 segundos; en frecuencias ello equivale al rango de 20 a 0,1 Hertz (Hz); es decir, se eliminan las componentes armónicas de frecuencia inferior a 0,1 Hz y las superiores a 20 Hz.

Teniendo en cuenta el volumen de datos a procesar se utiliza el programa SeismoSignal de la compañía SeismoSoft [SeismoSignal, 2010] para el tratamiento de los registros sísmicos; este programa se configuró teniendo en cuenta el criterio anterior:

- Corrección de línea base con polinomio lineal de orden 2.
- En el filtrado se selecciona un filtro “Butterworth” de banda ancha y orden 4, con un ancho de banda desde 0,10 Hz (en bajas frecuencias) hasta 20 Hz (en altas frecuencias).

### 5.3 Movimientos sísmicos históricos con efectos de proximidad de falla

A diferencia de los movimientos sísmicos lejanos, los de proximidad de falla presentan características inherentes que hacen que sea especial su tratamiento. Uno de esas características son los pulsos largos de velocidad que presentan y el efecto de directividad de falla. Numerosos problemas estructurales inesperados se han observado en los terremotos de Northridge [Somerville y Graves, 2003] y [Somerville y Smith, 1996], evidenciando el gran daño que causan a las estructuras. Por otro lado, no todas las normativas sísmicas consideran el efecto de proximidad de falla a la hora de establecer los espectros de proyecto. No obstante algunas normativas como el UBC [UBC, 1994] y el ASCE [ASCE, 2007] y EC-8 consideran este fenómeno.

En el presente estudio se han considerado estos registros sísmicos, debido a su potencial destructivo, así como también a efectos de comparación con los resultados de los registros históricos. Para la clasificación de estos movimientos sísmicos se ha utilizado el índice adimensional de Manfredi [Manfredi, 1998] para reflejar los pulsos largos de vibración presentes en estos movimientos. Este índice se define mediante la siguiente expresión:

$$I_D = \frac{2g}{\pi} \frac{I_A}{PGA \times PGV} \quad (5.1)$$

$I_A$  es la intensidad de Arias, PGA y PGV son la aceleración y la velocidad máxima del suelo, respectivamente. Según este índice, se considera que un valor menor que 10 corresponde a movimientos con proximidad de falla, mientras que los movimientos de tierra no impulsivos presentan un valor grande de ID (es decir, más de 10).

Diversos estudios han puesto de manifiesto la necesidad de tratar por separado los movimientos de tierra impulsivos y no impulsivos cuando se estudia el comportamiento sísmico de estructuras [Vega et al., 2009]. Los movimientos impulsivos se caracterizan por poseer unos pocos pulsos de aceleración que no conllevan severas sollicitaciones plásticas cíclicas y probablemente una estrategia de proyecto basada en espectros de desplazamiento sea suficiente en estos casos y no se requiera efectuar estudios basados en la energía.

### 5.4 Movimientos sísmicos generados artificialmente

En la actualidad numerosos lugares no poseen registros de movimientos sísmicos, razón por la cual se recurre a la generación de registros artificiales. En este trabajo debido al limitado número de registros históricos disponibles para realizar los análisis dinámicos, se ha optado por completar los mismos mediante la generación de registros artificiales que sean representativos de los terremotos reales tanto en magnitud como en distancia epicentral. Éstos fueron obtenidos a partir del espectro de respuesta elástico propuesto por la normativa sísmica peruana [E.030, 2003] y para los diferentes tipos de suelo.

Para el cálculo de la duración en los acelerogramas artificiales, se ha empleado la siguiente expresión empírica (5.2), el cual es función de la duración de la fase fuerte, que se define en la ecuación (5.3).

$$\ln(D) = -1,04 + 0,44 M + 0,19 \ln(R) + 0,04 S + 0,48 \quad (5.2)$$

La definición de la fase fuerte (TLVL):ha sido considerada mediante la expresión propuesta por [Huo et al., 1991]

$$\ln(T_e) = -5,222 + 0,751 M + 0,582 \ln(R + 10) \quad (5.3)$$

A continuación se presentan las Tablas 5.1 a 5.3 donde se detalle los parámetros utilizados para la generación de los acelerogramas los cuales corresponden a tres tipos de suelo (firme, intermedio y blando).

**Tabla 5.1** Valores de la envolvente sísmica trapezoidal para suelo S1

Sismos	Magnitud ( $M_w$ )	Distancia epicentral (km)	Duración (s)	Dur. Efec. $T_D$ (s)	TLVL (s)	TFALL (s)
Artificial 1	8,0	100	50	35	40	10
Artificial 2	8,0	140	30	20	22	8
Artificial 3	8,0	180	35	22	26	9

**Tabla 5.2** Valores de la envolvente sísmica trapezoidal para suelo S2

Sismos	Magnitud ( $M_w$ )	Distancia epicentral (km)	Duración (s)	Dur. Efec. $T_D$ (s)	TLVL (s)	TFALL (s)
Artificial 1	8,0	60	40	25	29	11
Artificial 2	8,0	80	45	30	34,5	10,5
Artificial 3	8,0	100	30	20	22	8
Artificial 4	8,0	140	35	22	26	8
Artificial 5	8,0	180	38	24	28	10

**Tabla 5.3** Valores de la envolvente sísmica trapezoidal para suelo S3

Sismos	Magnitud ( $M_w$ )	Distancia epicentral (km)	Duración (s)	Dur. Efec. $T_D$ (s)	TLVL (s)	TFALL (s)
Artificial 1	8,0	60	40	25	29	11
Artificial 2	8,0	80	45	30	34,5	10,5
Artificial 3	8,0	100	50	35	40	10
Artificial 4	8,0	120	55	40	45,5	9,5
Artificial 5	8,0	140	30	20	22	8
Artificial 6	8,0	180	35	22	26	9

### 5.5 Selección de movimientos sísmicos representativos

La selección adecuada de movimientos sísmicos para el análisis dinámico de estructuras, no es una tarea fácil e involucra diferentes parámetros como la intensidad, distancia epicentral, contenido de frecuencias, características del suelo, entre otros. Éstos a su vez influyen de manera directa en la respuesta sísmica de estructuras, los cuales generalmente están asociados a grandes desplazamientos y esfuerzos internos elevados.

En este trabajo, los registros sísmicos considerados se agrupan en tres categorías: (1) acelerogramas escalados, compatibles con el espectro de proyecto del código sísmico de Perú

[E.030, 2003], (2) registros impulsivos (con efectos de proximidad de falla) y (3), dos registros chilenos, los cuales presentan características similares a los esperables en Perú.

### 5.5.1 Acelerogramas escalados

Los acelerogramas escalados corresponden a la primera categoría mencionada anteriormente, los cuales están compuestos por tres grupos de acelerogramas correspondientes a los tres tipos de suelo que se describen en la Tabla 3.1, respectivamente. Cada grupo se compone de siete pares de componentes EW y NS. [ASCE 7-05, 2005] y [Wallace, 2010]. Para suelo blando (S3), se ha considerado un par de registro histórico de Perú [CISMID, 2010], mientras que los otros seis pares son artificiales y han sido generados con el programa SIMQKE [Gasparini y Venmarcke, 1976] para ser compatibles con el espectro de proyecto del código sísmico de Perú (para un nivel de amortiguamiento del 5% y un período de retorno de 475 años), teniendo en cuenta la magnitud de momento esperado y distancia epicentral. Por suelo de dureza intermedia (S2), se han considerado dos pares de acelerogramas históricos y cinco acelerogramas sintéticos. Para suelo rígido (S1), cuatro pares de acelerogramas son históricos y tres son sintéticos. Cada acelerograma histórico se ha escalado para ajustarse al espectro de proyecto del código sísmico peruano [E.030, 2003] y de acuerdo al procedimiento especificado en el documento [ASCE 7-05, 2005]. Dicho criterio se refiere básicamente al período fundamental  $T$  del edificio; cada par de acelerogramas (correspondientes a las direcciones Norte-Sur y Este-Oeste) debe escalarse de tal forma que en el rango de períodos comprendidos entre  $0,2 T$  y  $1,5 T$  el promedio de las combinaciones cuadráticas (SRSS) de los espectros de cada acelerograma no sea inferior (en más de un 10%) al espectro de proyecto.

#### Suelo firme (S1)

La Tabla 5.4 y 5.5 muestra los registros históricos y acelerogramas artificiales considerados para suelo rígido (S1), respectivamente. En dichas tablas se presentan las aceleraciones máximas de terreno en las correspondientes direcciones este-oeste y norte-sur, así como la magnitud local de los registros.

**Tabla 5.4** Movimientos del terreno registrados en suelo rígido (suelo S1)

Registro	Fecha	Nombre estación	Terremoto	Distancia epicentral $D_f$ (km)	Profundidad hipocentral $P_f$ (km)	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(EW)}$	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(NS)}$	Magnitud local $M_L$
1	17-Oct-66	Parque de la Reserva (PRQ)	Lima66	225,26	37,3	180,14	20,06	267,72	12,53	6,4
2	31-May-70	Parque de la Reserva (PRQ)	Lima70	369,17	71,1	102,32	31,37	96,85	30,53	6,4
3	05-Ene-74	Zarate (ZAR)	Lima74a	90,10	91,7	139,26	25,71	155,34	26,27	6,1
4	03-Oct-74	Parque de la Reserva (PRQ)	Lima74b	59,74	21,2	191,91	22,88	178,17	22,00	6,2

**Tabla 5.5** Acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de proyecto para suelo rígido (suelo S1)

Registro	Acelerograma	Duración (s)	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(EW)}$	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(NS)}$	Magnitud local $M_L$
5	Artificial 1	50	431,73	59,63	443,30	75,37	8,0
6	Artificial 2	30	419,86	67,06	428,37	50,55	8,0
7	Artificial 3	35	469,72	39,72	424,95	45,35	8,0

Las Figuras 5.4 y 5.5 muestran los registros históricos y acelerogramas artificiales considerados para suelo rígido, respectivamente.

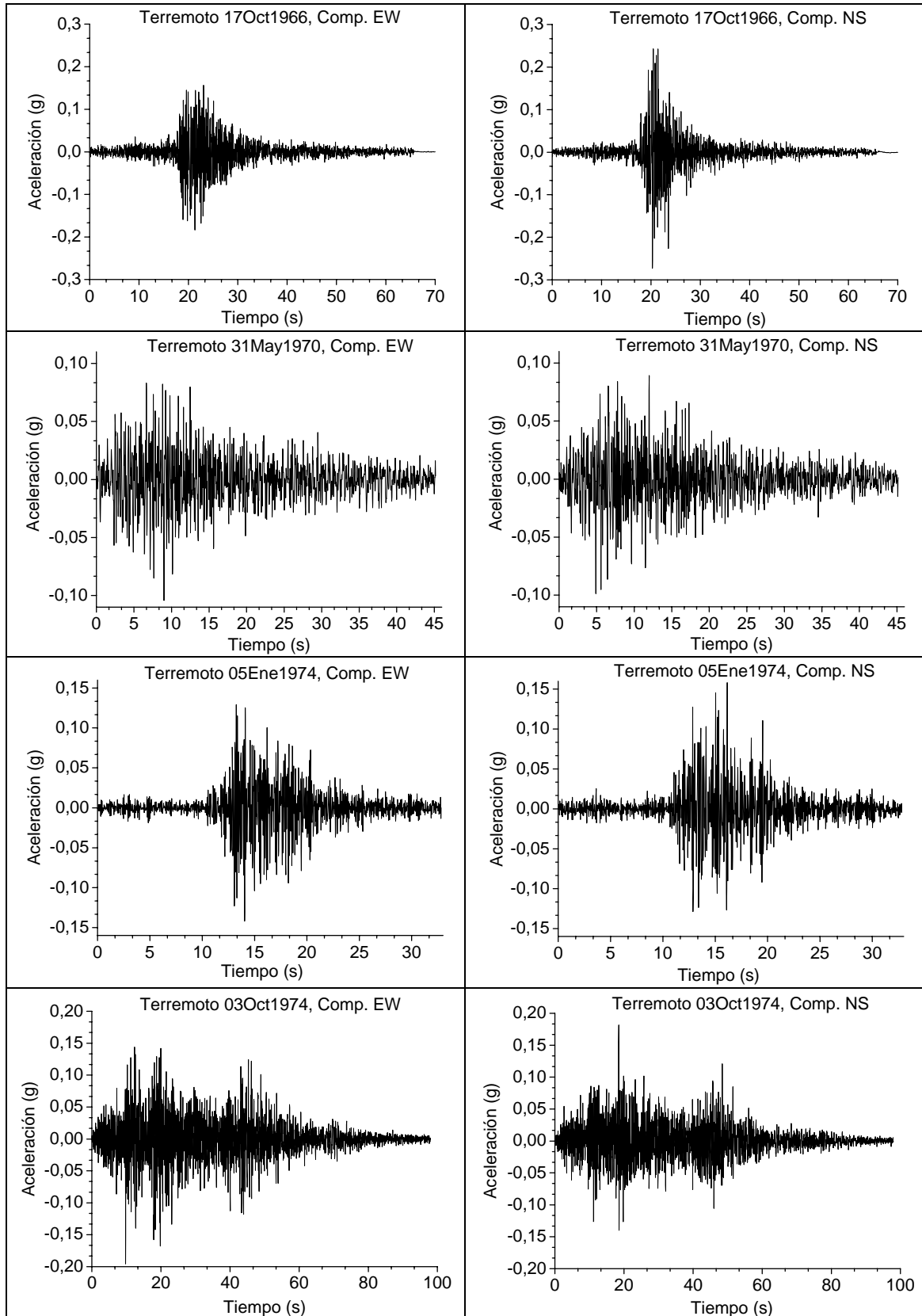
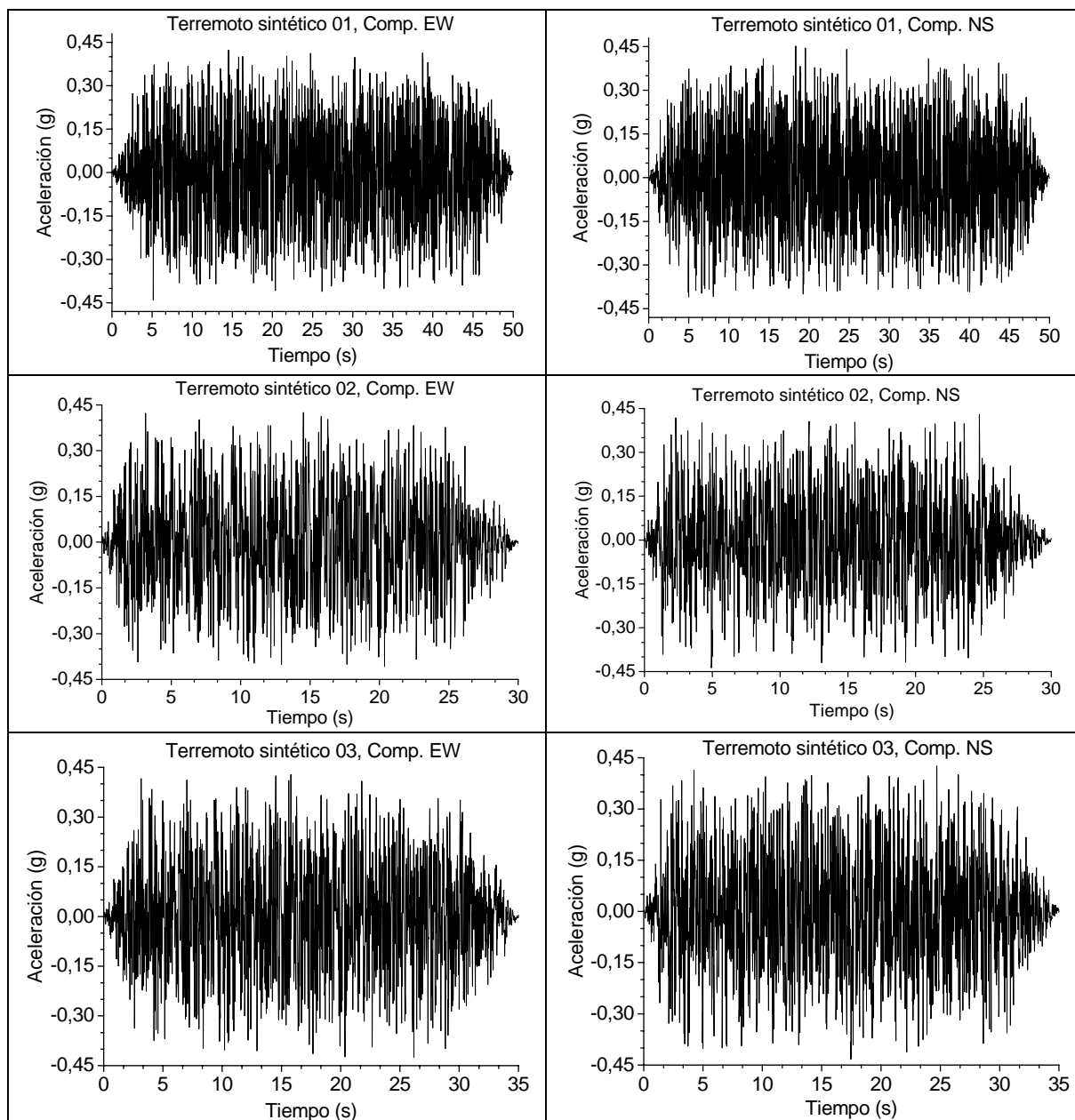


Figura 5.4 Acelerogramas históricos en Perú registrados sobre suelo duro (S1)





**Figura 5.5** Acelerogramas artificiales compatibles con el espectro correspondiente a suelo duro (S1)

En la Figura 5.6 se muestra los espectros correspondientes a los siete pares de acelerogramas escalados para ser compatibles con el espectro de proyecto correspondiente a suelo firme (S1).

La Tabla 5.6 muestra los factores de escala considerados para los análisis dinámicos correspondientes al suelo S1

**Suelo de dureza intermedia**

Las Tablas 5.7 y 5.8 muestran los registros históricos y acelerogramas artificiales considerados para suelo de dureza intermedia, respectivamente.

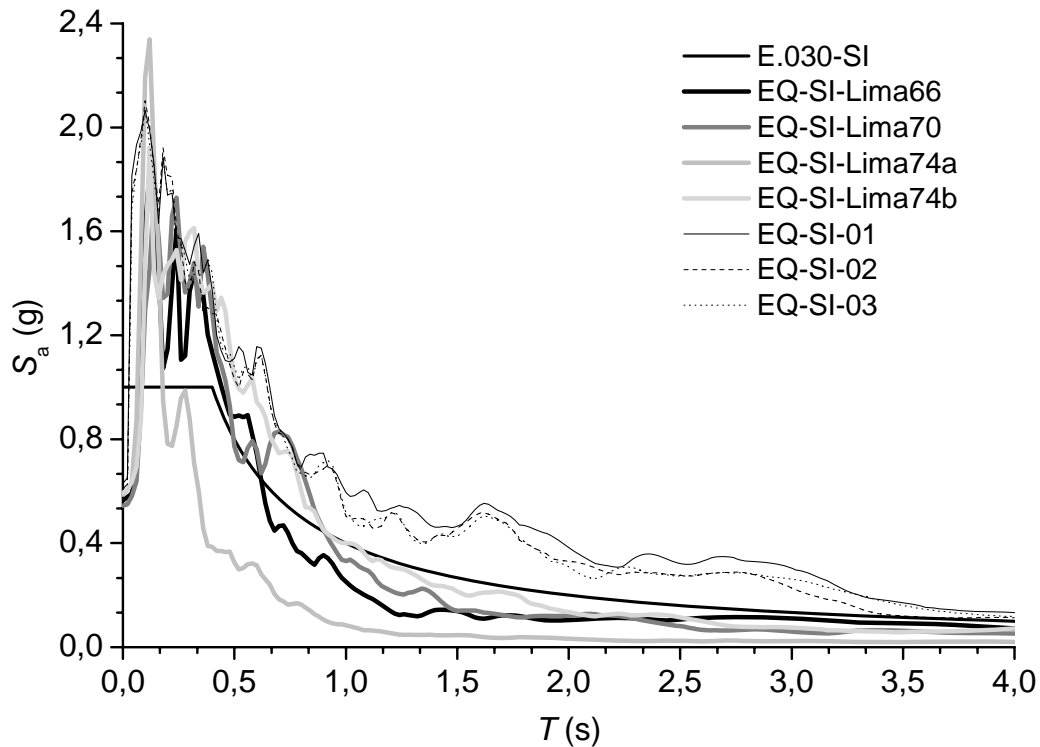


Figura 5.6 Espectros de respuesta de los acelerogramas escalados correspondiente al suelo S1

Tabla 5.6 Factores de escala para los acelerogramas históricos correspondientes al suelo S1

Registro	Acelerograma	Factor de escala
1	Lima66	1,68
2	Lima70	3,99
3	Lima74a	2,76
4	Lima74b	2,41

Tabla 5.7 Movimientos del terreno registrados en suelo de dureza intermedia (suelo S2 [E.030, 2003])

Fecha	Nombre estación	Terremoto	Distancia epicentral $D_f$ (km)	Profundidad hipocentral $P_f$ (km)	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(EW)}$	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(NS)}$	Magnitud local $M_L$
23-Jun-01	Moquegua (MOQ1)	Moquegua	338,46	33,0	295,62	25,42	219,55	21,63	6,9
15-Ago-07	UNICA (ICA2)	Pisco	120,38*	40,0	271,73	16,85	335,85	10,52	7,0

Tabla 5.8 Acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de proyecto para suelo de dureza intermedia (suelo S2 [E.030, 2003])

Registro	Acelerograma	Duración (s)	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(EW)}$	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(NS)}$	Magnitud local $M_L$
3	Artificial 1	50	424,63	37,70	456,01	57,39	8,0
4	Artificial 2	30	437,96	25,13	452,48	27,37	8,0
5	Artificial 3	30	422,27	56,26	481,80	26,37	8,0
6	Artificial 4	30	422,76	39,61	445,91	38,13	8,0
7	Artificial 5	35	466,99	62,85	486,41	54,03	8,0

Las Figuras 5.7 y 5.9 muestran registros históricos y los acelerogramas artificiales considerados para suelo de dureza intermedia, respectivamente.

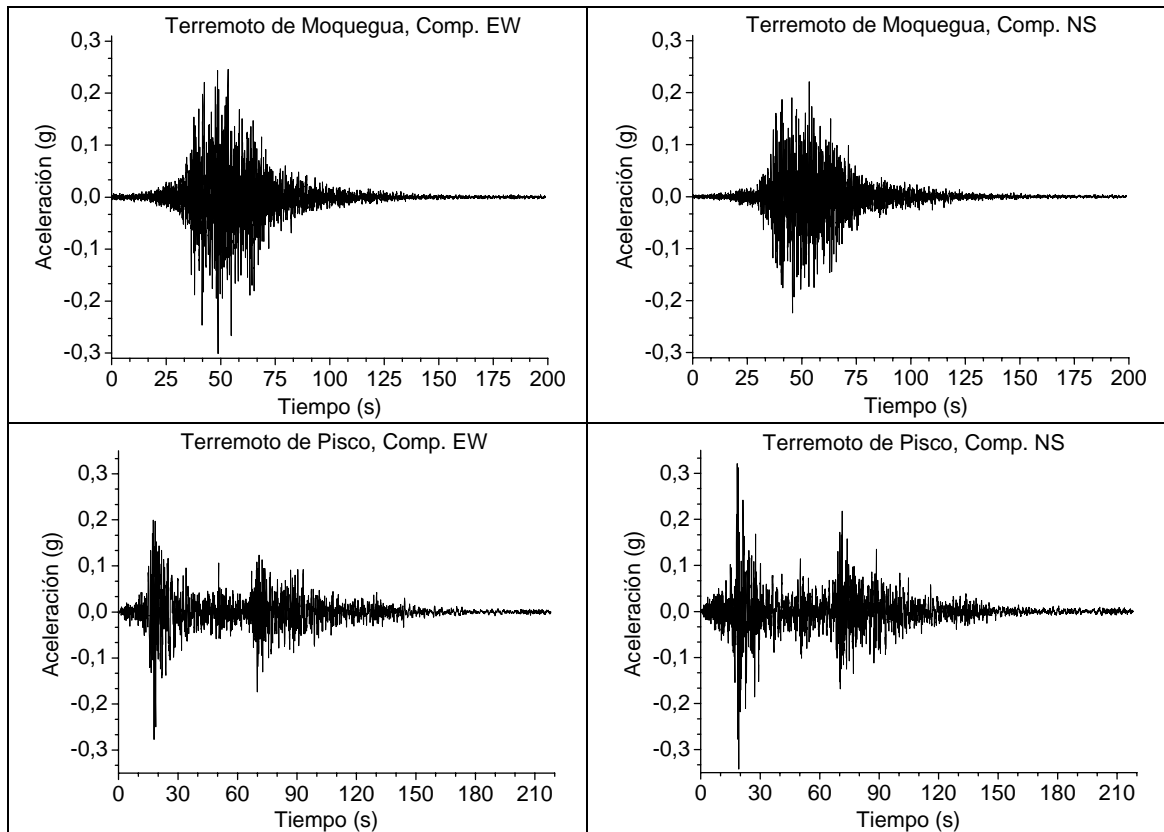


Figura 5.7 Acelerogramas históricos registrados sobre suelo de dureza intermedia (S2)

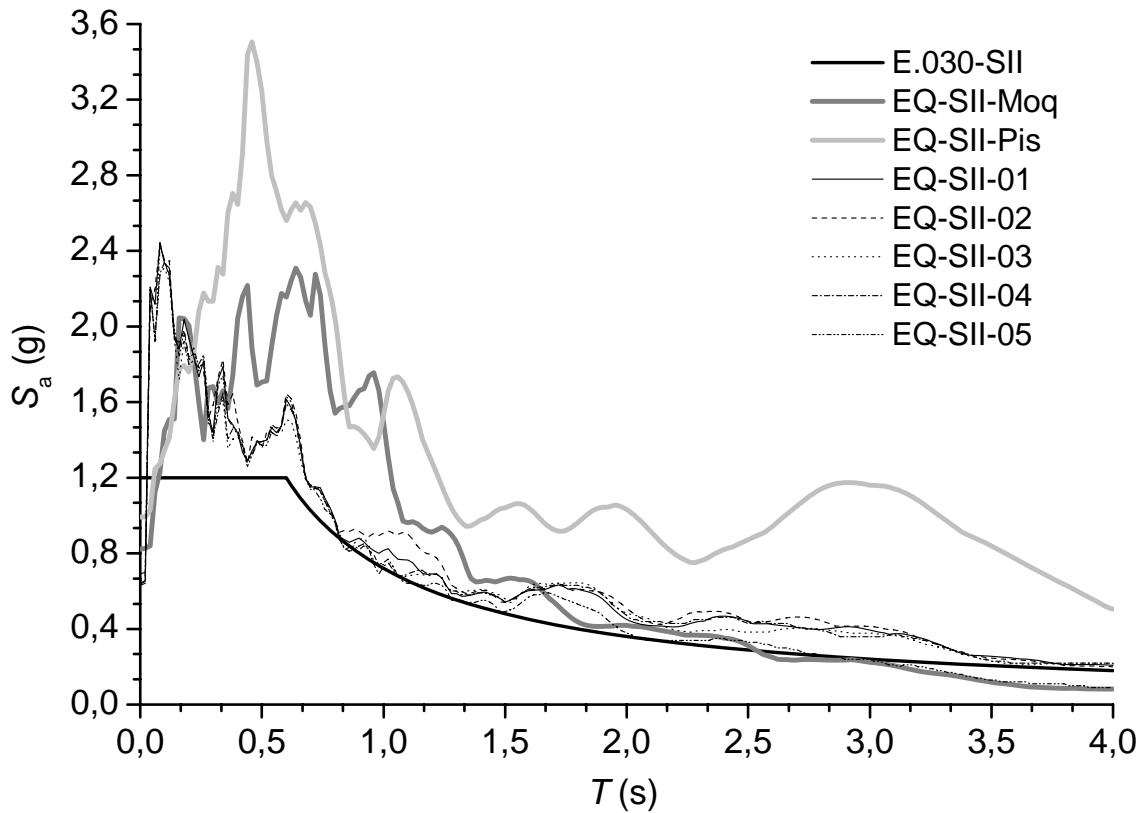
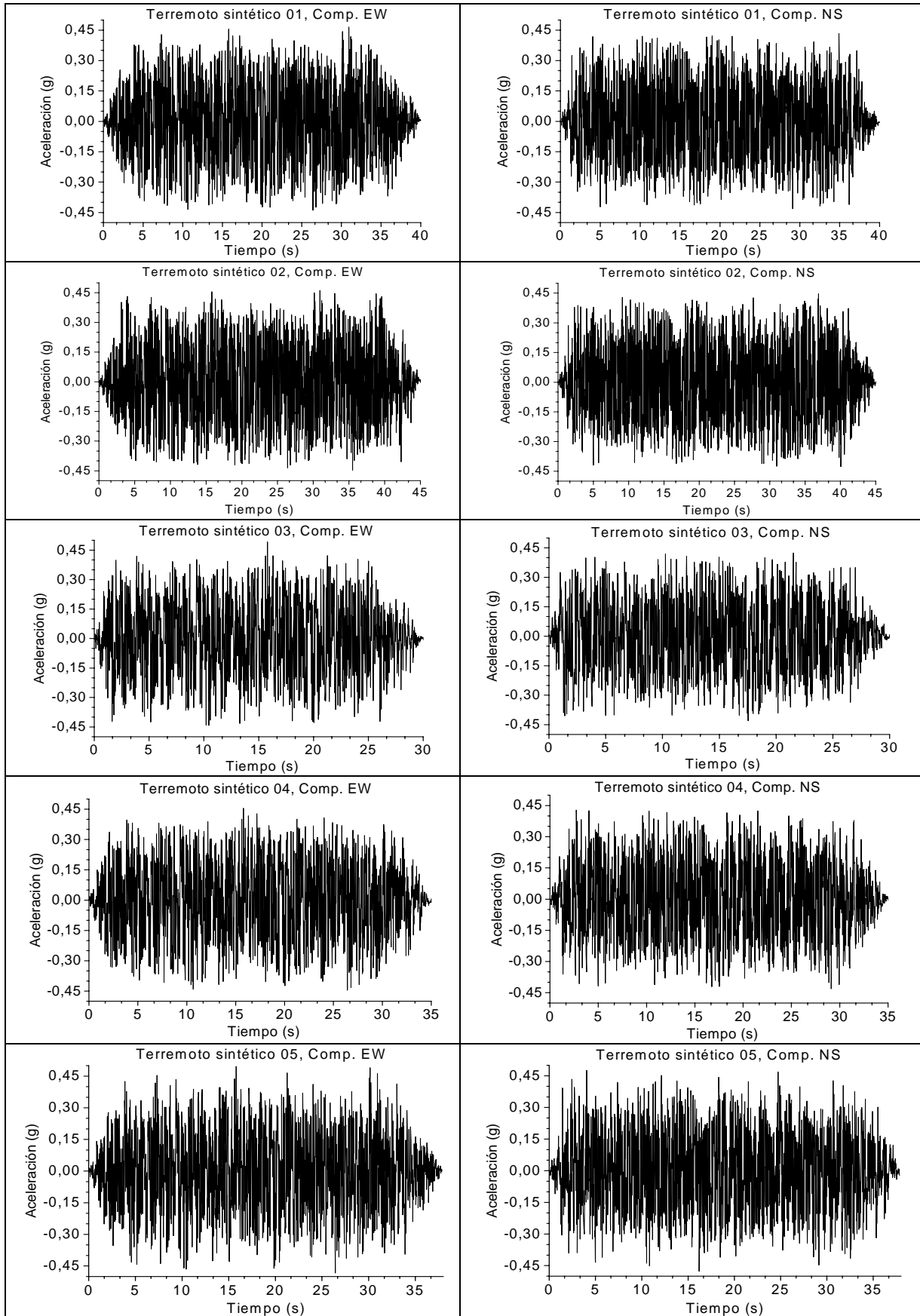


Figura 5.8 Espectros de respuesta de los acelerogramas escalados correspondiente al suelo S2



**Figura 5.9** Acelerogramas artificiales compatibles con el espectro correspondiente a suelo de dureza intermedia (S2)

En la Figura 5.8 se muestra los espectros correspondientes a los siete pares de acelerogramas considerados. La Tabla 5.9 muestra los factores de escala considerados para los análisis dinámicos correspondientes al suelo S1.

**Tabla 5.9** Factores de escala para los acelerogramas históricos correspondientes al suelo S2

Registro	Acelerograma	Factor de escala
1	Lima66	2,19
2	Lima70	2,25

**Suelo blando (S3)**

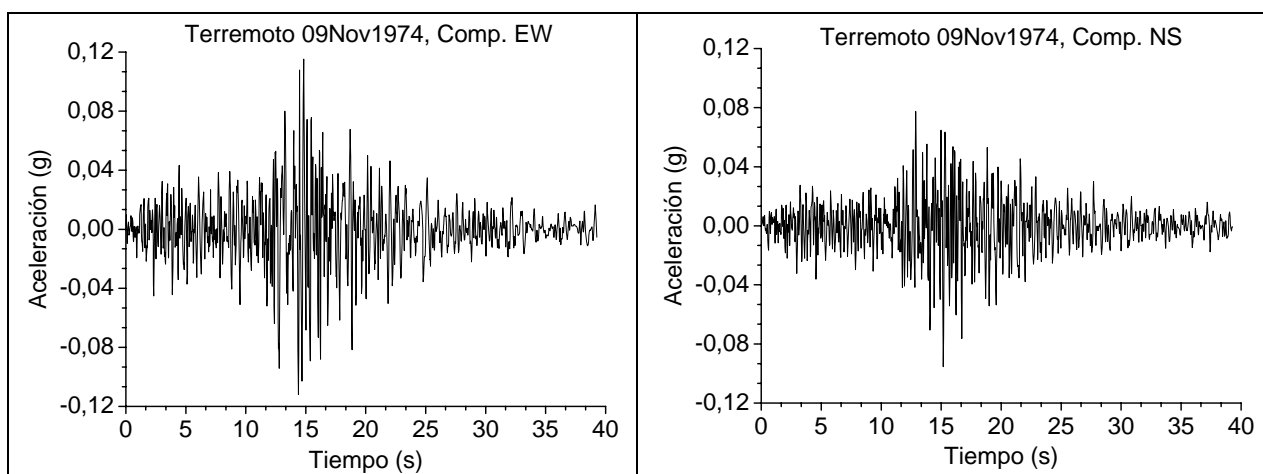
Las Tablas 5.10 y 5.11 muestran, respectivamente, el registro histórico y los acelerogramas artificiales considerados para suelo blando (S3). Las Figuras 5.10 y 5.11 muestran el registro histórico y acelerogramas artificiales considerados para suelo blando (S3), respectivamente.

**Tabla 5.10** Movimiento del terreno registrado en suelo blando (suelo S3 [E.030, 2003])

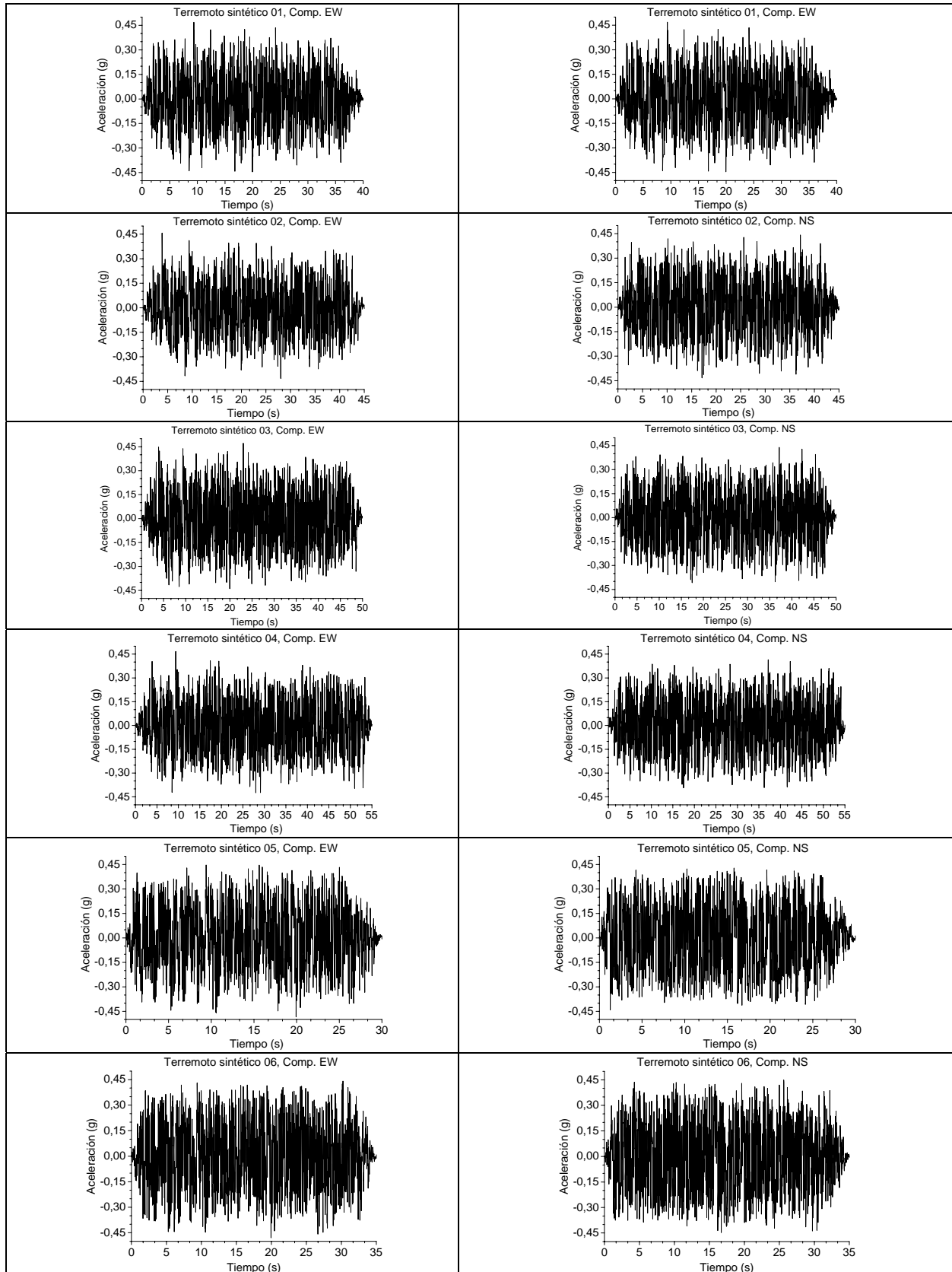
Fecha	Nombre estación	Terremoto	Distancia epicentral $D_f$ (km)	Profundidad hipocentral $P_f$ (km)	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(EW)}$	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(NS)}$	Magnitud local $M_L$
09-Nov-74	La Molina (MOL)	Lima	80,55	12,8	113,06	17,42	93,63	19,45	6,0

**Tabla 5.11** Acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de proyecto para suelo blando (suelo S3 [E.030, 2003])

Registro	Acelerograma	Duración (s)	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(EW)}$	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(NS)}$	Magnitud local $M_L$
2	Artificial 1	40	464,93	47,93	458,76	48,17	8,0
3	Artificial 2	45	433,36	27,61	447,58	27,34	8,0
4	Artificial 3	50	430,71	46,58	462,48	29,35	8,0
5	Artificial 4	55	406,68	39,98	457,48	28,75	8,0
6	Artificial 4	30	474,74	45,01	432,38	25,75	8,0
7	Artificial 5	35	440,32	42,37	469,35	29,81	8,0

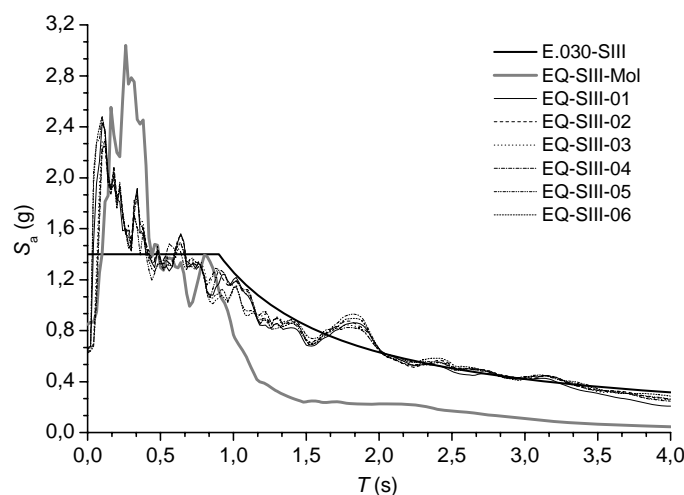


**Figura 5.10** Acelerograma histórico registrado sobre suelo blando (S3)



**Figura 5.11** Acelerogramas artificiales compatibles con el espectro correspondiente a suelo blando (S3)

En la Figura 5.12 se muestran los espectros correspondientes a los siete pares de acelerogramas considerados



**Figura 5.12** Espectros de respuesta de los acelerogramas escalados correspondiente al suelo S3

En la Tabla 5.12 se muestran los factores de escala considerados para los análisis dinámicos.

**Tabla 5.12** Factores de escala para los acelerogramas históricos correspondientes al suelo S3

Registro	Acelerograma	Factor de escala
1	MOL74	5,68

La Figura 5.6, la Figura 5.8 y la Figura 5.12 muestran que el criterio de escalado considerado no es del todo adecuado ya que al ajustar las ordenadas espectrales para un rango de períodos, fuera de dicho rango se pueden producir desajustes significativos entre dichas ordenadas. A este respecto, la Figura 5.6 muestra que las ordenadas espectrales de los acelerogramas registrados quedan claramente por encima de las del espectro de proyecto. Algunos autores [Sumeria, Kersting y Hutchinson, 2009], [Kalkan y Çelebi, 2009] y [Kalkan y Chopra, 2009] han señalado las limitaciones del criterio de ponderación por ASCE 7-05 y han propuesto procedimientos alternativos. Por otra parte, para excitaciones fuertes los períodos fundamentales de vibración se alargan, generándose de esta manera ulteriores discrepancias.

### 5.5.2 Registros impulsivos

Los registros impulsivos (con efectos de proximidad de falla) corresponden a la segunda categoría, los cuales están compuestos por seis pares de componentes sin escalar. Estos registros son: San Fernando 1971 (Pacoima estación de la presa, denominada EQ-SF-PD), Loma Prieta de 1989 (la estación de Los Gatos, llamado EQ-LP-LG y Lexington estación de la presa, denominada EQ-LP-LD), Landers 1992 (estación de Lucerna, denominada EQ-LA-LU), Kobe de 1995 (estación de JMA, denominada EQ-KO-JMA), y Quindío 1999 (estación de CFLAN, denominada EQ- QU-CF). En la Tabla 5.5 se muestra el listado de los registros impulsivos considerados.

En la Figura 5.13 se muestran los registros impulsivos considerados

### 5.5.3 Registros chilenos

El tercer grupo incluye dos registros sin escalar de Chile: Viña del Mar 1985 (Estación de Llolleo, denominada EQ-VM-LL) y Concepción 2010 (estación de CCSP, denominada EQ-CO-CC). Estos acelerogramas se han seleccionado debido a que corresponden a terremotos cuyas magnitudes y mecanismos subductivos son similares a los habituales en Perú [Pritchard et al., 2007].

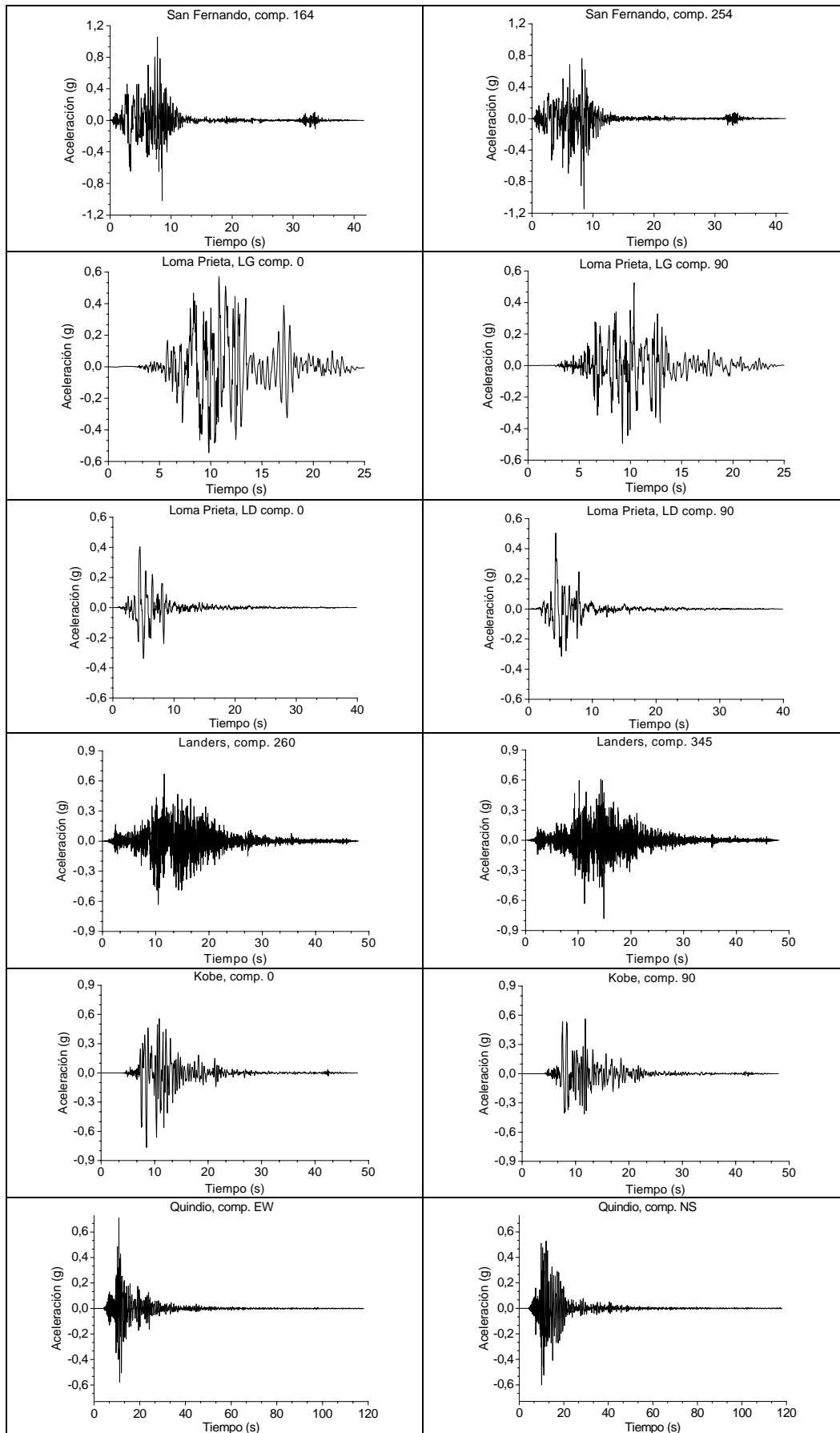


Figura 5.13 Registros sísmicos impulsivos



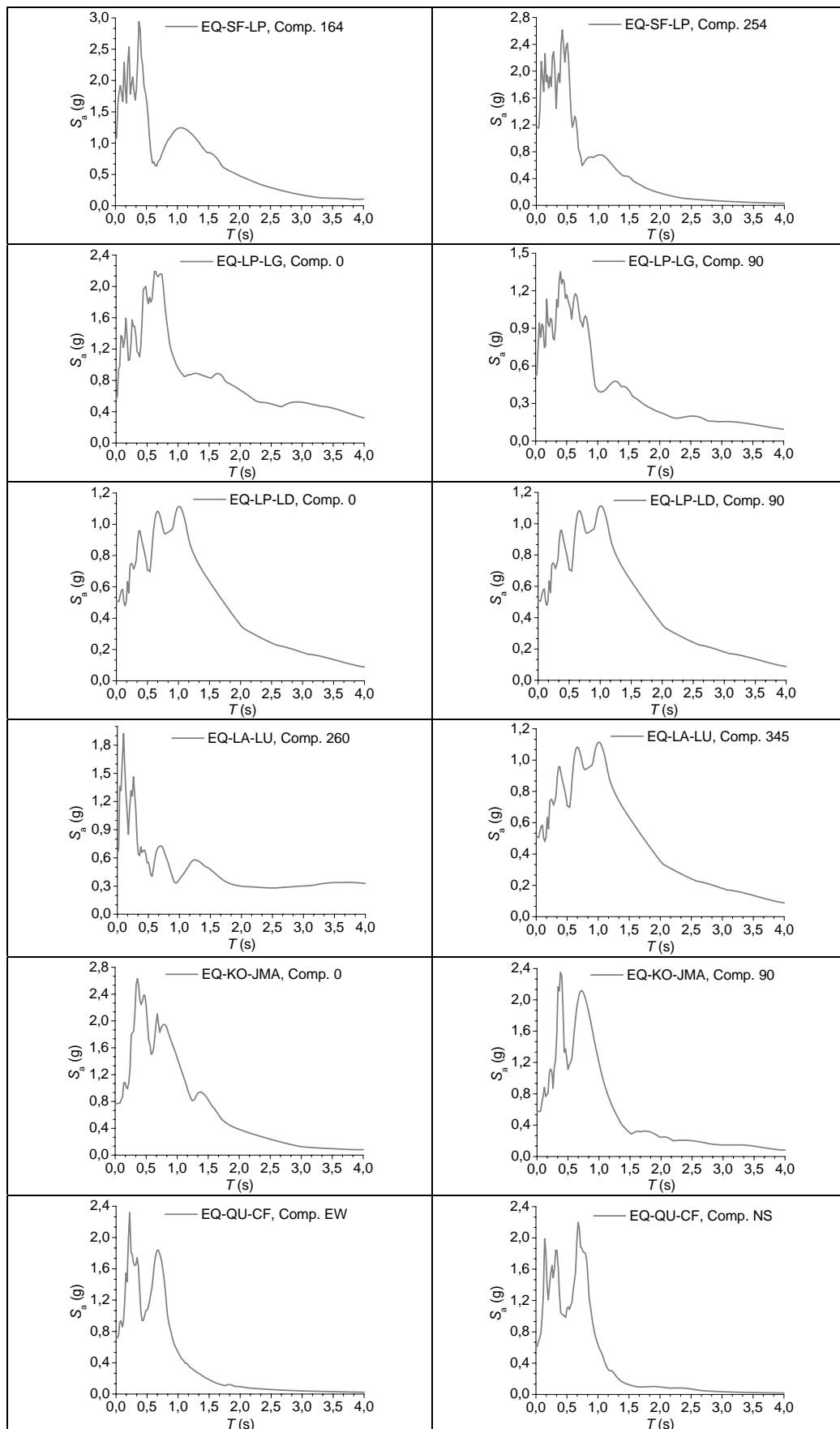
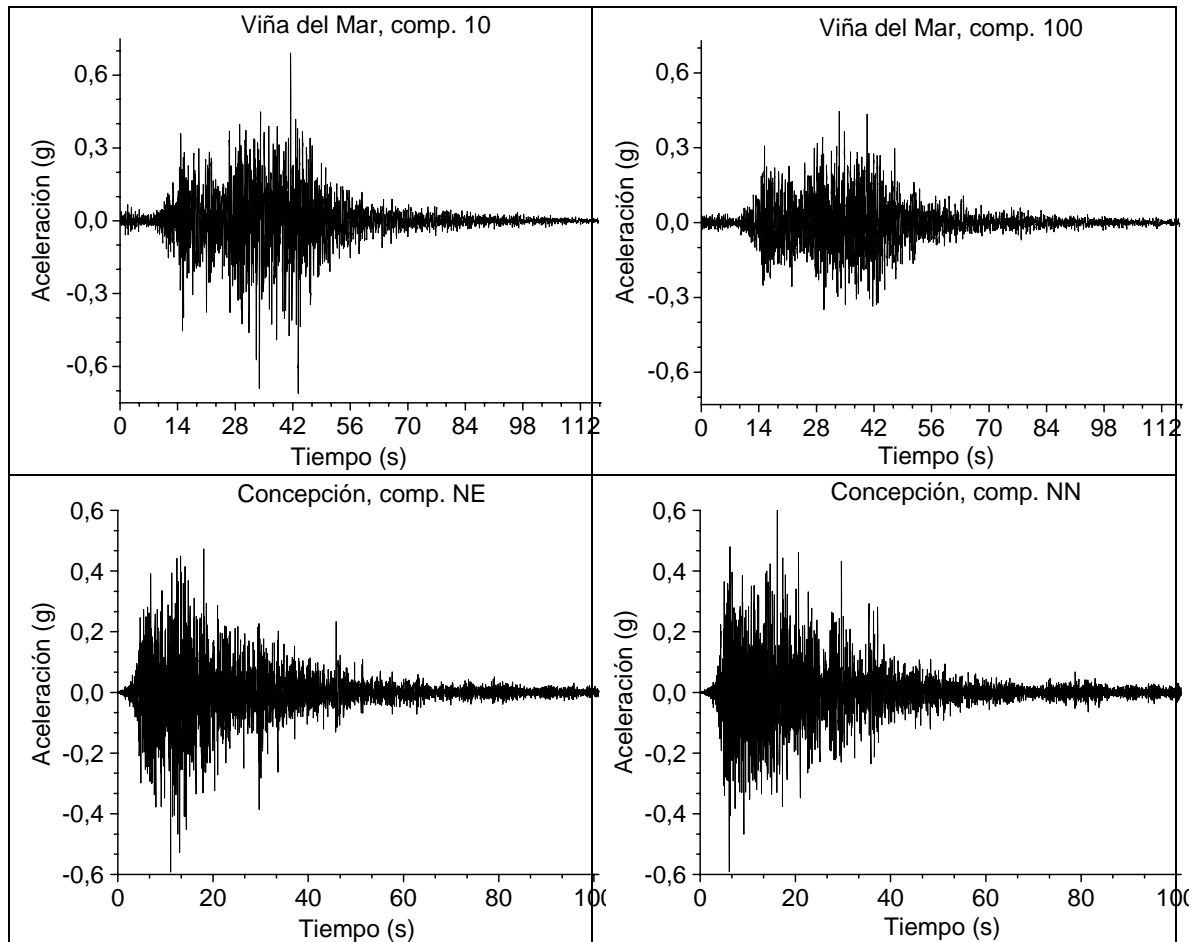


Figura 5.14 Espectros de respuesta para los registros impulsivos

**Tabla 5.13** Registros con efectos de proximidad de falla seleccionados

Registro	Fecha	Nombre estación	Terremoto	Distancia epicentral $D_f$ (km)	Profundidad hipocentral $P_f$ (km)	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(EW)}$	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_{D(NS)}$	Magnitud local $M_L$
1	09-Feb-71	Pacoima Dam Abut.	San Fernando (EQ-SF-PD)	2,8	8,4	1036,07	5,84	1122,00	8,19	6,6
2	18-Oct-89	Los Gatos Pres. Center	Loma Prieta (EQ-LP-LG)	3,9	18,0	559,89	7,48	513,71	7,21	6,9
3	18-Oct-89	Lexington Dam	Loma Prieta (EQ-LP-LD)	5,0	18,0	395,69	4,95	494,04	3,05	6,9
4	28-Jun-92	Lucerne	Landers (EQ-LA-LU)	2,2	1,09	655,46	6,96	765,29	17,01	7,3
5	16-Ene-95	JMA	Kobe (EQ-KO-JMA)	0,6	16,0	750,12	8,20	552,52	7,48	6,9
6	25-Ene-99	CFLAN	Quindío (EQ-QU-CF)	33,0	< 5	697,43	9,05	588,87	16,34	6,2*

\*N.D.: no disponible



**Figura 5.15** Acelerogramas chilenos

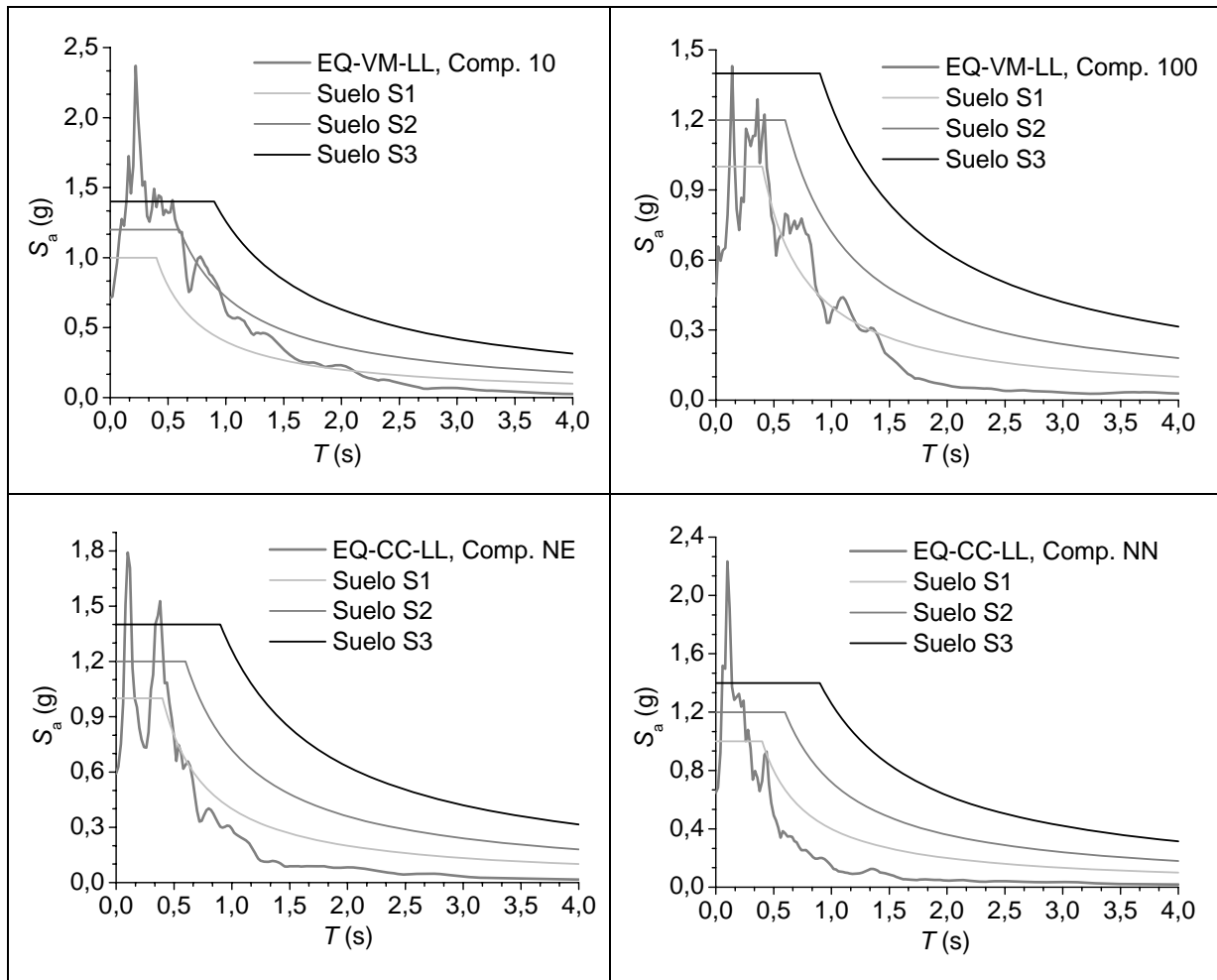


Figura 5.16 Espectros de respuesta para los registros chilenos

## 6. Análisis dinámico de los edificios seleccionados

### 6.1 Consideraciones generales

En este capítulo se emplea el análisis dinámico no lineal para evaluar el comportamiento sismorresistente de los 7 edificios con muros delgados seleccionados anteriormente. El comportamiento de los edificios se representa mediante el modelo numérico descrito en el apartado 3.3; éste se completa con algunos parámetros propios del análisis dinámico, como el amortiguamiento (modelo de Rayleigh, descrito en el subapartado 3.3.4) y el comportamiento histerético. El daño estructural se evalúa mediante los estados límites de daño, los cuales han sido determinados para cada uno de los desplazamientos objetivo (TD), tal como se describe en el capítulo 4. El análisis dinámico se efectúa mediante el programa PERFORM-3D. Las dos componentes de cada excitación se aplican simultáneamente; para considerar la situación más desfavorable, la componente de mayor severidad se considera que actúa en la dirección débil (Y). Las acciones sísmicas consideradas dinámicas son los tres grupos de acelerogramas escalados, impulsivos y chilenos descritos en los subapartados 5.5.1, 5.5.2 y 5.5.3, respectivamente. En los tres apartados siguientes se muestran los resultados para dichos tres grupos, respectivamente.

### 6.2 Análisis dinámicos con acelerogramas escalados

En este apartado se describe la respuesta de los siete edificios seleccionados a los siete acelerogramas escalados (subapartado 5.5.1).

#### 6.2.1 Resultados

En este subapartado se presentan los resultados de los análisis dinámicos de los edificios C1, C2, L1, L2, L3, L4 y L5 para los acelerogramas escalados. Las Figuras 6.1, 6.4, 6.7, 6.10, 6.13, 6.16 y 6.19 muestran los desplazamientos relativos de la última planta. Las Figuras 6.2, 6.5, 6.8, 6.11, 6.14, 6.17 y 6.20 muestran las aceleraciones absolutas de la última planta. Las Figuras 6.3, 6.6, 6.9, 6.12, 6.15, 6.18 y 6.21 muestran los desplazamientos máximos entre plantas para los siete acelerogramas considerados, así como su valor medio para éstos; adicionalmente, se indica el valor máximo permitido por la normativa peruana [E.030, 2003], igual a 0,005. Las Tablas 6.1, 6.3, 6.5, 6.7, 6.9, 6.11 y 6.13 muestran los principales resultados de los análisis dinámicos.  $E_I$ ,  $E_\zeta$ , y  $E_H$  corresponden a las energías de entrada, disipada por el amortiguamiento e histerética, respectivamente (ver el subapartado 2.1.1.4). El desplazamiento relativo y la aceleración absoluta máximos se refieren a la planta superior.  $V$  es el cortante en la base y  $W$  es el peso del edificio. Las Tablas 6.2, 6.4, 6.6, 6.8, 6.10, 6.12 y 6.14 muestran el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3, correspondiendo a la Tabla 4.2. Los parámetros del 1 al 6 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento LS mientras que los parámetros 7 y 8 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento CP. El noveno parámetro no se representa aquí dado que el valor límite indicado en la Tabla 4.2 sólo se excede una vez.

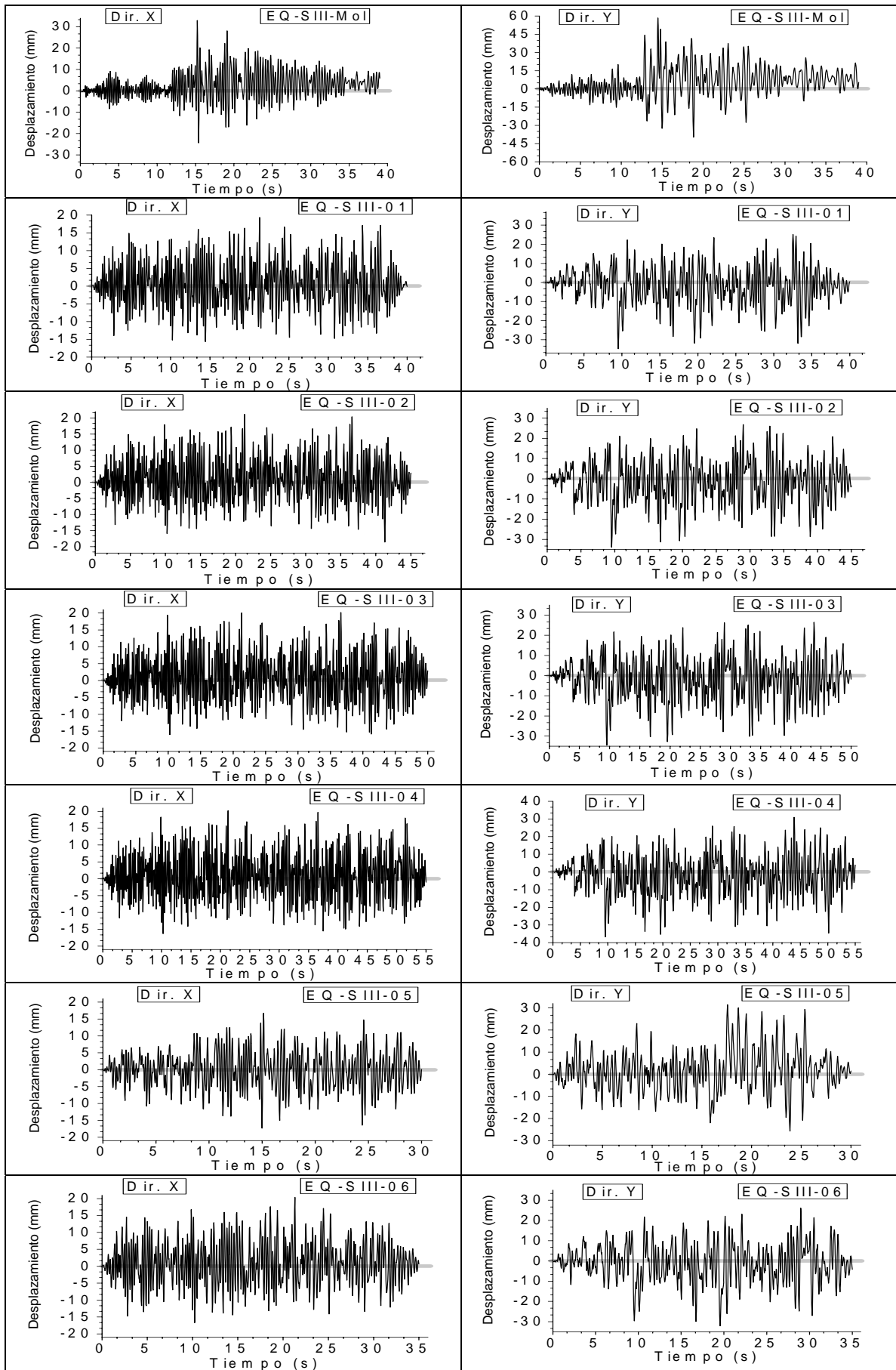


Figura 6.1 Desplazamientos de la planta superior del edificio C1 para los acelerogramas escalados

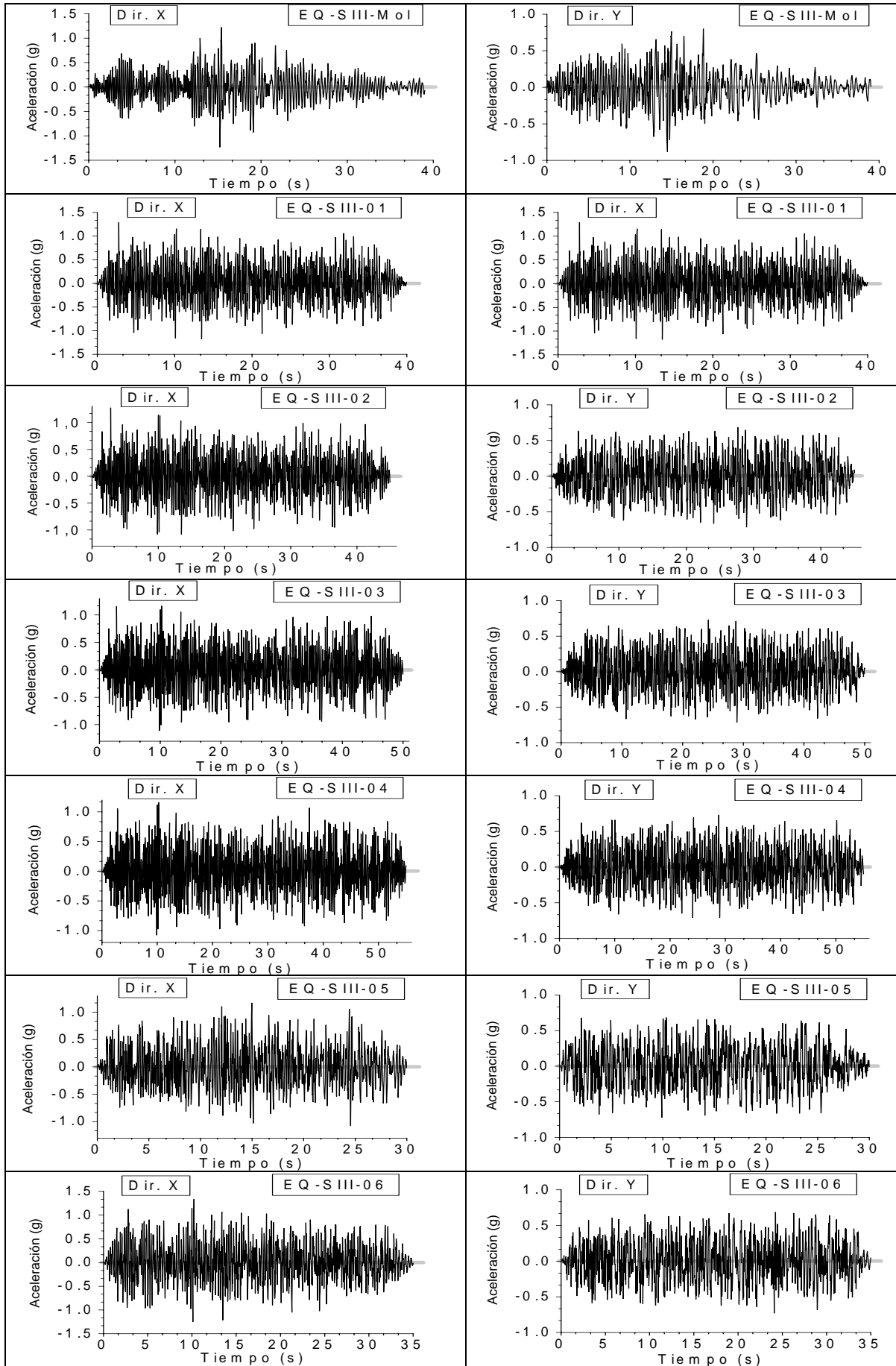


Figura 6.2 Aceleración absoluta de la planta superior del edificio C1 para los acelerogramas escalados

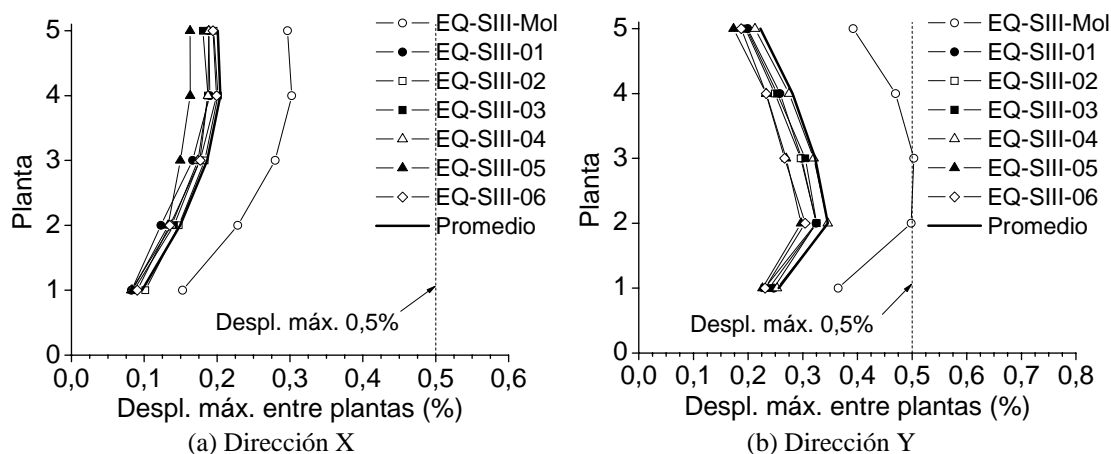


Figura 6.3 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio C1 para los acelerogramas escalados

Tabla 6.1 Resultados de los análisis dinámicos del edificio C1 para los acelerogramas escalados

Registro	$\ddot{z}_{gmax}$ (g)	$I_{Dmin}$	Duración (s)	$E_I$ (kNm)	$E_\zeta$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Despl. máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{max} / W$
EQ-SIII-Mol	0,12	17,42	39,42	1989	1246	743	0,45	1,23	0,72
EQ-SIII-01	0,47	37,73	40	2258	1267	991	0,27	1,29	0,61
EQ-SIII-02	0,46	31,70	45	2649	1495	1154	0,26	1,27	0,65
EQ-SIII-03	0,47	42,90	50	2960	1684	1276	0,26	1,16	0,59
EQ-SIII-04	0,47	36,17	55	3296	1905	1391	0,28	1,16	0,62
EQ-SIII-05	0,48	32,71	30	1592	804	788	0,24	1,17	0,60
EQ-SIII-06	0,48	39,72	35	2006	1099	907	0,24	1,34	0,67

Tabla 6.2 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio C1 para los acelerogramas escalados

Núm.	Valor límite	EQ-SIII-Mol	EQ-SIII-01	EQ-SIII-02	EQ-SIII-03	EQ-SIII-04	EQ-SIII-05	EQ-SIII-06	Promedio
1	Deformación a cortante de las vigas	266,50	125,40	118,10	122,80	129,20	118,30	110,60	141,56
2	Giro de las rótulas plásticas de los muros	101,30	84,38	77,52	82,59	85,04	76,91	78,12	83,69
3	Desplazamiento máximo entre plantas	45,09	31,92	28,61	30,13	32,37	29,63	29,63	32,48
4	Deformación del acero inferior	295,50	162,10	180,60	202,70	204,50	162,70	168,40	196,64
5	Deformación del acero superior	119,60	71,43	72,65	71,43	71,43	73,86	75,89	79,47
6	Desplazamiento máximo entre plantas (E.030)	102,10	65,56	64,29	64,83	69,22	60,45	60,27	69,53
7	Deformación del hormigón inferior	74,11	57,14	60,06	62,05	69,39	48,30	55,19	60,38
8	Deformación del hormigón superior	25,00	16,96	18,67	19,20	18,75	16,64	18,26	19,07

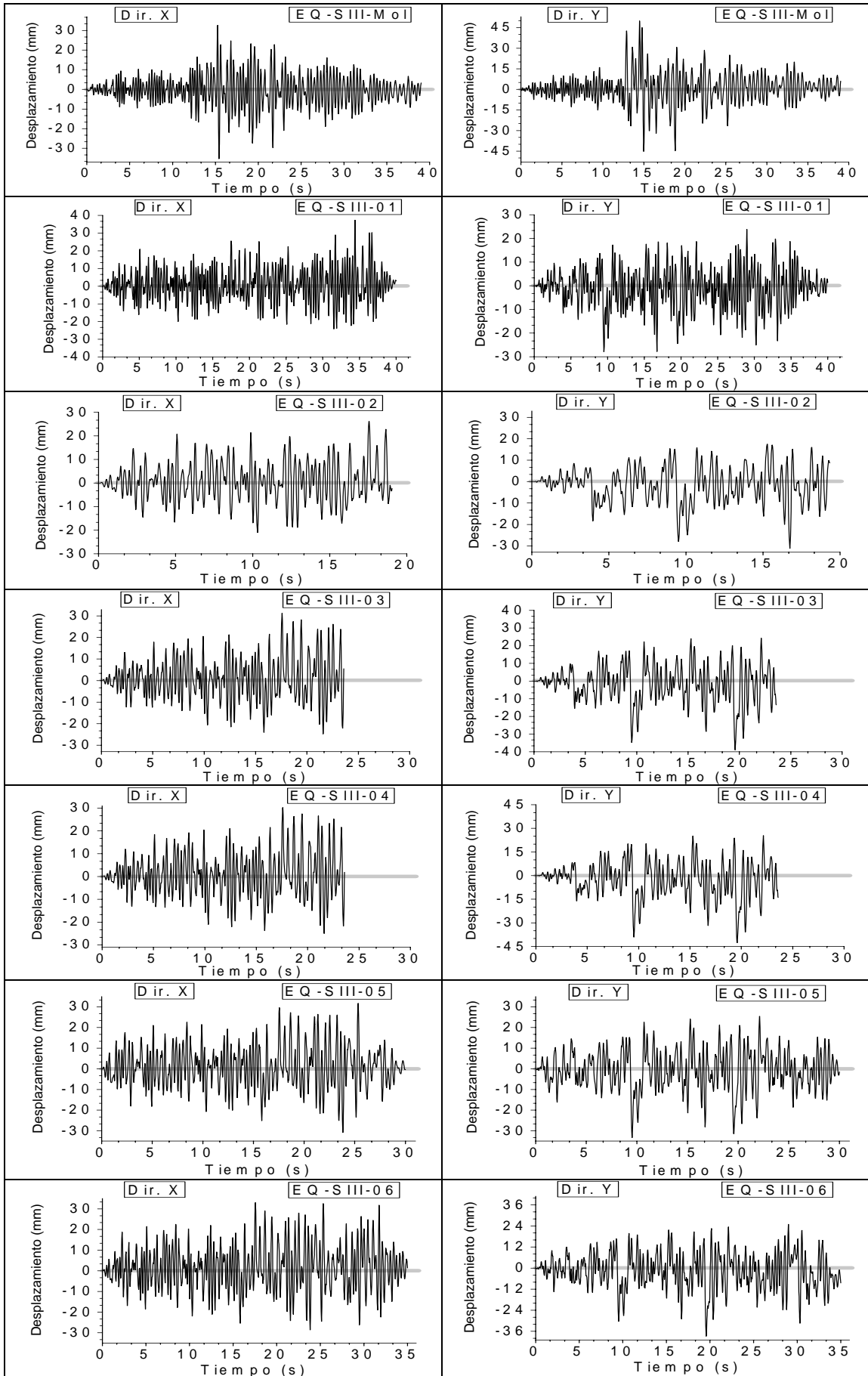


Figura 6.4 Desplazamientos de la planta superior del edificio C2 para los acelerogramas escalados



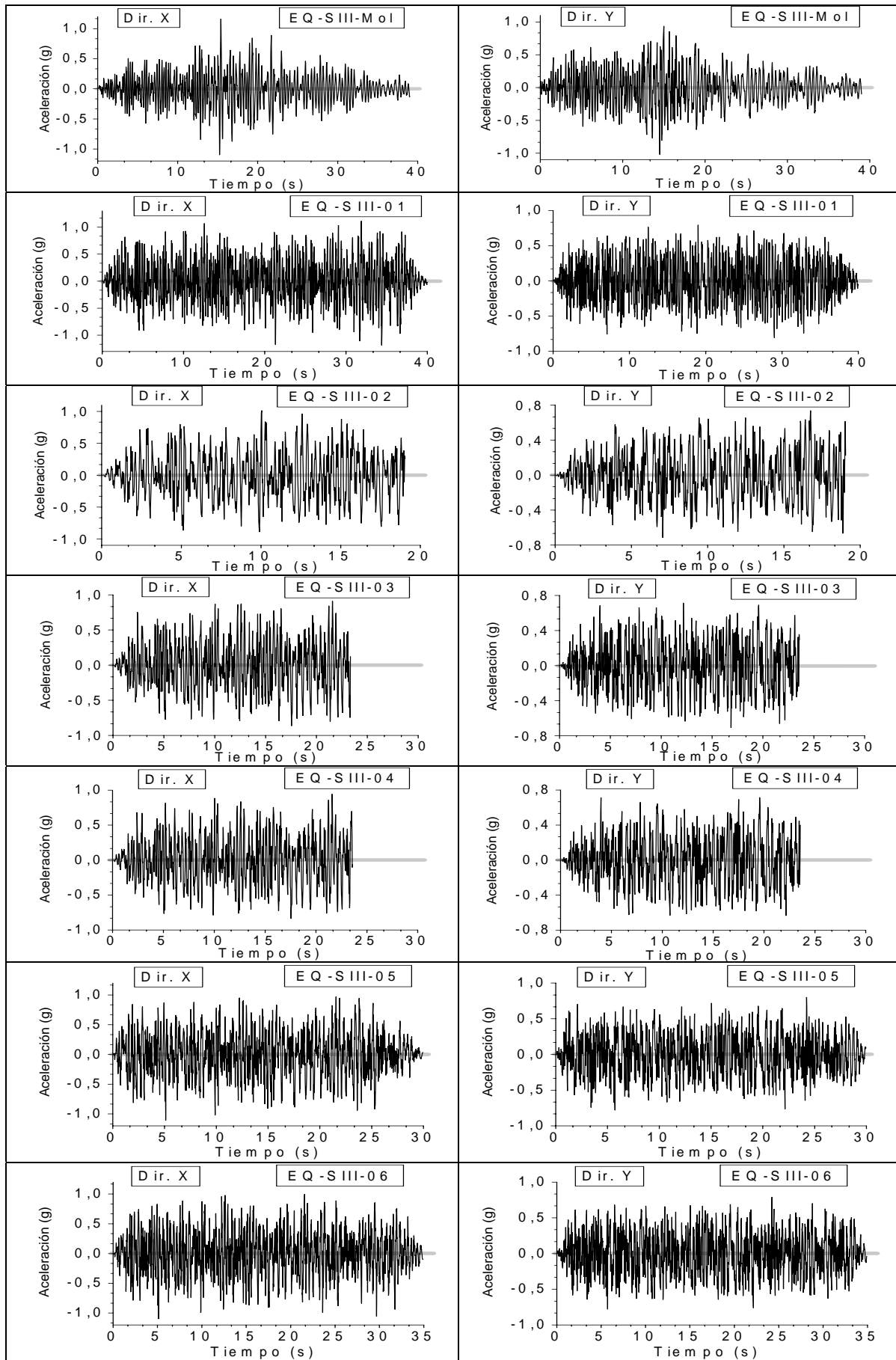


Figura 6.5 Aceleración absoluta de la planta superior del edificio C2 para los acelerogramas escalados

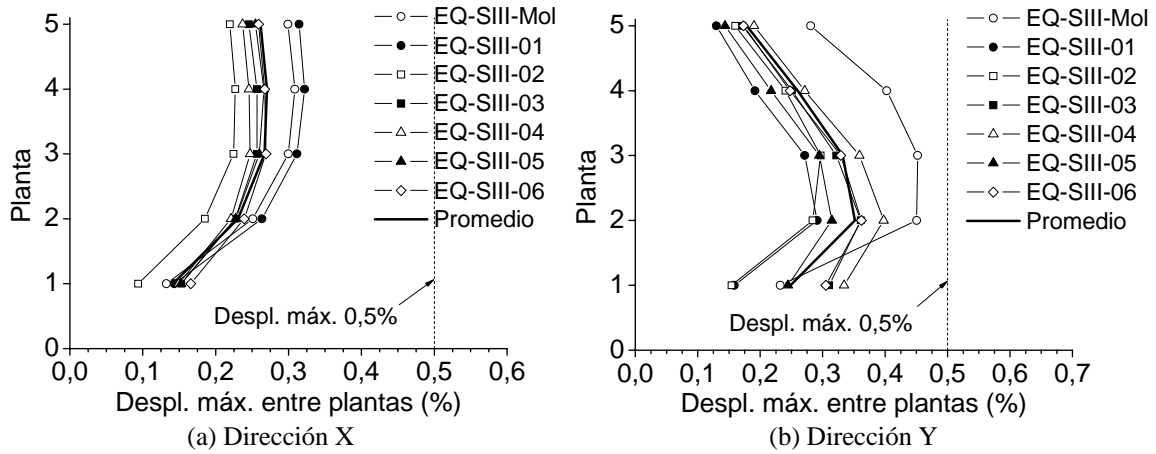


Figura 6.6 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio C2 para los acelerogramas escalados

Tabla 6.3 Resultados de los análisis dinámicos del edificio C2 para los acelerogramas escalados

Registro	$\ddot{z}_{g\max}$ (g)	$I_{D\min}$	Duración (s)	$E_l$ (kNm)	$E_c$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Despl. máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{\max} / W$
EQ-SIII-Mol	0,12	17,42	39,42	2109	1090	1019	0,36	1,01	0,56
EQ-SIII-01	0,47	37,73	40	2696	1215	1481	0,27	1,07	0,69
EQ-SIII-02	0,46	31,70	45	1143	513	630	0,23	1,15	0,56
EQ-SIII-03	0,47	42,90	50	1675	748	928	0,28	0,91	0,54
EQ-SIII-04	0,47	36,17	55	1704	769	935	0,31	0,94	0,52
EQ-SIII-05	0,48	32,71	30	2088	956	1132	0,24	1,11	0,58
EQ-SIII-06	0,48	39,72	35	2571	1219	1352	0,28	1,10	0,61

Tabla 6.4 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio C2 para los acelerogramas escalados

Núm.	Valor límite	EQ-SIII-Mol	EQ-SIII-01	EQ-SIII-02	EQ-SIII-03	EQ-SIII-04	EQ-SIII-05	EQ-SIII-06	Promedio
1	Deformación a cortante de las vigas	170,10	93,53	94,78	114,40	128,10	101,00	115,30	116,74
2	Giro de las rótulas plásticas de los muros	191,20	124,30	97,71	115,10	128,30	103,40	118,50	125,50
3	Desplazamiento máximo entre plantas	126,00	89,73	75,61	74,47	77,90	59,54	71,43	82,10
4	Deformación del acero inferior	117,5	77,68	60,71	186,70	198,20	223,20	203,3	152,47
5	Deformación del acero superior	85,71	71,88	65,26	61,28	60,27	61,69	62,09	66,88
6	Desplazamiento máximo entre plantas (E.030)	67,57	54,61	46,75	53,15	59,79	48,40	52,96	54,75
7	Deformación del hormigón inferior	162,3	100,9	96,75	152,60	177,70	128,70	118,10	133,86
8	Deformación del hormigón superior	20,13	19,64	15,26	16,23	15,62	16,23	16,64	17,11

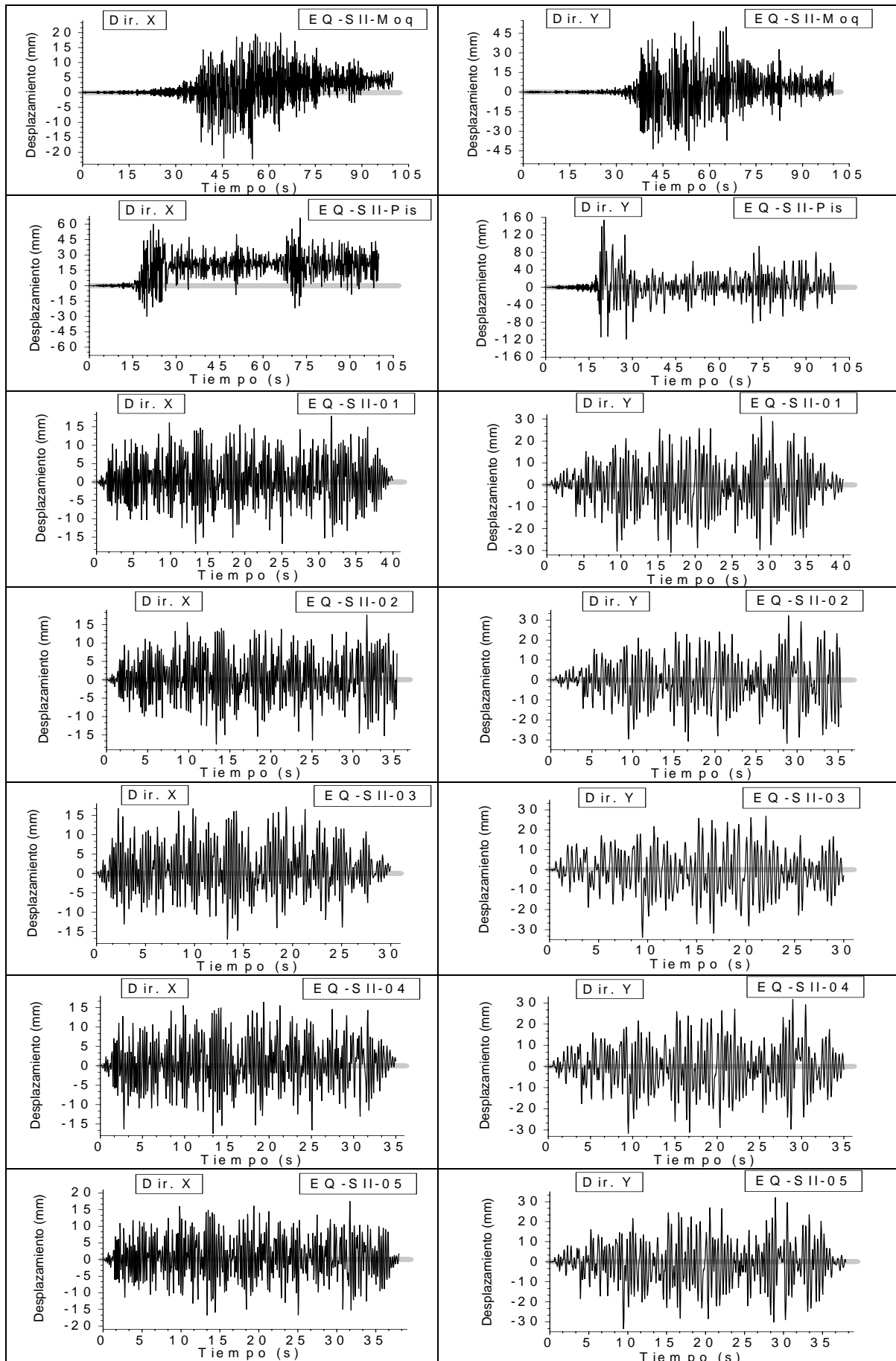


Figura 6.7 Desplazamientos de la planta superior del edificio L1 para los acelerogramas escalados

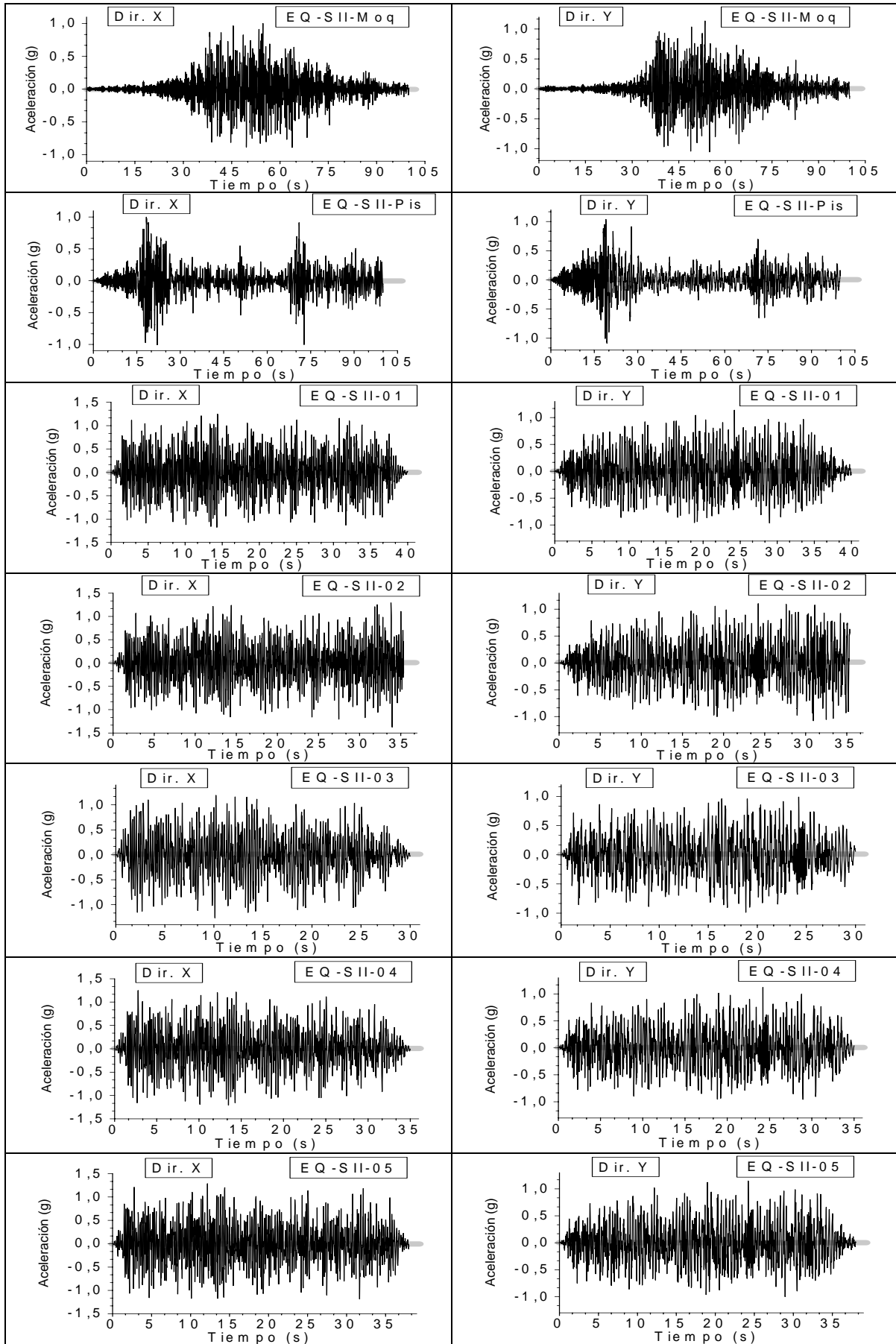


Figura 6.8 Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L1 para los acelerogramas escalados

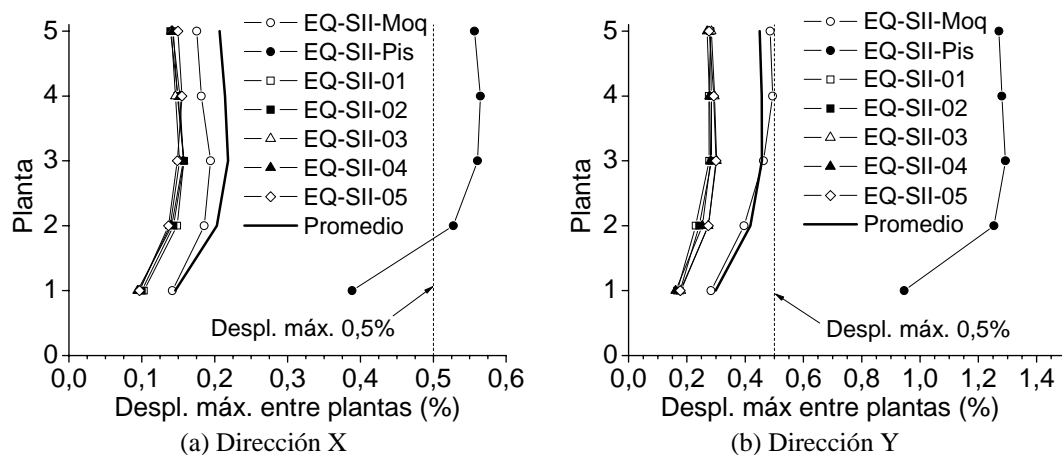


Figura 6.9 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L1 para los acelerogramas escalados

Tabla 6.5 Resultados de los análisis dinámicos del edificio L1 para los acelerogramas escalados

Registro	$\ddot{z}_{gmax}$ (g)	$I_{Dmin}$	Duración (s)	$E_I$ (kNm)	$E_\zeta$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Desplazamiento máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{max} / W$
EQ-SII-Moq	0,30	21,63	198,91	5599	3113	2487	0,42	1,14	-
EQ-SII-Pis	0,34	10,52	218,06	10341	7058	3284	1,21	1,09	-
EQ-SII-01	0,47	36,43	40	4216	2032	2184	0,25	1,25	-
EQ-SII-02	0,46	43,73	45	-	-	-	0,25	1,37	-
EQ-SII-03	0,49	33,32	30	3244	1563	1681	0,27	1,27	-
EQ-SII-04	0,45	35,31	35	3729	1804	1924	0,25	1,25	-
EQ-SII-05	0,49	60,13	38	4066	1977	2089	0,26	1,29	-

Tabla 6.6 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L1 para los acelerogramas escalados

Núm.	Valor límite	EQ-SII-Moq	EQ-SII-Pis	EQ-SII-01	EQ-SII-02	EQ-SII-03	EQ-SII-04	EQ-SII-05	Promedio
1	Deformación a cortante de las vigas	240,70	676,10	101,00	101,50	105,00	101,00	104,10	204,20
2	Giro de las rótulas plásticas de los muros	155,00	520,60	94,78	100,80	110,30	96,61	108,80	169,56
3	Desplazamiento máximo entre plantas	86,85	402,30	44,20	44,20	52,23	46,75	52,23	104,11
4	Deformación del acero inferior	301,90	701,30	160,40	166,10	169,90	165,70	160,90	260,89
5	Deformación del acero superior	94,16	170,50	61,79	65,00	61,56	63,59	61,17	82,54
6	Desplazamiento máximo entre plantas (E.030)	98,99	259,40	58,26	60,82	60,09	59,17	60,09	93,83
7	Deformación del hormigón inferior	70,62	567,40	43,21	43,19	44,03	42,14	45,19	122,25
8	Deformación del hormigón superior	25,97	36,53	19,29	19,27	18,31	19,29	20,26	22,70

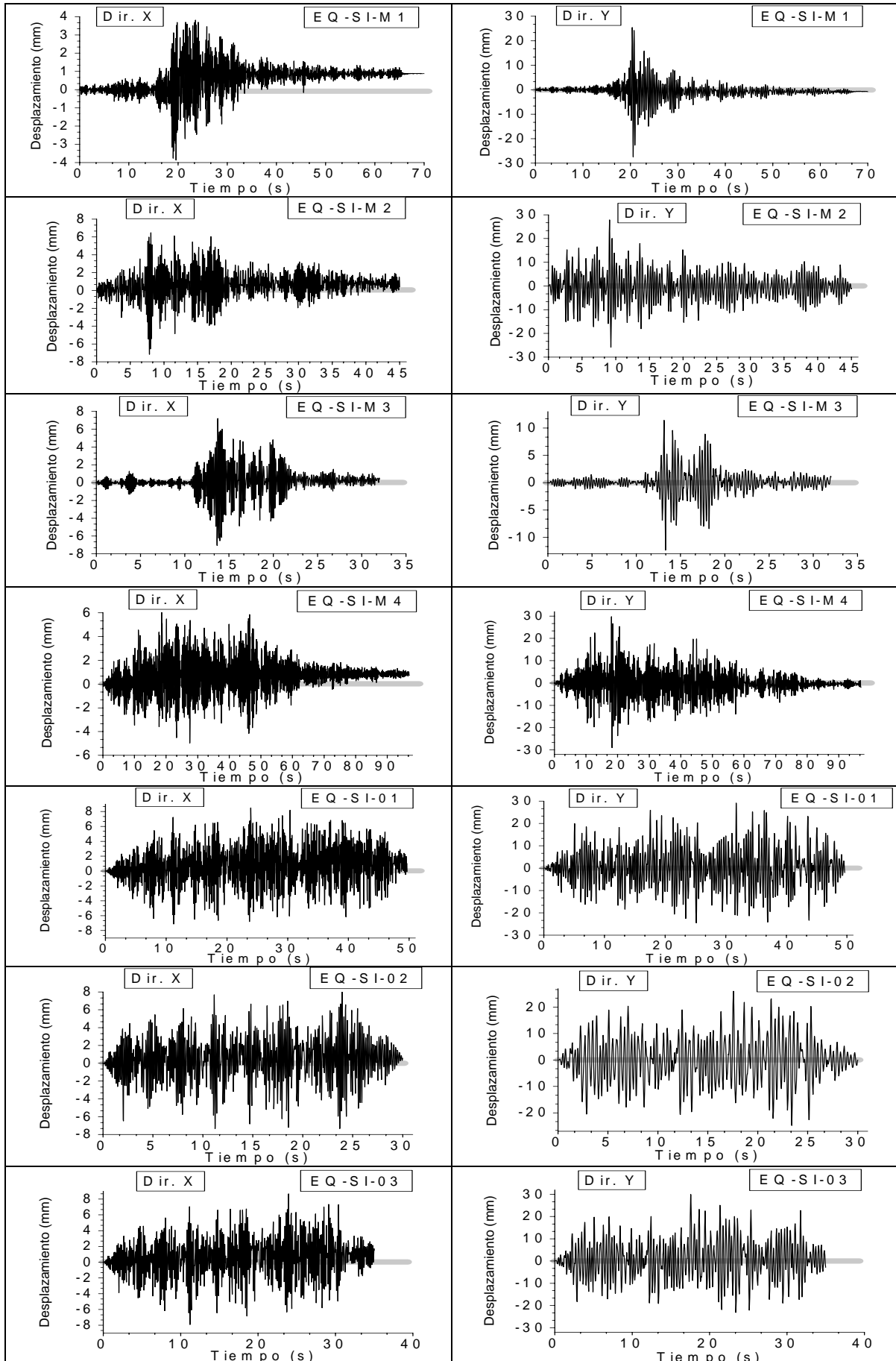


Figura 6.10 Desplazamientos de la planta superior del edificio L2 para los acelerogramas escalados

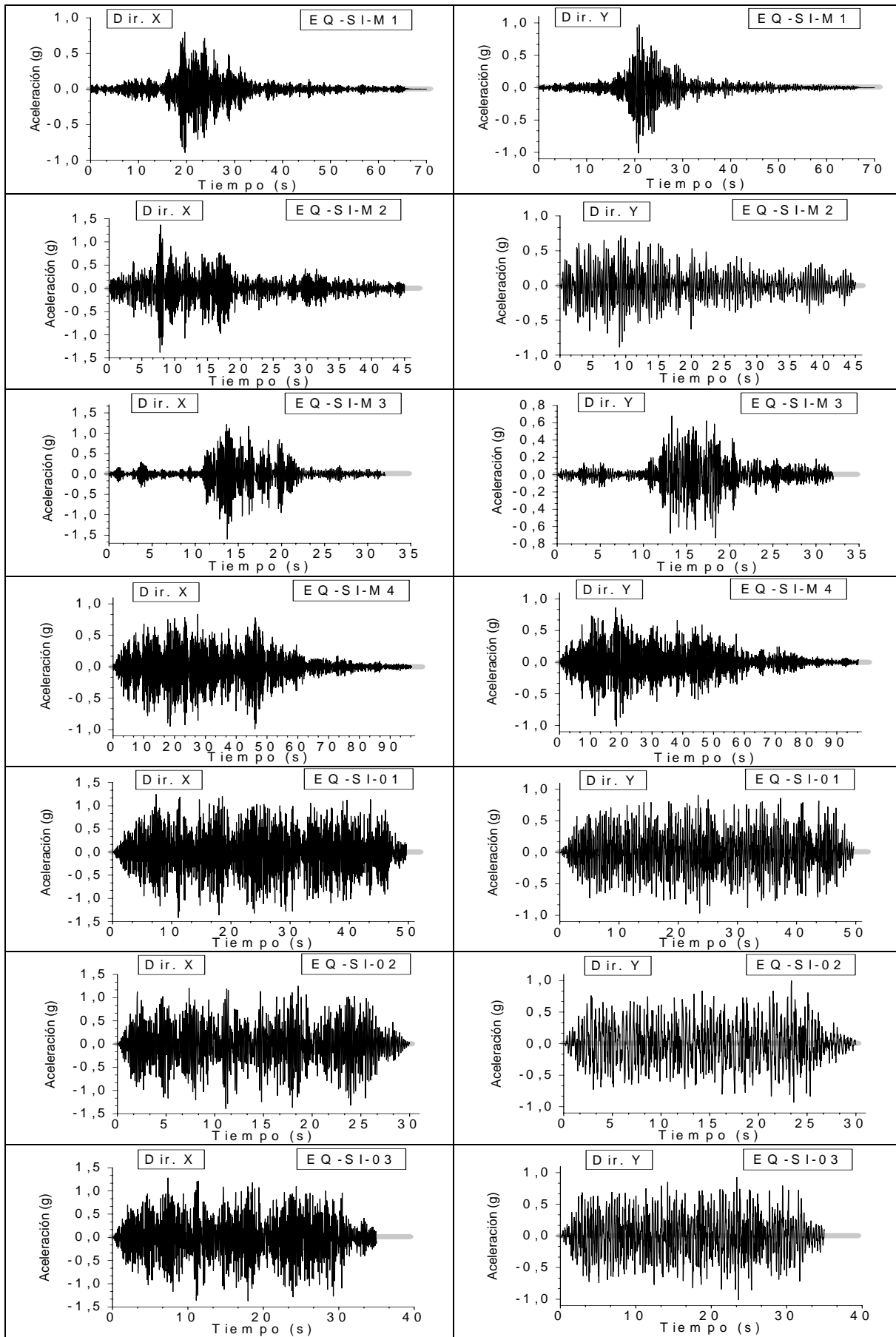


Figura 6.11 Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L2 para los acelerogramas escalados

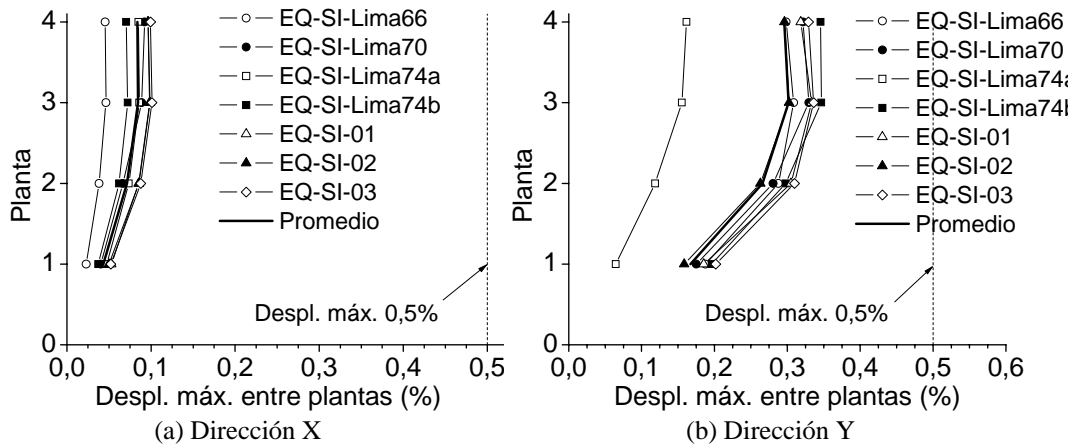


Figura 6.12 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L2 para los acelerogramas escalados

Tabla 6.7 Resultados de los análisis dinámicos del edificio L2 para los acelerogramas escalados

Registro	$\ddot{z}_{g\max}$ (g)	$I_{D\min}$	Duración (s)	$E_I$ (kNm)	$E_\zeta$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Despl. máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{\max} / W$
EQ-SI-Lima66	0,27	12,53	70,00	441	283	158	0,27	1,01	0,52
EQ-SI-Lima70	0,10	30,53	45,16	959	657	302	0,27	1,38	0,79
EQ-SI-Lima74a	0,16	25,71	32,82	280	196	84	0,12	1,60	0,90
EQ-SI-Lima74b	0,20	22,00	97,96	1672	1162	510	0,29	1,01	0,64
EQ-SI-01	0,45	59,63	50	2714	1619	1096	0,29	1,42	0,90
EQ-SI-02	0,44	50,55	30	1677	972	705	0,26	1,20	0,86
EQ-SI-03	0,43	39,72	35	1897	1122	774	0,29	1,37	0,89

Tabla 6.8 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L2 para los acelerogramas escalados

Núm.	Valor límite	EQ-SI-Lima66	EQ-SI-Lima70	EQ-SI-Lima74a	EQ-SI-Lima74b	EQ-SI-01	EQ-SI-02	EQ-SI-03	Promedio
1	Deformación a cortante de las vigas	84,92	81,64	46,75	94,42	104,60	97,52	108,80	88,38
2	Giro de las rótulas plásticas de los muros	57,89	61,55	26,12	61,55	64,65	63,01	65,56	57,19
3	Desplazamiento máximo entre plantas	41,82	35,43	19,36	43,47	45,84	39,63	47,48	39,00
4	Deformación del acero inferior	125,90	110,20	51,14	134,40	135,00	115,30	129,40	114,48
5	Deformación del acero superior	46,31	43,75	33,42	48,05	51,79	49,35	51,04	46,24
6	Desplazamiento máximo entre plantas (E.030)	61,55	65,93	32,33	69,40	66,84	62,09	68,49	60,95
7	Deformación del hormigón inferior	79,55	75,00	23,92	83,79	74,64	67,21	83,77	69,70
8	Deformación del hormigón superior	10,51	11,36	9,68	12,34	12,14	12,34	12,47	11,55



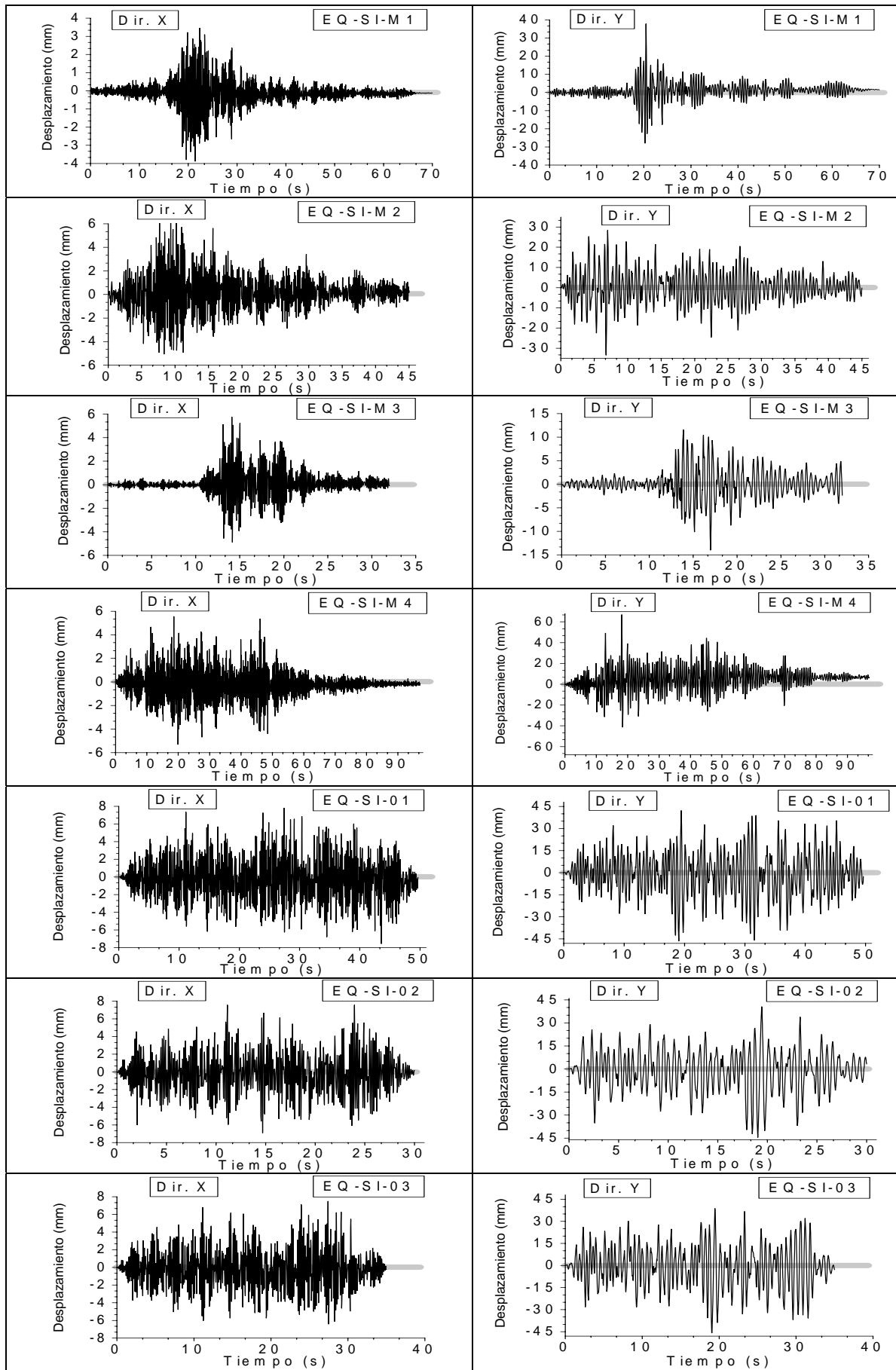


Figura 6.13 Desplazamientos de la planta superior del edificio L3 para los acelerogramas escalados

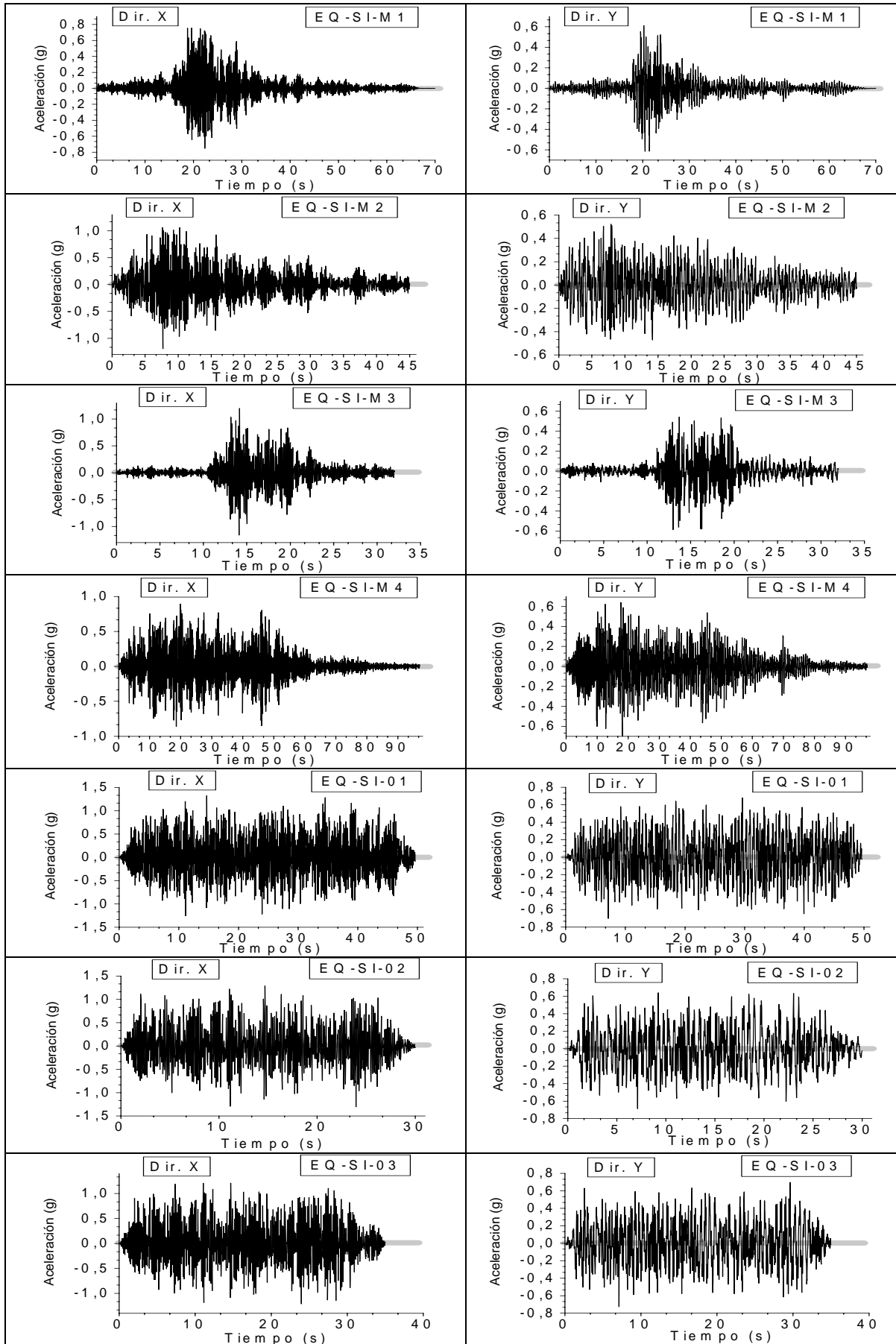


Figura 6.14 Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L3 para los acelerogramas escalados

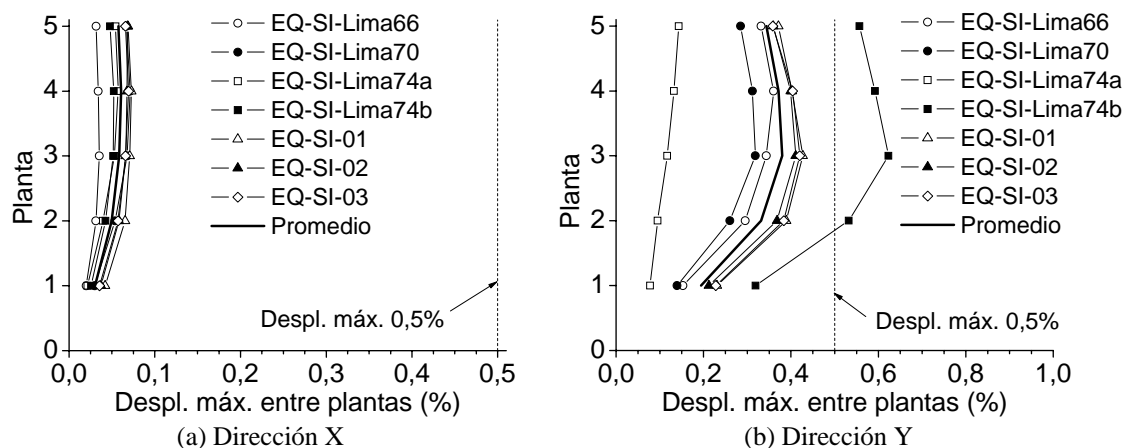


Figura 6.15 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L3 para los acelerogramas escalados

Tabla 6.9 Resultados de los análisis dinámicos del edificio L3 para los acelerogramas escalados

Registro	$\ddot{z}_{gmax}$ (g)	$I_{Dmin}$	Duración (s)	$E_l$ (kNm)	$E_\zeta$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Despl. máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{max} / W$
EQ-SI-Lima66	0,27	12,53	70,00	326	201	125	0,30	0,76	0,55
EQ-SI-Lima70	0,10	30,53	45,16	755	485	271	0,26	1,19	0,62
EQ-SI-Lima74a	0,16	25,71	32,82	222	147	74	0,11	1,20	0,57
EQ-SI-Lima74b	0,20	22,00	97,96	1580	1009	570	0,52	0,89	0,58
EQ-SI-01	0,45	59,63	50	2593	1402	1191	0,36	1,32	0,78
EQ-SI-02	0,44	50,55	30	1461	787	674	0,35	1,31	0,77
EQ-SI-03	0,43	39,72	35	1842	953	888	0,36	1,21	0,87

Tabla 6.10 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L3 para los acelerogramas escalados

Núm.	Valor límite	EQ-SI-Lima66	EQ-SI-Lima70	EQ-SI-Lima74a	EQ-SI-Lima74b	EQ-SI-01	EQ-SI-02	EQ-SI-03	Promedio
1	Deformación a cortante de las vigas	76,34	85,47	67,94	137,60	93,51	91,68	91,31	91,98
2	Giro de las rótulas plásticas de los muros	63,92	52,60	24,29	91,07	71,77	68,67	75,61	63,99
3	Desplazamiento máximo entre plantas	27,21	24,66	15,16	64,04	43,83	40,91	40,54	36,62
4	Deformación del acero inferior	82,57	74,43	21,92	175,00	138,00	120,80	136,40	107,02
5	Deformación del acero superior	59,09	50,57	41,15	76,95	61,04	58,12	59,74	58,09
6	Desplazamiento máximo entre plantas (E.030)	81,09	69,76	33,97	135,40	96,06	93,51	94,42	86,32
7	Deformación del hormigón inferior	29,28	26,42	21,43	59,42	42,21	40,26	41,88	37,27
8	Deformación del hormigón superior	11,87	13,35	7,79	18,51	16,88	17,53	14,94	14,41

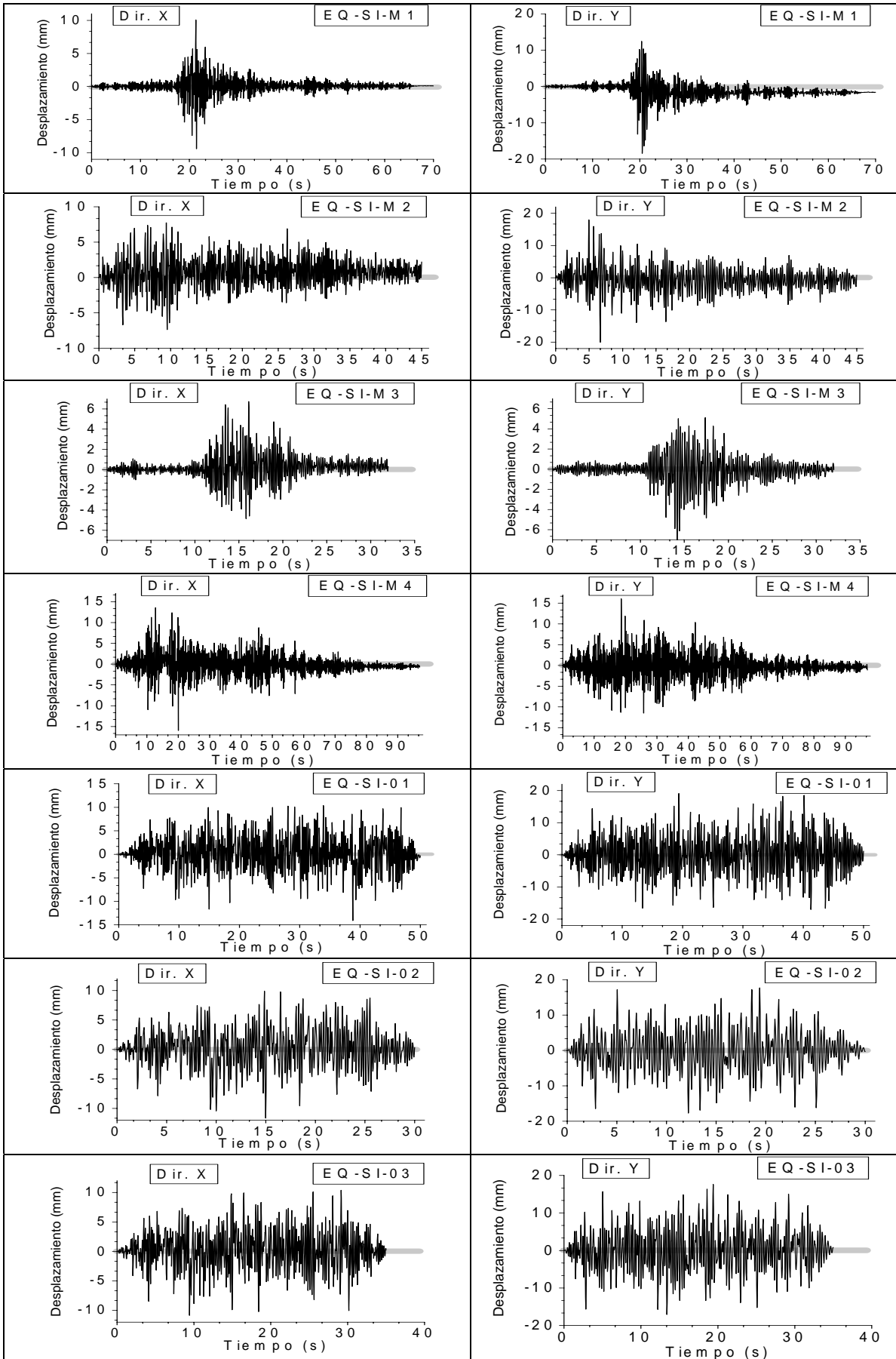


Figura 6.16 Desplazamientos de la planta superior del edificio L4 para los acelerogramas escalados

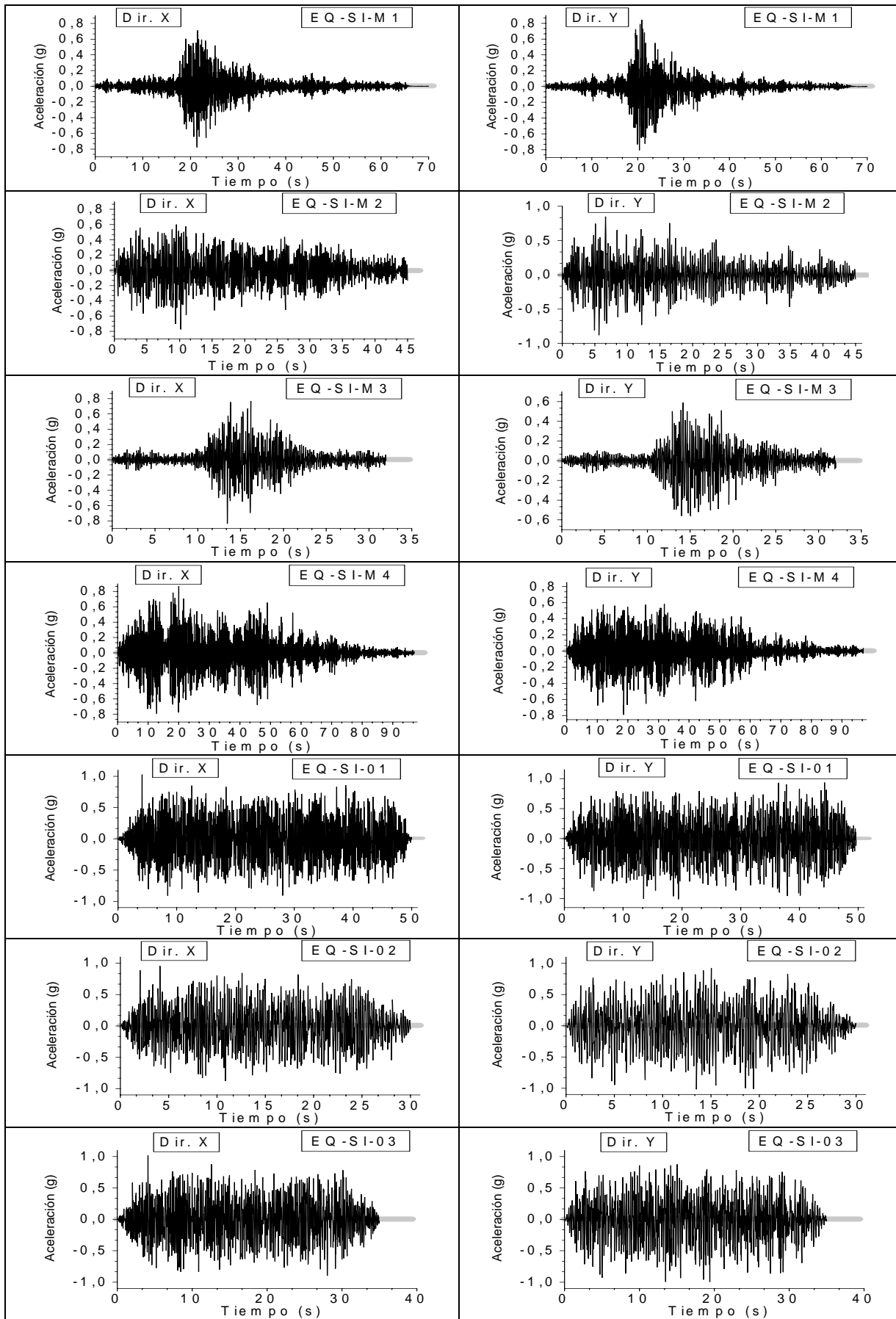


Figura 6.17 Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L4 para los acelerogramas escalados

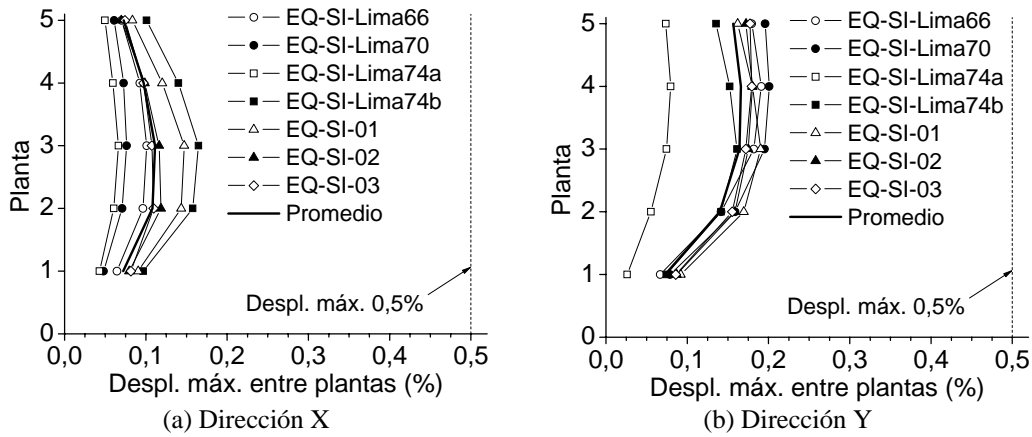


Figura 6.18 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L4 para los acelerogramas escalados

Tabla 6.11 Resultados de los análisis dinámicos del edificio L4 para los acelerogramas escalados

Registro	$\ddot{z}_{g\max}$ (g)	$I_{D\min}$	Duración (s)	$E_I$ (kNm)	$E_c$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Despl. máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{\max} / W$
EQ-SI-Lima66	0,27	12,53	70,00	291	164	127	0,15	0,84	0,46
EQ-SI-Lima70	0,10	30,53	45,16	566	357	209	0,17	0,88	0,52
EQ-SI-Lima74a	0,16	25,71	32,82	115	78	37	0,06	0,83	0,42
EQ-SI-Lima74b	0,20	22,00	97,96	995	589	406	0,13	0,87	0,55
EQ-SI-01	0,45	59,63	50	1967	996	970	0,16	1,03	0,57
EQ-SI-02	0,44	50,55	30	1143	574	570	0,15	1,02	0,55
EQ-SI-03	0,43	39,72	35	1282	639	643	0,15	1,02	0,55

Tabla 6.12 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L4 para los acelerogramas escalados

Núm.	Valor límite	EQ-SI-Lima66	EQ-SI-Lima70	EQ-SI-Lima74a	EQ-SI-Lima74b	EQ-SI-01	EQ-SI-02	EQ-SI-03	Promedio
1	Deformación a cortante de las vigas	94,60	94,42	35,43	81,82	93,14	88,94	85,29	81,95
2	Giro de las rótulas plásticas de los muros	44,93	35,80	23,56	51,32	58,62	56,98	57,16	46,91
3	Desplazamiento máximo entre plantas	29,59	27,39	21,37	43,28	38,53	40,54	40,73	34,49
4	Deformación del acero inferior	44,16	51,62	20,82	38,64	56,17	62,66	59,94	47,72
5	Deformación del acero superior	46,43	50,00	27,03	42,05	49,35	44,48	45,17	43,50
6	Desplazamiento máximo entre plantas (E.030)	38,35	40,54	16,07	33,06	38,17	36,34	35,98	33,94
7	Deformación del hormigón inferior	21,75	25,00	16,25	28,12	26,30	23,70	25,00	23,73
8	Deformación del hormigón superior	9,42	12,99	6,21	10,80	12,66	11,04	11,08	10,60

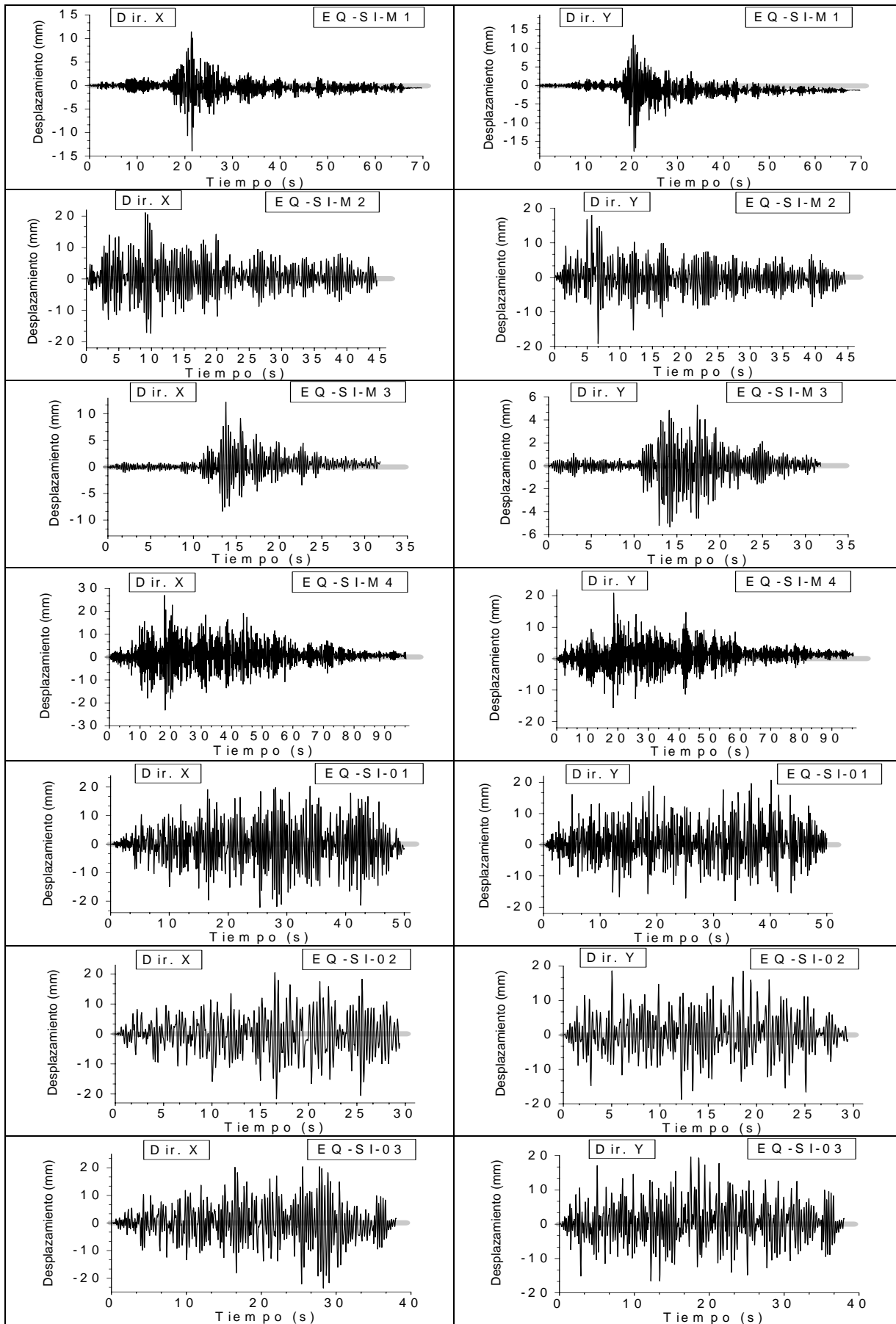


Figura 6.19 Desplazamientos de la planta superior del edificio L5 para los acelerogramas escalados

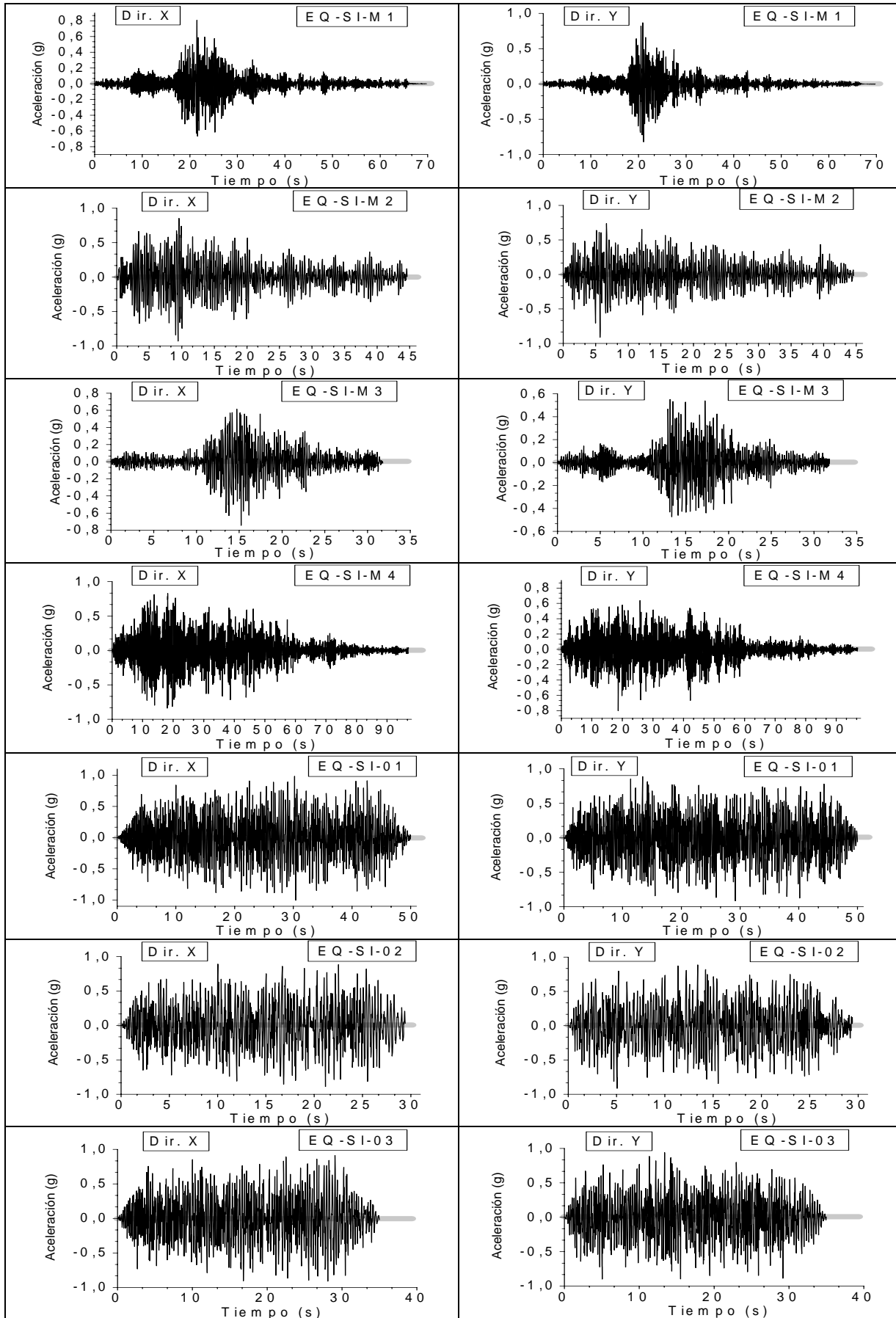


Figura 6.20 Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L5 para los acelerogramas escalados



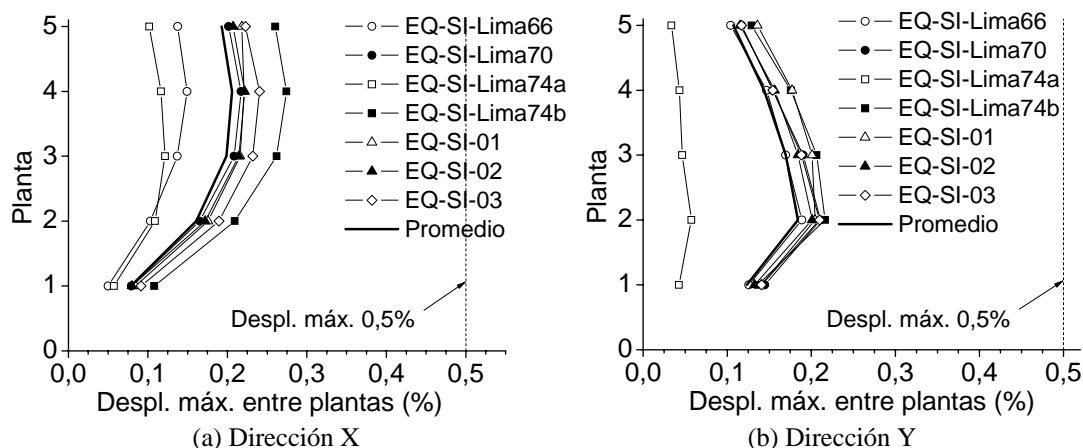


Figura 6.21 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L5 para los acelerogramas escalados

Tabla 6.13 Resultados de los análisis dinámicos del edificio L5 para los acelerogramas escalados

Registro	$\ddot{z}_{g_{max}}$ (g)	$I_{D_{min}}$	Duración (s)	$E_I$ (kNm)	$E_{\zeta}$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Despl. máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{max} / W$
EQ-SI-Lima66	0,27	12,53	70,00	667	367	300	0,15	0,87	-
EQ-SI-Lima70	0,10	30,53	45,16	1826	1121	706	0,17	0,93	-
EQ-SI-Lima74a	0,16	25,71	32,82	281	172	108	0,10	0,74	-
EQ-SI-Lima74b	0,20	22,00	97,96	2953	1946	1007	0,22	0,84	-
EQ-SI-01	0,45	59,63	50	4753	2560	2194	0,18	1,01	-
EQ-SI-02	0,44	50,55	30	2759	1409	1350	0,18	0,91	-
EQ-SI-03	0,43	39,72	35	3264	1687	1577	0,20	0,94	-

Tabla 6.14 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L5 para los acelerogramas escalados

Núm.	Valor límite	EQ-SI-Lima66	EQ-SI-Lima70	EQ-SI-Lima74a	EQ-SI-Lima74b	EQ-SI-01	EQ-SI-02	EQ-SI-03	Promedio
1	Def. a cortante de vigas	106,30	137,60	69,40	179,90	163,90	150,40	174,70	140,31
2	Giro de rótulas plást. de muros	44,93	52,11	29,22	49,03	48,58	47,48	51,44	46,11
3	Despl. máx. entre ptas.	37,99	43,59	22,46	50,00	50,85	45,11	52,05	43,15
4	Def. acero inf.	72,14	86,20	24,35	59,66	78,98	71,23	71,23	66,26
5	Def. acero sup.	63,21	67,69	36,77	70,62	67,61	67,53	66,36	62,83
6	Despl. máx. entre ptas. (E.030)	37,99	44,20	25,39	54,97	46,21	44,56	48,03	41,85
7	Def. horm. inf.	34,29	36,53	18,02	34,09	35,80	34,29	34,70	32,53
8	Def. horm. sup.	12,50	13,64	8,04	18,87	17,05	15,30	17,05	14,64

### 6.2.2 Valoración de los resultados obtenidos

En este subapartado se discuten los resultados del análisis dinámico de los edificios (representativos) C1, C2, L1, L2, L3, L4 y L5 sometidos a los acelerogramas escalados descritos en el subapartado 5.5.1.

- Basándose en la observación de las respuestas en desplazamiento y de los desplazamientos máximos entre plantas, se concluye que los desplazamientos en la dirección débil (Y) son, en general, mayores que en la fuerte (X). Esta diferencia es particularmente acusada en los edificios L2 y L3; ello puede ser explicado por la notable diferencia entre las densidades de muros y los momentos de inercia de éstos en ambas direcciones (Tabla 3.1). En el edificio L5 los desplazamientos en la dirección débil son ligeramente inferiores que en la fuerte (X); esta aparente anomalía pueden ser explicada por la mayor longitud en planta del edificio en la dirección débil.
- Las respuestas en aceleración muestran que, en general, en la dirección débil (Y) las aceleraciones son ligeramente inferiores que en la fuerte (X). Esta tendencia puede deberse a la influencia de las frecuencias naturales del edificio, ya que éstas son más lentas en la dirección débil (Tabla 3.2). Esta explicación queda corroborada por el hecho de que en los edificios L4 y L5 las frecuencias naturales en ambas direcciones son similares, circunstancia que se refleja en la relación entre las aceleraciones. La comparación entre las respuestas en desplazamientos confirma estas conclusiones.
- En todos los edificios el mayor porcentaje de valor límite corresponde a la deformación a cortante de las vigas de acoplamiento. En todos los edificios excepto en el L1, este valor es seguido por el giro de las rótulas plásticas de los muros.
- En los edificios C1, C2, L1, L2 y L3 se observa que el hecho de respetar la limitación del desplazamiento máximo entre plantas (0,5%) indicado en la normativa peruana [E.030, 2006] no garantiza que el alargamiento máximo de la armadura vertical inferior de los muros no exceda el valor de 1% señalado en [Powell, 2007].
- Las respuestas en desplazamientos muestran que, en algunos casos, existe un notable desplazamiento permanente. Éste debe corresponder a una importante deformación plástica del acero; la comparación con la Tabla 6.2, la Tabla 6.4, la Tabla 6.6, la Tabla 6.8, la Tabla 6.10, la Tabla 6.12 y con la Tabla 6.14 muestra una elevada correlación entre el desplazamiento permanente y el porcentaje del valor límite de la deformación del acero inferior.
- Las respuestas en desplazamientos y en aceleraciones muestran que, en algunos casos (por ejemplo, edificio C1 para el acelerograma EQ-SIII-Mol y edificio L5 para el acelerograma EQ-SI-Lima66), los períodos de las respuestas tienden a alargarse hacia la parte final del tiempo. Ello puede deberse a la degradación de la rigidez de los edificios a causa del daño acumulado; habitualmente este fenómeno se detecta después de picos importantes de desplazamiento.
- En los edificios cimentados sobre suelo blando S3 y suelo de dureza intermedia S2 (C1, C2 y L1) los desplazamientos correspondientes a los registros históricos son significativamente superiores a los correspondientes a los acelerogramas sintéticos. Esta circunstancia puede ser explicada por las mayores ordenadas espectrales de los registros históricos en el rango de períodos de interés para los edificios considerados (Figura 5.8 y Figura 5.12). Al contrario, para suelo duro S1 la Figura 5.6 muestra que, en dicho rango de períodos, las ordenadas espectrales de los registros históricos no son significativamente superiores a las de los acelerogramas sintéticos.
- Para cada edificio, todos los acelerogramas sintéticos proporcionan básicamente la misma información. Ello parece deberse a que su amplitud y contenido en frecuencias son equivalentes, distinguiéndose éstos especialmente por su duración (Tablas 5.5, 5.7 y 5.9 y Figuras 5.5, 5.8 y 5.11).

### 6.3 Análisis dinámicos con registros impulsivos

En los siguientes subapartados se presentan los resultados de los análisis dinámicos de algunos de los edificios seleccionados para los registros impulsivos (con efectos de proximidad de falla) descritos en el subapartado 5.5.2.

### 6.3.1 Edificio C1

En este subapartado se presentan los resultados de los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros impulsivos. Las Figuras 6.22 y 6.23 muestran los desplazamientos relativos y las aceleraciones absolutas de la última planta, respectivamente.

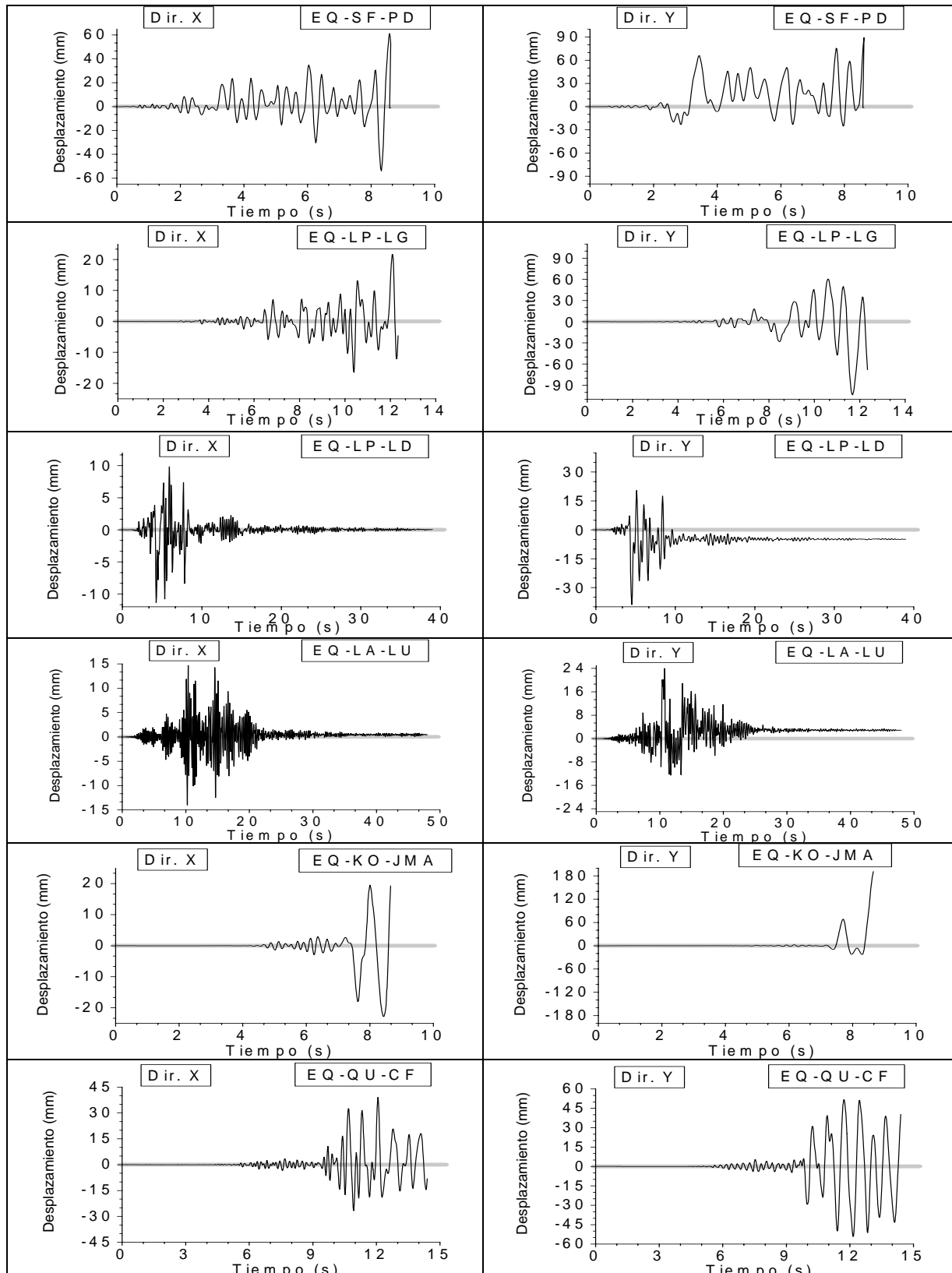


Figura 6.22 Desplazamientos de la planta superior del edificio C1 para los registros impulsivos

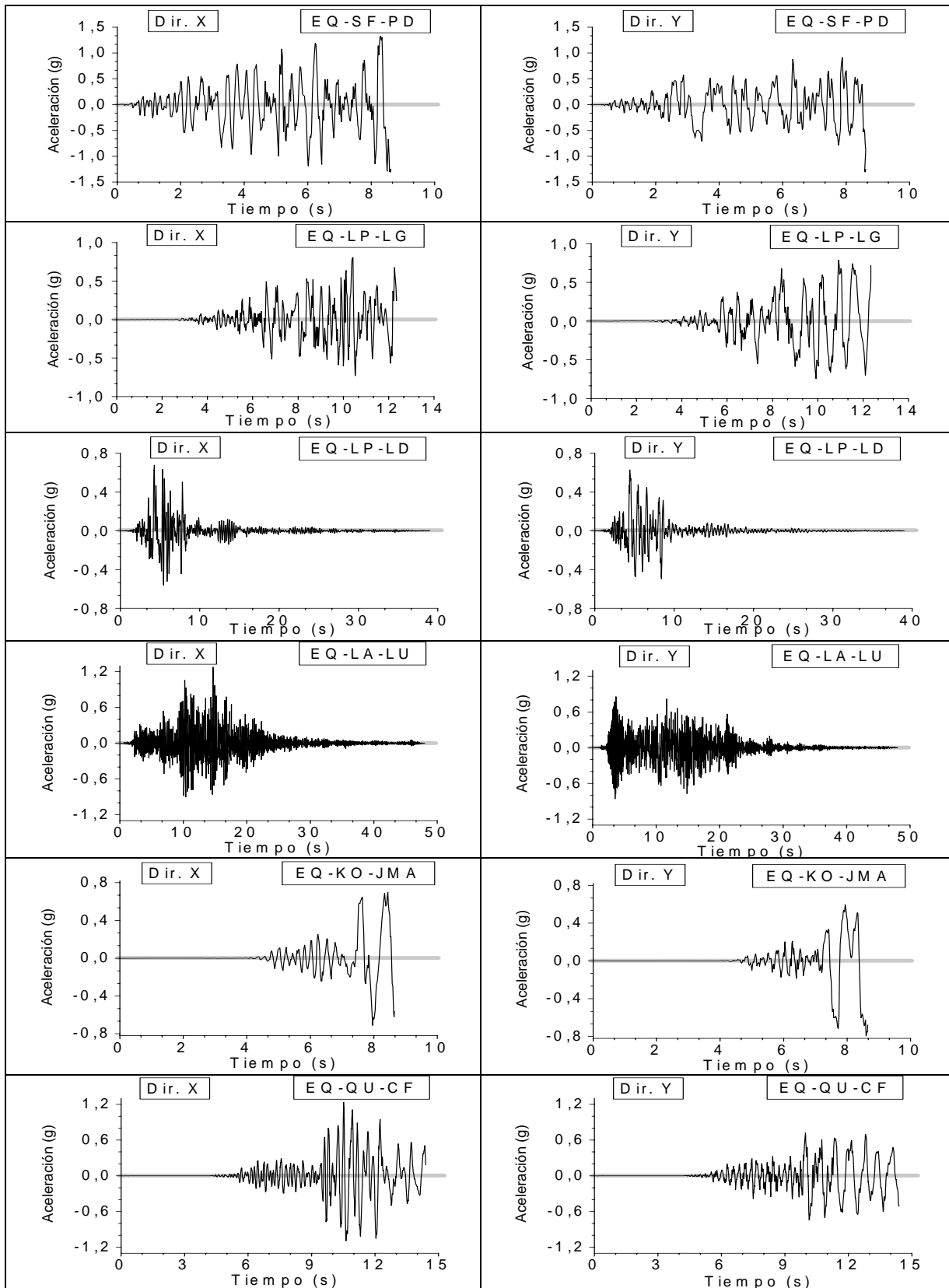


Figura 6.23 Aceleración absoluta de la planta superior del edificio C1 para los registros impulsivos

La Figura 6.24 muestra los desplazamientos máximos entre plantas para los seis acelerogramas considerados; adicionalmente, se indica el valor máximo permitido por la normativa peruana [E.030, 2003], igual a 0,005.

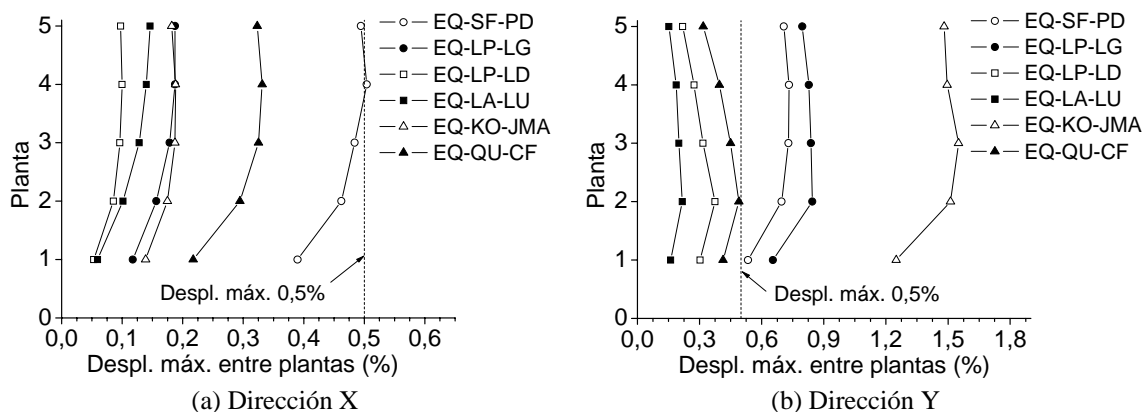


Figura 6.24 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio C1 para los registros impulsivos

La Tabla 6.15 muestra los principales resultados de los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros impulsivos.  $E_I$ ,  $E_\zeta$ , y  $E_H$  corresponden a las energías de entrada, disipada por el amortiguamiento e histerética, respectivamente (ver el subapartado 2.1.1.4). El desplazamiento relativo y la aceleración absoluta máximos se refieren a la planta superior.  $V$  es el cortante en la base y  $W$  es el peso del edificio. La Tabla 6.16 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros impulsivos. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3, correspondiendo a la Tabla 4.2. Los parámetros del 1 al 6 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento LS mientras que los parámetros 7 y 8 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento CP. El noveno parámetro no se representa aquí dado que el valor límite indicado en la Tabla 4.2 se excede sólo una vez.

Tabla 6.15 Resultados de los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros impulsivos

Registro	$\ddot{z}_{g\max}$ (g)	$I_{D\min}$	Duración (s)	$E_I$ (kNm)	$E_\zeta$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Desplazamiento máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{\max} / W$
EQ-SF-PD	1,14	5,84	41,6	1742	933	808	0,68	1,33	0,96
EQ-LP-LG	0,57	7,21	24,98	1120	538	581	0,79	0,81	0,56
EQ-LP-LD	0,50	4,95	39,88	255	106	148	0,30	0,68	0,57
EQ-LA-LU	0,78	6,96	48,1	482	271	211	0,18	1,28	0,61
EQ-KO-JMA	0,76	7,48	47,98	839	367	473	1,46	0,80	0,63
EQ-QU-CF	0,71	9,05	118	1302	655	647	0,41	1,24	0,76

Tabla 6.16 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros impulsivos

Núm.	Valor límite	EQ-SF-PD	EQ-LP-LG	EQ-LP-LD	EQ-LA-LU	EQ-KO-JMA	EQ-QU-CF
1	Def. a cortante de vigas	495,50	371,40	141,20	97,71	586,40	268,30
2	Giro de rótulas plást. de muros	172,30	185,70	84,01	48,03	346,80	146,00
3	Despl. máx. entre ptas.	75,00	86,36	43,59	20,82	184,10	55,80
4	Def. acero inf.	538,80	397,40	211,90	106,50	694,00	388,40
5	Def. acero sup.	299,50	83,12	58,44	64,29	302,40	98,21
6	Despl. máx. entre ptas. (E.030)	146,30	171,90	75,79	43,28	309,20	96,61
7	Def. horm. inf.	104,10	174,00	64,29	37,34	556,00	74,11
8	Def. horm. sup.	40,18	33,77	16,56	18,18	66,96	26,79

### 6.3.2 Edificio L1

En este subapartado se presentan los resultados de los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros impulsivos. Las Figuras 6.25 y 6.26 muestran los desplazamientos relativos y las aceleraciones absolutas de la última planta, respectivamente.

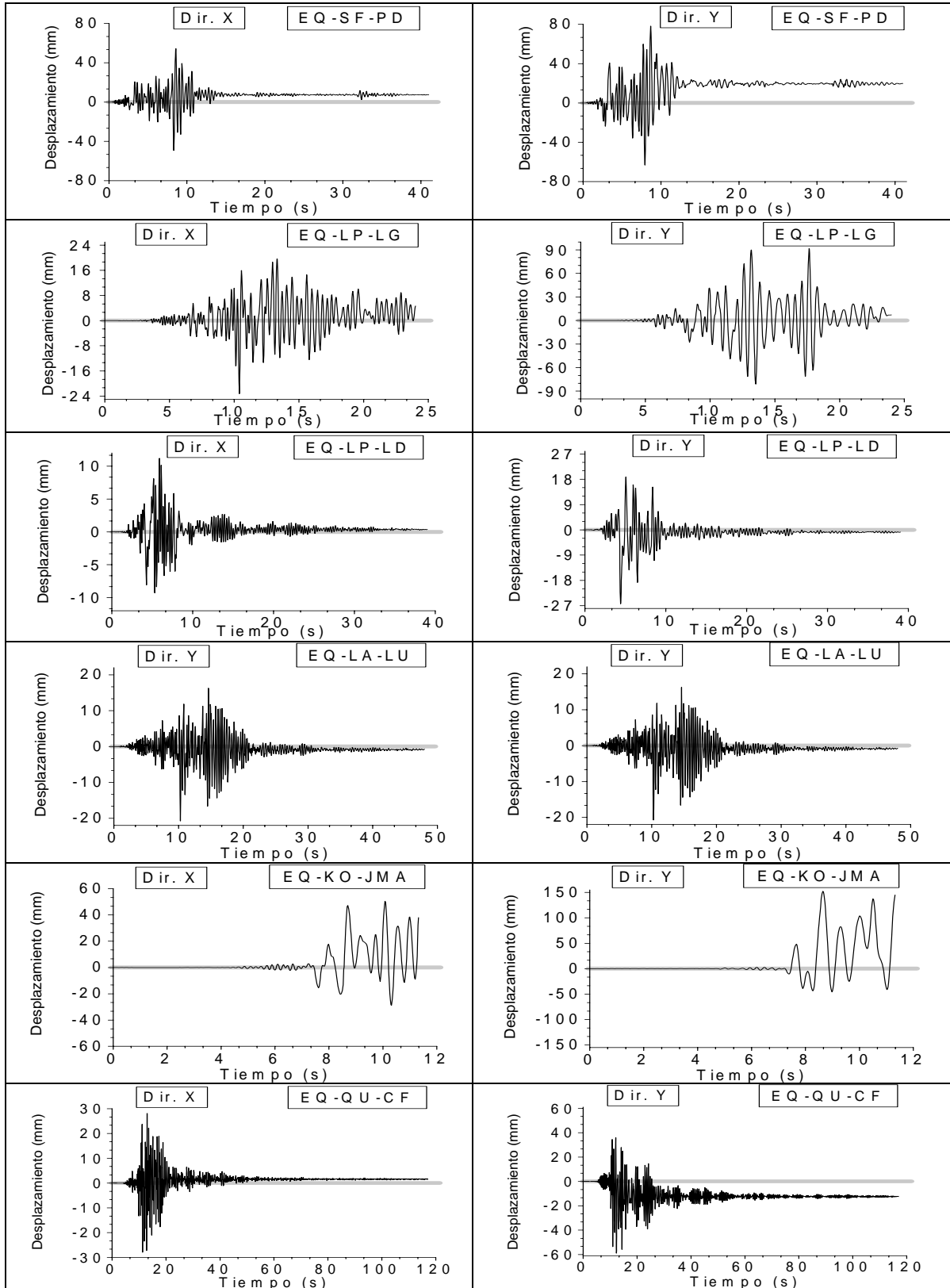


Figura 6.25 Desplazamientos de la planta superior del edificio L1 para los registros impulsivos

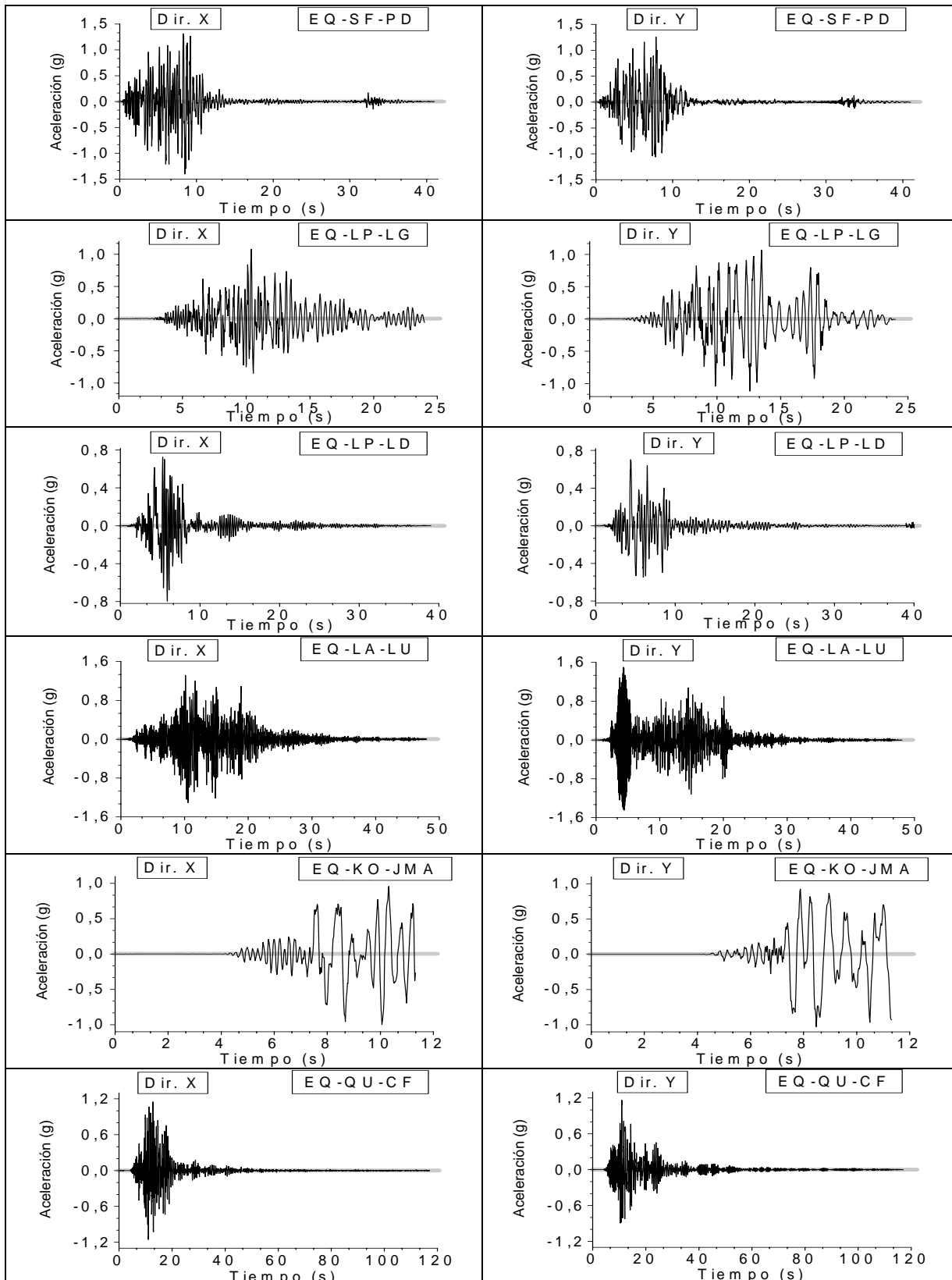


Figura 6.26 Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L1 para los registros impulsivos

La Figura 6.27 muestra los desplazamientos máximos entre plantas para los seis acelerogramas considerados; adicionalmente, se indica el valor máximo permitido por la normativa peruana [E.030, 2003], igual a 0,005.

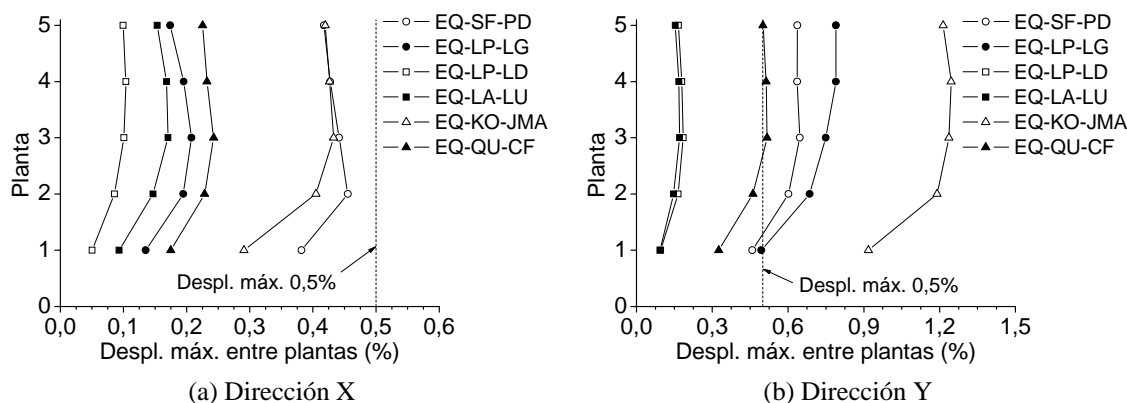


Figura 6.27 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L1 para los registros impulsivos

La Tabla 6.17 muestra los principales resultados de los análisis dinámicos del edificio C1 para los acelerogramas escalados.  $E_I$ ,  $E_\zeta$ , y  $E_H$  corresponden a las energías de entrada, disipada por el amortiguamiento e histerética, respectivamente (ver el subapartado 2.1.1.4). El desplazamiento relativo y la aceleración absoluta máximos se refieren a la planta superior.  $V$  es el cortante en la base y  $W$  es el peso del edificio. La Tabla 6.18 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros impulsivos. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3, correspondiendo a la Tabla 4.2. Los parámetros del 1 al 6 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento LS mientras que los parámetros 7 y 8 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento CP. El noveno parámetro no se representa aquí dado que el valor límite indicado en la Tabla 4.2 se excede sólo una vez.

Tabla 6.17 Resultados de los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros impulsivos

Registro	$\ddot{z}_{gmax}$ (g)	$I_{Dmin}$	Duración (s)	$E_I$ (kNm)	$E_\zeta$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Desplazamiento máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{max} / W$
EQ-SF-PD	1,14	5,84	41,6	3984	1730	2254	0,61	1,41	-
EQ-LP-LG	0,57	7,21	24,98	3694	1833	1861	0,72	1,12	-
EQ-LP-LD	0,50	4,95	39,88	301	130	171	0,21	0,80	-
EQ-LA-LU	0,78	6,96	48,1	1082	550	532	0,16	1,50	-
EQ-KO-JMA	0,76	7,48	47,98	3342	1576	1767	1,19	1,03	-
EQ-QU-CF	0,71	9,05	118	2213	1087	1125	0,46	1,16	-

Tabla 6.18 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros impulsivos

Núm.	Valor límite	EQ-SF-PD	EQ-LP-LG	EQ-LP-LD	EQ-LA-LU	EQ-KO-JMA	EQ-QU-CF
1	Def. a cortante de vigas	438,30	351,20	66,29	71,96	659,10	267,90
2	Giro de rótulas plást. de muros	271,80	250,20	60,27	78,35	444,30	184,40
3	Despl. máx. entre ptas.	143,20	194,20	34,15	33,42	385,20	107,10
4	Def. acero inf.	528,90	423,70	102,00	133,20	674,10	329,50
5	Def. acero sup.	165,10	108,40	42,63	59,09	178,60	94,64
6	Despl. máx. entre ptas. (E.030)	137,10	161,90	47,30	38,17	255,40	103,20
7	Def. horm. inf.	106,70	141,20	37,05	36,67	417,40	73,21
8	Def. horm.sup.	32,14	34,09	14,51	17,15	40,18	30,36



### 6.3.3 Edificio L3

En este subapartado se presentan los resultados de los análisis dinámicos del edificio L3 para los registros impulsivos. Las Figuras 6.28 y 6.29 muestran los desplazamientos relativos y las aceleraciones absolutas de la última planta, respectivamente.

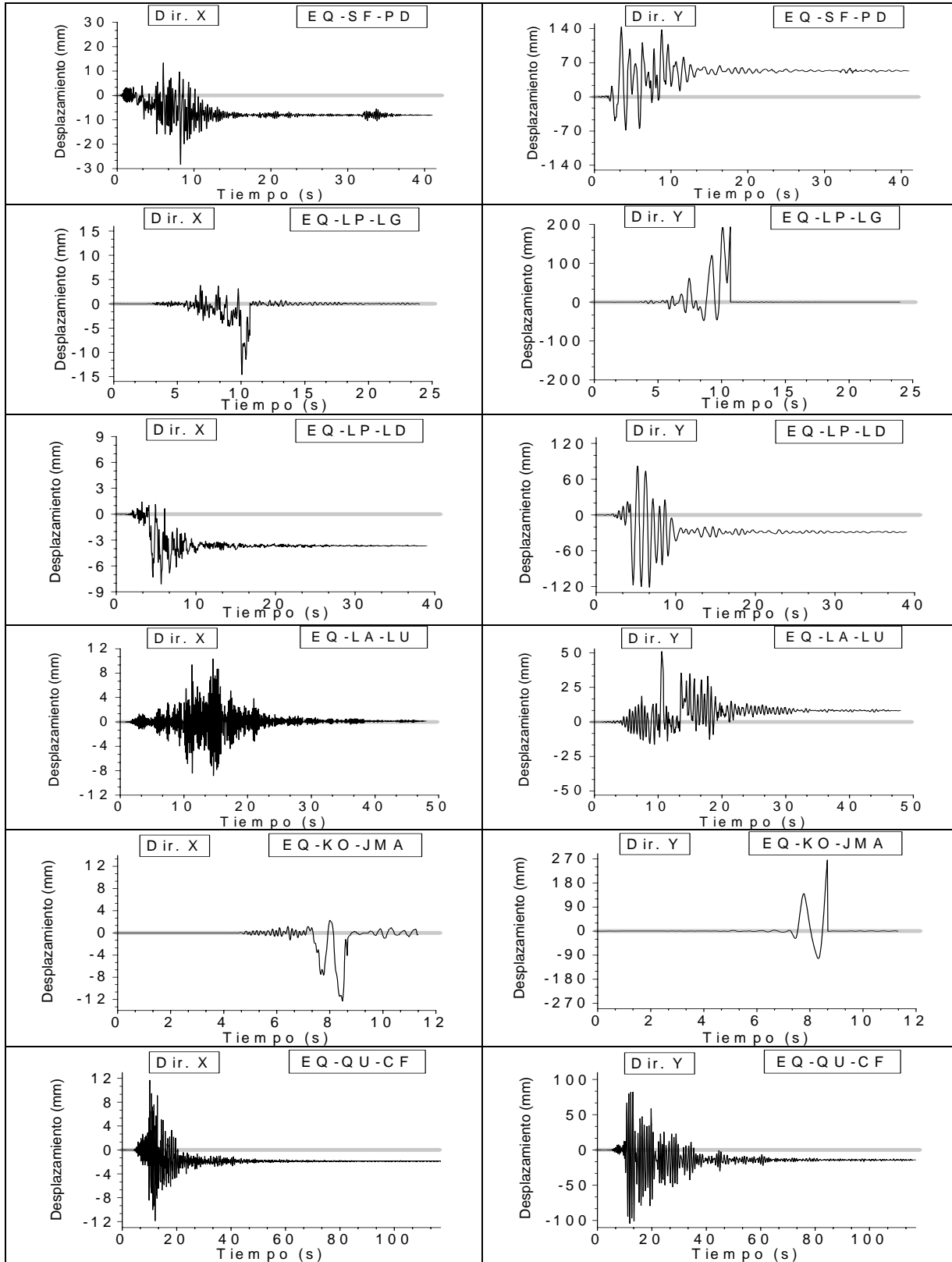


Figura 6.28 Desplazamientos de la planta superior del edificio L3 para los registros impulsivos

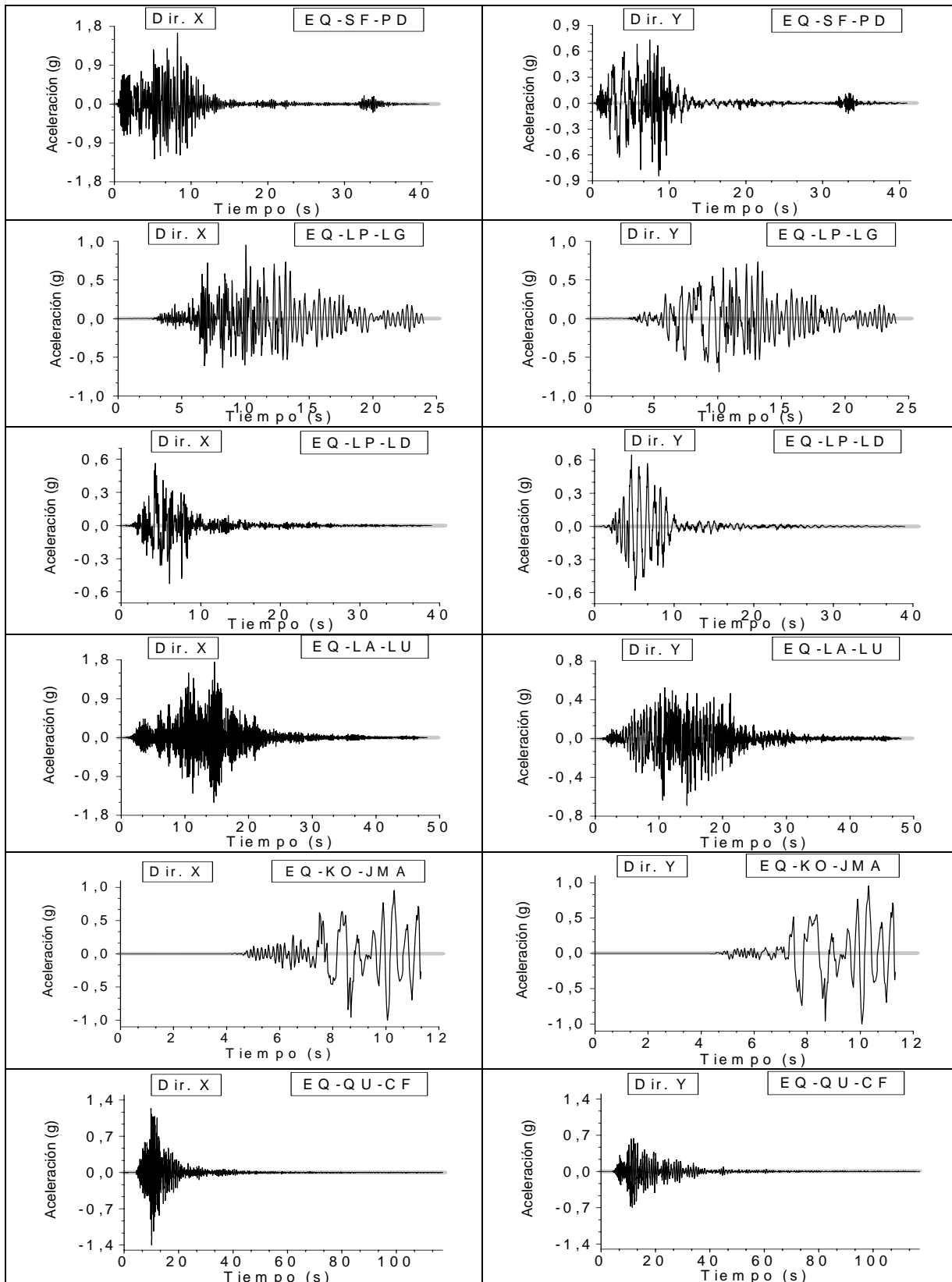


Figura 6.29 Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L3 para los registros impulsivos

La Figura 6.30 muestra los desplazamientos máximos entre plantas para los seis acelerogramas considerados; adicionalmente, se indica el valor máximo permitido por la normativa peruana [E.030, 2003], igual a 0,005.

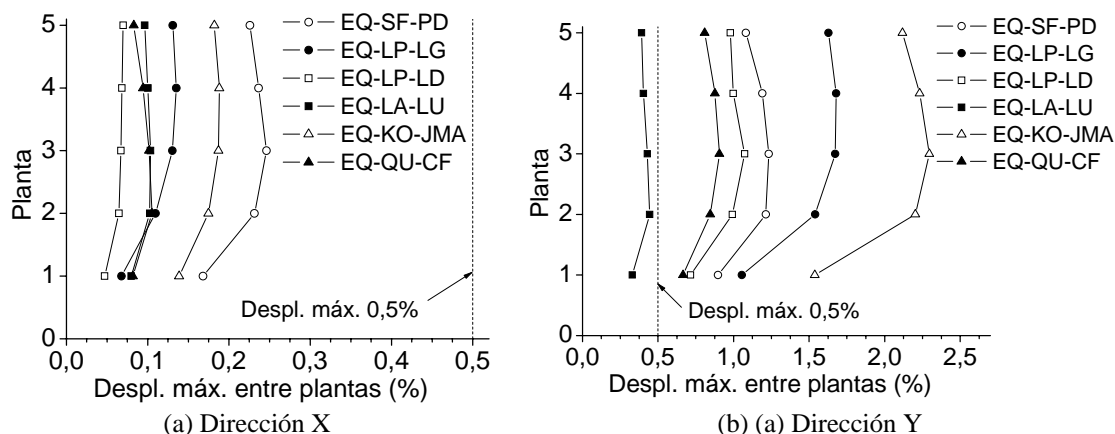


Figura 6.30 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L3 para los registros impulsivos

La Tabla 6.19 muestra los principales resultados de los análisis dinámicos del edificio L3 para los acelerogramas escalados.  $E_I$ ,  $E_\zeta$ , y  $E_H$  corresponden a las energías de entrada, disipada por el amortiguamiento e histerética, respectivamente (ver el subapartado 2.1.1.4). El desplazamiento relativo y la aceleración absoluta máximos se refieren a la planta superior.  $V$  es el cortante en la base y  $W$  es el peso del edificio. La Tabla 6.20 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros impulsivos. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3, correspondiendo a la Tabla 4.2. Los parámetros del 1 al 6 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento LS mientras que los parámetros 7 y 8 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento CP. El noveno parámetro no se representa aquí dado que el valor límite indicado en la Tabla 4.2 se excede sólo una vez.

Tabla 6.19 Resultados de los análisis dinámicos del edificio L3 para los registros impulsivos

Registro	$\ddot{z}_{gmax}$ (g)	$I_{Dmin}$	Duración (s)	$E_I$ (kNm)	$E_\zeta$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Desplazamiento máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{max} / W$
EQ-SF-PD	1,14	5,84	41,6	2020	1051	969	1,09	1,65	1,20
EQ-LP-LG	0,57	7,21	24,98	1236	671	565	1,47	0,95	0,56
EQ-LP-LD	0,50	4,95	39,88	1087	587	500	0,93	0,65	0,44
EQ-LA-LU	0,78	6,96	48,1	701	287	414	0,39	1,75	0,90
EQ-KO-JMA	0,76	7,48	47,98	1715	897	818	2,02	0,84	0,61
EQ-QU-CF	0,71	9,05	118	2379	1362	1016	0,82	1,41	0,95

Tabla 6.20 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L3 para los registros impulsivos

Núm.	Valor límite	EQ-SF-PD	EQ-LP-LG	EQ-LP-LD	EQ-LA-LU	EQ-KO-JMA	EQ-QU-CF
1	Def. a cortante de vigas	581,50	584,40	421,50	119,10	741,60	305,00
2	Giro de rótulas plást. de muros	233,80	280,50	210,40	88,27	411,70	189,40
3	Despl. máx. entre ptas.	165,60	283,40	141,70	65,14	437,70	118,70
4	Def. acero inf.	426,10	468,80	410,60	162,70	604,10	361,90
5	Def. acero sup.	115,70	113,60	93,51	62,50	124,00	78,08
6	Despl. máx. entre ptas. (E.030)	265,60	365,30	228,10	101,90	494,60	198,90
7	Def. horm. inf.	202,90	221,90	146,10	68,99	435,30	134,00
8	Def. horm. sup.	26,38	32,47	24,84	16,23	29,02	24,27

### 6.3.4 Valoración de los resultados obtenidos

En este subapartado se discuten los resultados del análisis dinámico de los edificios (representativos) C1, L1 y L3 sometidos a los acelerogramas impulsivos descritos en el subapartado 5.5.2.

- Las Figuras 6.22, 6.23 y 6.24 muestran que el edificio C1 sufre daños considerables en ambas direcciones; en la dirección débil éstos son particularmente severos (Tabla 6.15). Los registros EQ-SF-PD y EQ-KO-JMA son los más destructivos (especialmente éste último); la Tabla 6.16 muestra que algunos valores límites han sido superados casi 7 veces (deformación del acero de la base de los muros para el registro EQ-KO-JMA) y, por tanto, se aprecia un desplazamiento permanente en la dirección débil. En la parte superior de los muros, se ha excedido la deformación del acero pero no la del hormigón. Es destacable que la notable deformación sufrida por el hormigón de la base de los muros (556% para el registro EQ-KO-JMA) augura un alto riesgo de fallo por pandeo. En todos los casos, excepto para los registros EQ-LP-LD y EQ-LA-LU, el cálculo se ha interrumpido antes de finalizar la duración de la excitación por haberse excedido los estados últimos establecidos en el Programa PERFORM-3D (subapartado 4.2.3).
- Las Figuras 6.25, 6.26 y 6.27 muestran que el edificio L1 sufre daños moderados en la dirección fuerte y severos en la dirección débil (Tabla 6.17). Los registros EQ-SF-PD, EQ-LP-LG y EQ-KO-JMA son los más destructivos (especialmente éste último); la Tabla 6.18 muestra que algunos valores límites han sido superados casi 7 veces (deformación del acero de la base de los muros para el registro EQ-KO-JMA) y, por tanto, se aprecia un desplazamiento permanente en la dirección débil. En la parte superior de los muros, se ha excedido en algunos casos la deformación del acero pero en ninguno la del hormigón. Es destacable que la notable deformación sufrida por el hormigón de la base de los muros (417% para el registro EQ-KO-JMA) augura un alto riesgo de fallo por pandeo. Para el registro EQ-KO-JMA el cálculo se ha interrumpido antes de finalizar la duración de la excitación por haberse excedido los estados últimos establecidos en el Programa PERFORM-3D (subapartado 4.2.3).
- Las Figuras 6.28, 6.29 y 6.30 muestran que el edificio L3 sufre daños moderados en la dirección fuerte y severos en la dirección débil (Tabla 6.19). El único registro que no produce daños tan importantes es el EQ-LA-LU; la Tabla 6.20 muestra que algunos valores límites han sido superados 6 veces (deformación del acero de la base de los muros para el registro EQ-KO-JMA) y, por tanto, se aprecia un desplazamiento permanente en la dirección débil. En la parte superior de los muros, se ha excedido en casi todos los casos la deformación del acero pero en ninguno la del hormigón. Es destacable que la notable deformación sufrida por el hormigón de la base de los muros (435% para el registro EQ-KO-JMA) augura un alto riesgo de fallo por pandeo. Para el registro EQ-KO-JMA el cálculo se ha interrumpido antes de finalizar la duración de la excitación por haberse excedido los estados últimos establecidos en el Programa PERFORM-3D (subapartado 4.2.3).
- Basándose en la observación de las respuestas en desplazamiento y de los desplazamientos máximos entre plantas, se concluye que los desplazamientos en la dirección débil (Y) son, en general, significativamente mayores que en la fuerte (X). Esta diferencia es particularmente acusada en el edificio L3; ello puede ser explicado por la notable diferencia entre las densidades de muros y los momentos de inercia de éstos en ambas direcciones (Tabla 3.1). En el registro EQ-KO-JMA las diferencias entre los desplazamientos en ambas direcciones son particularmente importantes debido al notable efecto de direccionalidad que presenta dicho registro.
- Las respuestas en aceleración en ambas direcciones son, en general, similares.
- En todos los edificios el mayor porcentaje de valor límite corresponde a la deformación a cortante de las vigas de acoplamiento, seguido por el giro de las rótulas plásticas de los muros.

- En los edificios C1 y L1 se observa que el hecho de respetar la limitación del desplazamiento máximo entre plantas (0,5%) indicado en la normativa peruana [E.030, 2006] no garantiza que el alargamiento máximo de la armadura vertical inferior de los muros no exceda el valor de 1% señalado en [Powell, 2007].
- Los registros considerados generan tensiones tangenciales medias en la base de los muros que exceden al valor límite de 2 MPa indicado en la Tabla 4.2. En promedio de todos los edificios considerados, este exceso ronda el 20%. Esta circunstancia parece señalar un importante riesgo de fallo de los muros por corte horizontal.
- Las respuestas en desplazamientos muestran que, en algunos casos, existe un notable desplazamiento permanente, por ejemplo, edificio L3 acelerograma EQ-LP-LD.

#### 6.4 Análisis dinámicos con registros chilenos

En los siguientes subapartados se presentan los resultados de los análisis dinámicos de algunos de los edificios seleccionados para los dos registros chilenos descritos en el subapartado 5.5.3.

##### 6.4.1 Edificio C1

En este subapartado se presentan los resultados de los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros chilenos. Las Figuras 6.31 y 6.32 muestran los desplazamientos relativos y las aceleraciones absolutas de la última planta, respectivamente.

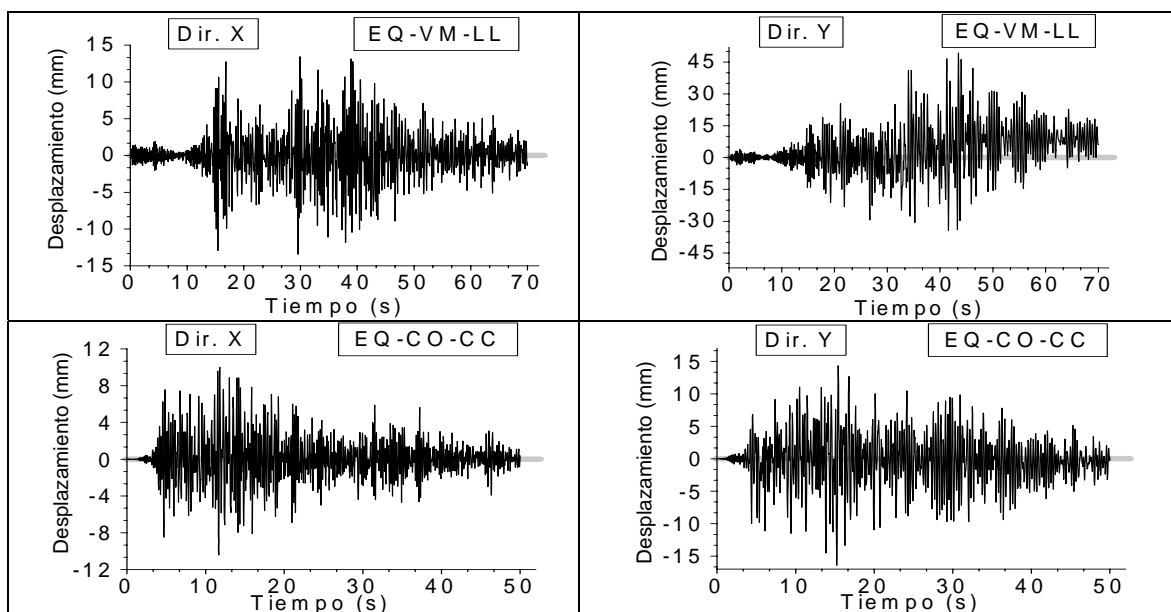


Figura 6.31 Desplazamientos de la planta superior del edificio C1 para los registros chilenos

La Figura 6.33 muestra los desplazamientos máximos entre plantas para los dos acelerogramas considerados; adicionalmente, se indica el valor máximo permitido por la normativa peruana [E.030, 2003], igual a 0,005.

La Tabla 6.21 muestra los principales resultados de los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros chilenos.  $E_I$ ,  $E_\zeta$ , y  $E_H$  corresponden a las energías de entrada, disipada por el amortiguamiento e histerética, respectivamente (ver el subapartado 2.1.1.4). El desplazamiento relativo y la aceleración absoluta máximos se refieren a la planta superior.  $V$  es el cortante en la base y  $W$  es el peso del edificio.

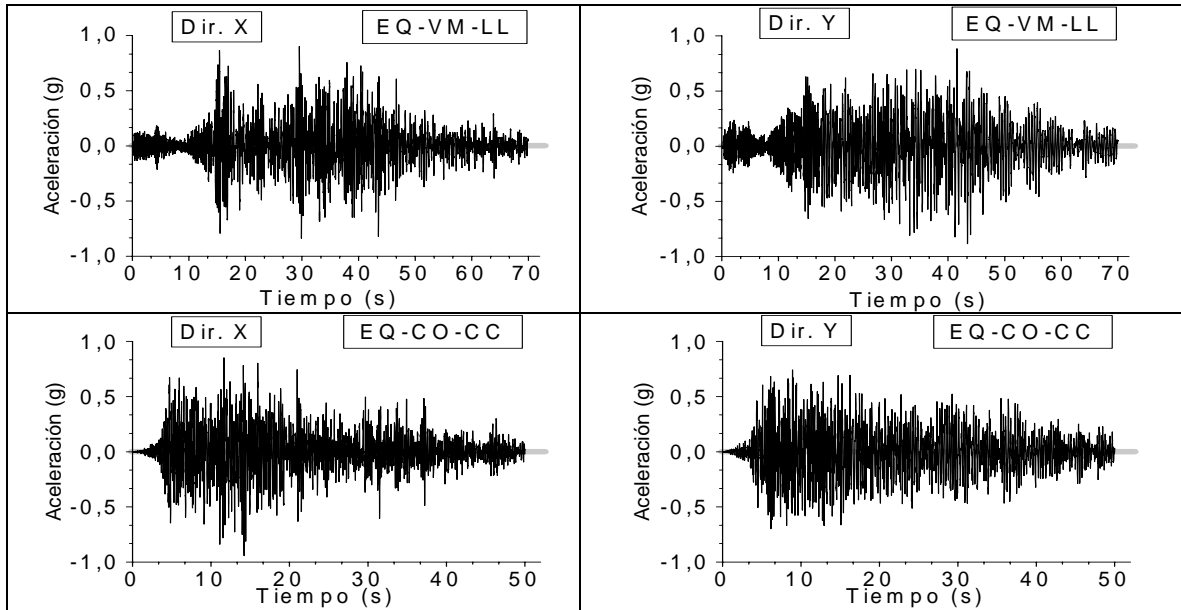


Figura 6.32 Aceleración absoluta de la planta superior del edificio C1 para los registros chilenos

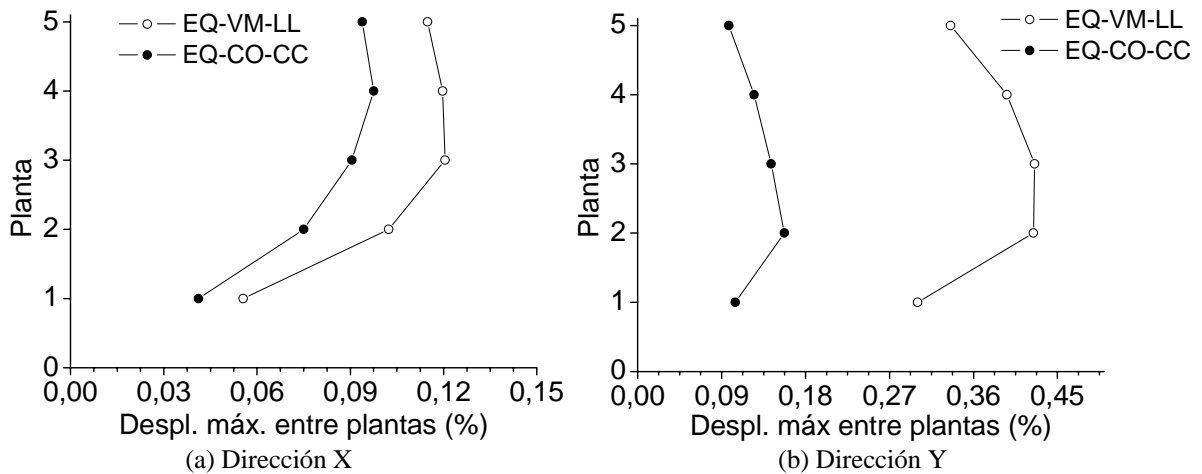


Figura 6.33 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio C1 para los registros chilenos

Tabla 6.21 Resultados de los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros chilenos

Registro	$\ddot{z}_{g\max}$ (g)	$I_{D\min}$	Duración (s)	$E_I$ (kNm)	$E_\zeta$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Despl. máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{\max} / W$
EQ-VM-LL	0,71	31,34	116,38	2886	1683	1203	0,38	0,90	0,51
EQ-CO-CC	0,65	33,36	101,00	905	474	431	0,13	0,94	0,50

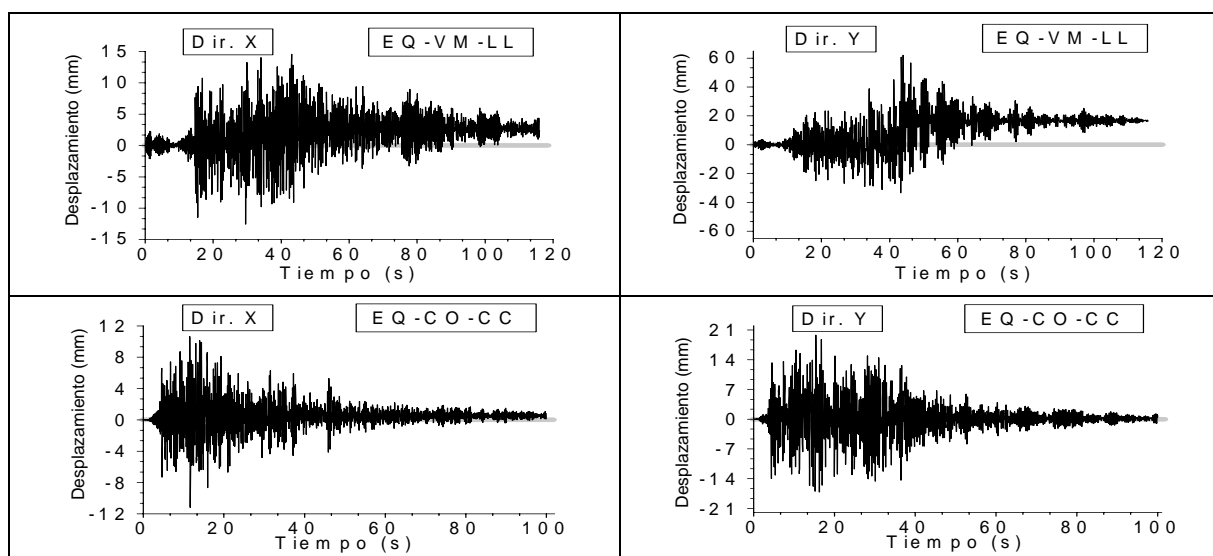
La Tabla 6.22 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros chilenos. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3, correspondiendo a la Tabla 4.2. Los parámetros del 1 al 6 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento LS mientras que los parámetros 7 y 8 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento CP. El noveno parámetro no se representa aquí dado que el valor límite indicado en la Tabla 4.2 se excede sólo una vez.

**Tabla 6.22** Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros chilenos

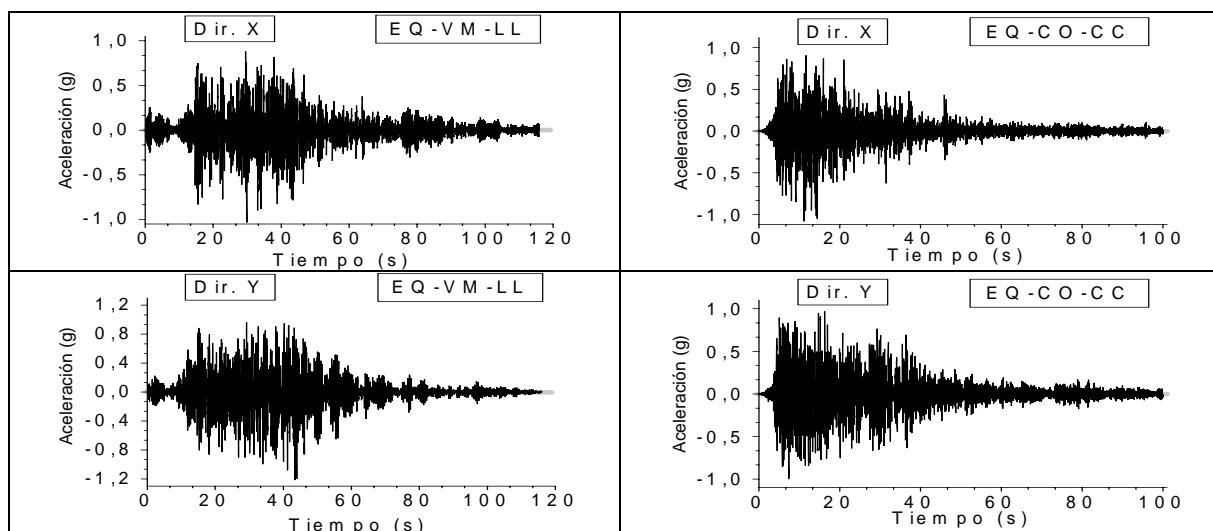
Núm.	Valor límite	EQ-VM-LL	EQ-CO-CC
1	Deformación a cortante de las vigas	173,20	55,70
2	Giro de rótulas plásticas de los muros	90,40	37,26
3	Desplazamiento máximo entre plantas	37,44	12,78
4	Deformación del acero inferior	242,30	51,54
5	Deformación del acero superior	70,62	56,01
6	Desplazamiento máximo entre plantas (E.030)	87,30	31,78
7	Deformación del hormigón inferior	69,40	22,93
8	Deformación del hormigón superior	23,74	13,39

### 6.4.2 Edificio L1

En este subapartado se presentan los resultados de los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros chilenos. Las Figuras 6.34 y 6.35 muestran los desplazamientos relativos y las aceleraciones absolutas de la última planta, respectivamente.



**Figura 6.34** Desplazamientos de la planta superior del edificio L1 para los registros chilenos



**Figura 6.35** Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L1 para los registros chilenos

La Figura 6.36 muestra los desplazamientos máximos entre plantas para los dos acelerogramas considerados; adicionalmente, se indica el valor máximo permitido por la normativa peruana [E.030, 2003], igual a 0,005.

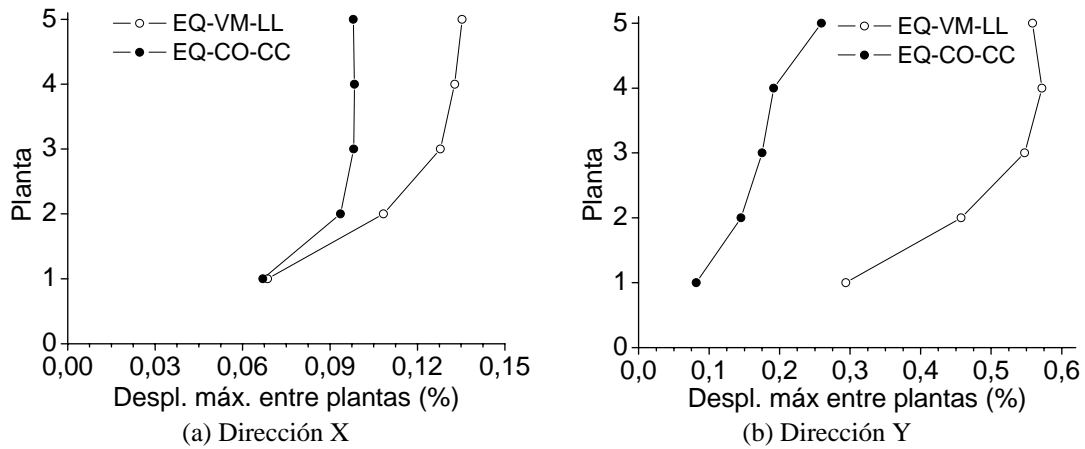


Figura 6.36 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L1 para los registros chilenos

La Tabla 6.23 muestra los principales resultados de los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros chilenos.  $E_I$ ,  $E_\zeta$ , y  $E_H$  corresponden a las energías de entrada, disipada por el amortiguamiento e histerética, respectivamente (ver el subapartado 2.1.1.4). El desplazamiento relativo y la aceleración absoluta máximos se refieren a la planta superior.  $V$  es el cortante en la base y  $W$  es el peso del edificio.

Tabla 6.23 Resultados de los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros chilenos

Registro	$\ddot{z}_{g_{max}}$ (g)	$I_{D_{min}}$	Duración (s)	$E_I$ (kNm)	$E_\zeta$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Despl. máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{max} / W$
EQ-VM-LL	0,71	31,34	116,38	5134	2926	2208	0,49	1,22	–
EQ-CO-CC	0,65	33,36	101,0	1679	987	693	0,15	1,08	–

La Tabla 6.24 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros chilenos. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3, correspondiendo a la Tabla 4.2. Los parámetros del 1 al 6 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento LS mientras que los parámetros 7 y 8 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento CP. El noveno parámetro no se representa aquí dado que el valor límite indicado en la Tabla 4.2 se excede sólo una vez.

Tabla 6.24 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros chilenos

Núm.	Valor límite	EQ-VM-LL	EQ-CO-CC
1	Deformación a cortante de las vigas	249,10	60,50
2	Giro de las rótulas plásticas de los muros	169,20	63,74
3	Desplazamiento máximo entre plantas	112,50	28,67
4	Deformación del acero inferior	263,4	93,53
5	Deformación del acero superior	96,43	49,11
6	Desplazamiento máximo entre plantas (E.030)	114,9	38,35
7	Deformación del hormigón inferior	70,54	27,68
8	Deformación del hormigón superior	32,14	11,83



### 6.4.3 Edificio L3

En este subapartado se presentan los resultados de los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros chilenos. Las Figuras 6.37 y 6.38 muestran los desplazamientos relativos y las aceleraciones absolutas de la última planta, respectivamente.

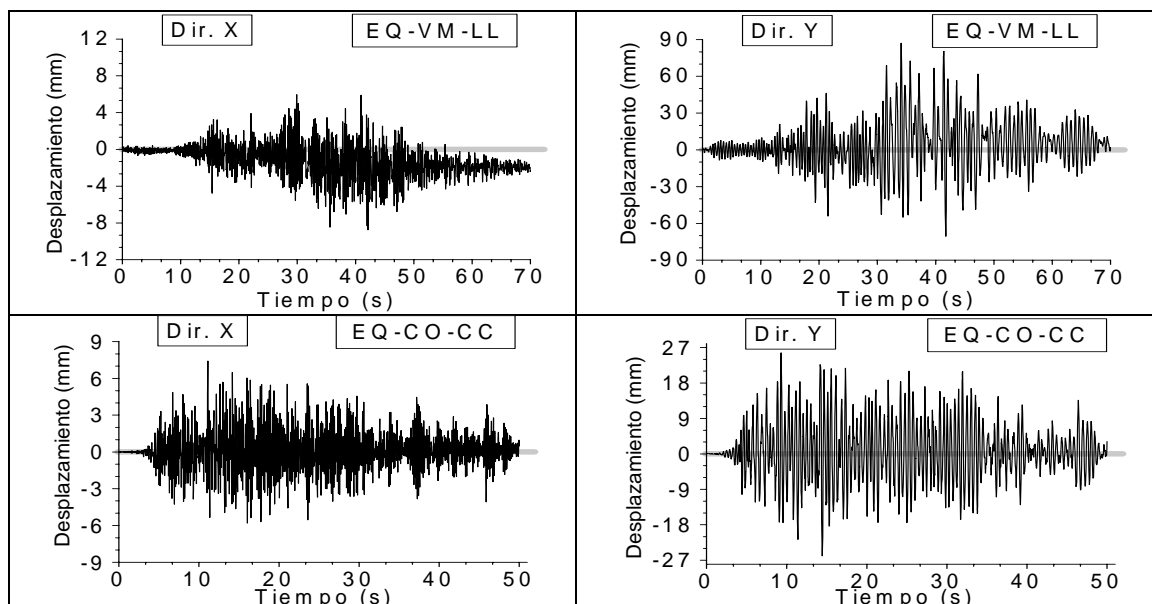


Figura 6.37 Desplazamientos de la planta superior del edificio L3 para los registros chilenos

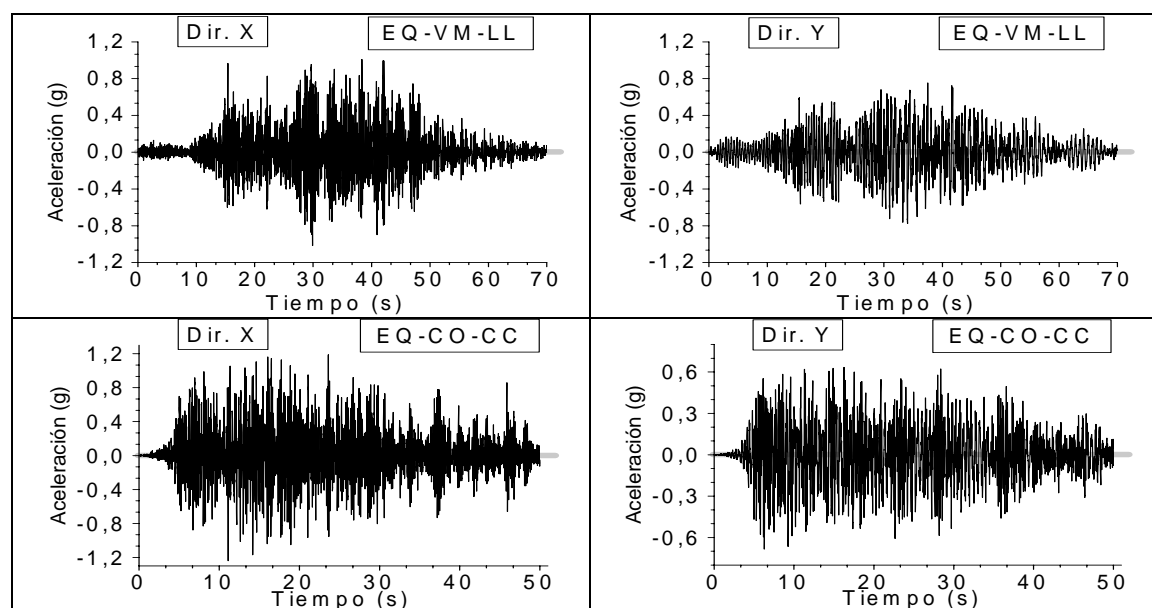


Figura 6.38 Aceleración absoluta de la planta superior del edificio L3 para los registros chilenos

La Figura 6.39 muestra los desplazamientos máximos entre plantas para los registros chilenos; adicionalmente, se indica el valor máximo permitido por la normativa peruana [E.030, 2003], igual a 0,005.

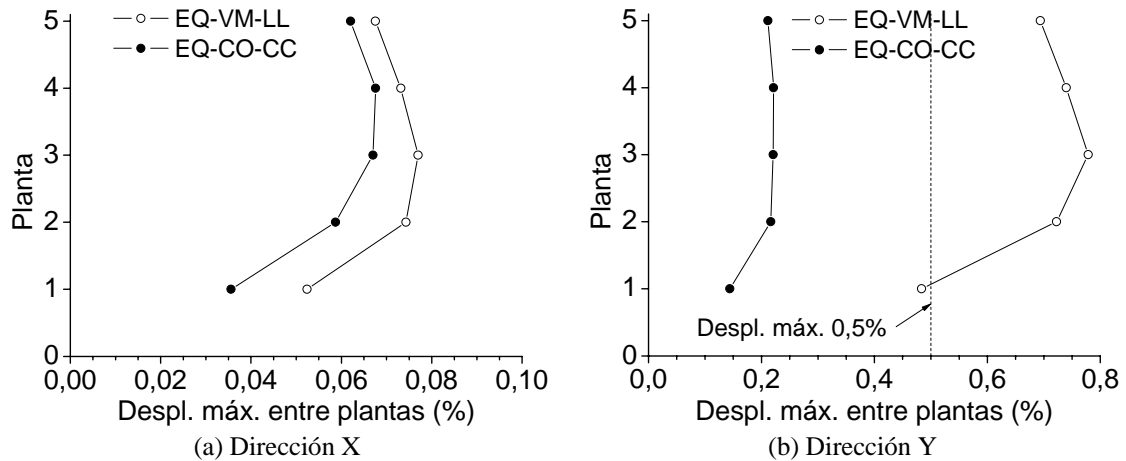


Figura 6.39 Desplazamiento máximo entre plantas del edificio L3 para los registros chilenos

La Tabla 6.25 muestra los principales resultados de los análisis dinámicos del edificio C1 para los registros chilenos.  $E_I$ ,  $E_\zeta$ , y  $E_H$  corresponden a las energías de entrada, disipada por el amortiguamiento e histerética, respectivamente (ver el subapartado 2.1.1.4). El desplazamiento relativo y la aceleración absoluta máximos se refieren a la planta superior.  $V$  es el cortante en la base y  $W$  es el peso del edificio.

Tabla 6.25 Resultados de los análisis dinámicos del edificio L3 para los registros chilenos

Registro	$\ddot{z}_{gmax}$ (g)	$I_{Dmin}$	Duración (s)	$E_I$ (kNm)	$E_\zeta$ (kNm)	$E_H$ (kNm)	Despl. máx. (%)	Acel. máx. (g)	$V_{max} / W$
EQ-VM-LL	0,71	31,34	116,38	3555	2010	1545	0,68	1,02	0,60
EQ-CO-CC	0,65	33,36	101,0	1323	828	494	0,20	1,24	0,70

La Tabla 6.26 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L1 para los registros chilenos. Los valores límite considerados se describen en el subapartado 4.2.3, correspondiendo a la Tabla 4.2. Los parámetros del 1 al 6 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento LS mientras que los parámetros 7 y 8 han sido normalizados respecto del nivel de comportamiento CP. El noveno parámetro no se representa aquí dado que el valor límite indicado en la Tabla 4.2 se excede sólo una vez.

Tabla 6.26 Porcentaje (%) de los valores límite alcanzado en los análisis dinámicos del edificio L3 para los registros chilenos

Núm.	Valor límite	EQ-VM-LL	EQ-CO-CC
1	Deformación a cortante de las vigas	188,60	89,50
2	Giro de las rótulas plásticas de los muros	145,30	41,72
3	Desplazamiento máximo entre plantas	89,26	27,94
4	Deformación del acero inferior	300,70	62,08
5	Deformación del acero superior	90,60	47,99
6	Desplazamiento máximo entre plantas (E.030)	173,30	59,46
7	Deformación del hormigón inferior	87,25	33,22
8	Deformación del hormigón superior	21,48	11,41

#### 6.4.4 Valoración de los resultados obtenidos

En este subapartado se discuten los resultados del análisis dinámico de los edificios (representativos) C1, L1 y L3 sometidos a los acelerogramas chilenos descritos en el subapartado 5.5.3.

- Las Figuras 6.31, 6.32 y 6.33 muestran que el edificio C1 sufre daños moderados en ambas direcciones (Tablas 6.21 y 6.22). El registro EQ-VM-LL es el más destructivo; para esta excitación, el único valor límite excedido es la deformación del acero de la base de los muros (242%) y, por tanto, se aprecia un desplazamiento permanente en la dirección débil. El cálculo no se ha llevado a cabo hasta completar la duración de los registros, sino sólo hasta superar los intervalos de mayor aceleración (Figura 5.15). El registro EQ-VM-LL genera un daño importante en las vigas de acoplamiento en la dirección débil.
- Las Figuras 6.34, 6.35 y 6.36 muestran que el edificio L1 sufre daños moderados en ambas direcciones (Tablas 6.21 y 6.22). El registro EQ-VM-LL es el más destructivo; para esta excitación, el único valor límite excedido es la deformación del acero de la base de los muros (242%) y, por tanto, se aprecia un desplazamiento permanente en la dirección débil.
- Las Figuras 6.37, 6.38 y 6.39 muestran que el edificio L3 sufre daños apreciables en la dirección débil para el registro EQ-VM-LL (Tablas 6.21 y 6.22). Para esta excitación, el valor límite más excedido es la deformación del acero de la base de los muros (300%) y, por tanto, se aprecia un desplazamiento permanente. El cálculo no se ha llevado a cabo hasta completar la duración de los registros, sino sólo hasta superar los intervalos de mayor aceleración (Figura 5.15).
- El mayor porcentaje de valor límite corresponde a la deformación a cortante de las vigas de acoplamiento, seguido por el giro de las rótulas plásticas de los muros.
- En el edificio C1 se observa que el respetar la limitación del desplazamiento entre plantas (0,5%) indicado en la normativa peruana [E.030, 2006] no garantiza que el alargamiento de la armadura vertical inferior de los muros no exceda el 1% señalado en [Powell, 2007].

### 6.5 Conclusiones generales de los análisis dinámicos

En este apartado se resumen los resultados de los análisis dinámicos para los acelerogramas escalados, los registros impulsivos y los registros chilenos; su comparación muestra que los daños generados por los los acelerogramas impulsivos son mayores que los producidos por los acelerogramas escalados y que, a su vez, éstos son más dañinos que los registros chilenos. Esta afirmación se basa en los tres primeros parámetros de la Tabla 4.2. La revisión global de los resultados de los análisis dinámicos para los tres grupos de registros permite extraer las siguientes conclusiones válidas para todos ellos:

- Los desplazamientos en la dirección débil (Y) son, en general, mayores que en la fuerte (X). Esta diferencia es particularmente acusada en los edificios con mayor diferencia entre las densidades de muros y los momentos de inercia de éstos en ambas direcciones.
- En general, en la dirección débil (Y) las aceleraciones son ligeramente inferiores que en la fuerte (X). Esta tendencia puede deberse a la influencia de las frecuencias naturales del edificio, ya que éstas son más lentas en la dirección débil.
- El el mayor porcentaje de valor límite corresponde a la deformación a cortante de las vigas de acoplamiento. Excepto en el edificio L1, este valor es seguido por el giro de las rótulas plásticas de los muros.
- En los sismos de mayor severidad, se produce un notable desplazamiento permanente. Se observa una elevada correlación entre éste y la deformación del acero inferior. En estos sismos, los períodos de las respuestas tienden a alargarse. Ello puede deberse a la degradación de la rigidez de los edificios a causa del daño acumulado; habitualmente este fenómeno se detecta después de picos importantes de desplazamiento.
- El mayor porcentaje de valor límite (Tabla 4.2) corresponde a la deformación a cortante de las vigas de acoplamiento, seguido por el giro de las rótulas plásticas de los muros.
- Respetar la limitación del desplazamiento máximo entre plantas (0,5%) indicado en la normativa peruana no garantiza que el alargamiento máximo de la armadura vertical inferior de los muros no exceda el valor límite de 1%.

Por último, la energía histerética debería compararse, en el marco de la estrategia descrita en el subapartado 2.1.1.4, con la capacidad límite última de absorción de energía  $W_u$  (ecuación (2.9)).

## 7. Comparación entre los análisis estáticos y dinámicos

### 7.1 Relación entre los análisis “push-over” y dinámicos

En este capítulo se presenta una comparación entre los resultados obtenidos de los análisis push-over y de los análisis dinámicos con acelerogramas escalados (primer grupo) para los edificios considerados. Cabe indicar que la comparación entre estos dos análisis ha sido considerada sólo para el nivel de comportamiento (Life Safety), debido a que ambos análisis fueron realizados para un mismo espectro de proyecto de aceleración (período de retorno de 475 años) y de acuerdo al código sísmico peruano [E.030, 2003]. Según el Vision 2000 [SEAOC, 1995] para este nivel de acción sísmica y este tipo de edificio (vivienda), le corresponde un nivel de comportamiento referido como “Life Safety”. Por otra parte, la consideración conjunta de los dos análisis se realizará comparando los desplazamientos objetivo, así como los estados límites de daño alcanzados (deformaciones, rotaciones en las zonas de rótulas plásticas, derivas, entre otros, ver la Tabla 4.2) para este nivel de desplazamiento. Una de las mejores formas de evaluar el daño estructural en estructuras es a partir de las deformaciones, tanto sus valores máximos como acumulados; el estado actual del conocimiento no permite la consideración de estos últimos ya que los índices de daño propuestos (como por ejemplo, el de Park y Ang, ecuación (2.10)) no han sido calibrados para estructuras no aperticadas como las consideradas en este trabajo.

A continuación se presenta un listado con los resultados más relevantes para los dos análisis efectuados y para cada uno de los edificios considerados. Los valores de los análisis dinámicos son el promedio de los correspondientes a cada uno de los siete pares de acelerogramas.

#### Edificio C1

En la Tabla 7.1 se presentan los desplazamientos objetivo (*TD*) obtenidos del análisis push-over y dinámico para el nivel de acción sísmica considerada (ver Tabla 5.1). Estos desplazamientos están expresados en términos del desplazamiento relativo de la planta superior del edificio C1.

**Tabla 7.1** Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio C1

Análisis	Dirección X+ TD (%)	Dirección X- TD (%)	Dirección Y+ TD (%)	Dirección Y- TD (%)
Push-over	0,288	0,264	0,453	0,453
Dinámico no lineal	0,165	0,137	0,246	0,260

En la Tabla 7.2 se presenta el desplazamiento máximo entre plantas para los dos análisis. Este parámetro es un buen indicador del daño estructural en cualquier planta del edificio.

**Tabla 7.2** Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio C1

Análisis	Dirección X+ (%)	Dirección X- (%)	Dirección Y+ (%)	Dirección Y- (%)
Push-over	0,329	0,290	0,517	0,517
Dinámico no lineal	0,204	0,152	0,295	0,320

La Tabla 7.3 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzados en los análisis push-over y dinámico del edificio C1 (corresponden a los parámetros 1, 2, 3, 4, 5, 7 y 8 de la Tabla 4.2).

**Tabla 7.3** Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio C1

Análisis	Def. cortante vigas (1)	Giro rótula plast. muros (2)	Despl. Rel. entre plantas (3)	Def. acero inf. (4)	Def. acero sup. (5)	Def. horm. inf. (7)	Def. horm. sup. (8)
Push-over	246,40	94,59	47,57	207,60	189,60	73,83	15,69
Dinámico no lineal	141,56	83,69	32,48	196,64	79,47	60,38	19,07

### **Edificio C2**

En la Tabla 7.4 se presentan los desplazamientos objetivo (*TD*) obtenidos del análisis push-over y dinámico para el nivel de acción sísmica considerada (ver Tabla 5.1). Estos desplazamientos están expresados en términos del desplazamiento relativo de la planta superior del edificio C2.

**Tabla 7.4** Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio C2

Análisis	Dirección X+ TD (%)	Dirección X- TD (%)	Dirección Y+ TD (%)	Dirección Y- TD (%)
Push-over	0,466	0,427	0,384	0,384
Dinámico no lineal	0,231	0,198	0,200	0,269

En la Tabla 7.5 se presenta el desplazamiento máximo entre plantas para los dos análisis. Este parámetro es un buen indicador del daño estructural en cualquier planta del edificio.

**Tabla 7.5** Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio C2

Análisis	Dirección X+ TD (%)	Dirección X- TD (%)	Dirección Y+ TD (%)	Dirección Y- TD (%)
Push-over	0,468	0,428	0,384	0,384
Dinámico no lineal	0,269	0,228	0,260	0,347

La Tabla 7.6 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzados en los análisis push-over y dinámico del edificio C2 (corresponden a los parámetros 1, 2, 3, 4, 5, 7 y 8 de la Tabla 4.2).

**Tabla 7.6** Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio C2

Análisis	Def. cortante vigas (1)	Giro rótula plast. muros (2)	Despl. Rel. entre plantas (3)	Def. acero inf. (4)	Def. acero sup. (5)	Def. horm. inf. (7)	Def. horm. sup. (8)
Push-over	159,30	119,80	71,49	340,90	68,99	74,27	21,92
Dinámico no lineal	116,74	125,50	82,10	152,47	66,88	133,86	17,11

**Edificio L1**

En la Tabla 7.7 se presentan los desplazamientos objetivo (*TD*) obtenidos del análisis push-over y dinámico para el nivel de acción sísmica considerada (ver Tabla 5.1). Estos desplazamientos están expresados en términos del desplazamiento relativo de la planta superior del edificio L1.

**Tabla 7.7** Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L1

Análisis	Dirección X+ TD (%)	Dirección X- TD (%)	Dirección Y+ TD (%)	Dirección Y- TD (%)
Push-over	0,173	0,160	0,324	0,324
Dinámico no lineal	0,194	0,155	0,406	0,366

En la Tabla 7.8 se presenta el desplazamiento máximo entre plantas para los dos análisis. Este parámetro es un buen indicador del daño estructural en cualquier planta del edificio.

**Tabla 7.8** Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L1

Análisis	Dirección X+ (%)	Dirección X- (%)	Dirección Y+ (%)	Dirección Y- (%)
Push-over	0,207	0,191	0,370	0,370
Dinámico no lineal	0,213	0,175	0,458	0,404

La Tabla 7.9 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzados en los análisis push-over y dinámico del edificio L1 (corresponden a los parámetros 1, 2, 3, 4, 5, 7 y 8 de la Tabla 4.2).

**Tabla 7.9** Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio L1

Análisis	Def. cortante vigas (1)	Giro rótula plast. muros (2)	Despl. Rel. entre plantas (3)	Def. acero inf. (4)	Def. acero sup. (5)	Def. horm. inf. (7)	Def. horm. sup. (8)
Push-over	138,40	128,10	62,67	193,30	74,00	26,43	22,15
Dinámico no lineal	204,20	169,56	104,11	260,89	82,54	122,25	22,70

**Edificio L2**

En la Tabla 7.10 se presentan los desplazamientos objetivo (*TD*) obtenidos del análisis push-over y dinámico para el nivel de acción sísmica considerada (ver Tabla 5.1). Estos desplazamientos están expresados en términos del desplazamiento relativo de la planta superior del edificio L2.

**Tabla 7.10** Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L2

Análisis	Dirección X+ TD (%)	Dirección X- TD (%)	Dirección Y+ TD (%)	Dirección Y- TD (%)
Push-over	0,072	0,092	0,342	0,342
Dinámico no lineal	0,069	0,064	0,251	0,234

En la Tabla 7.11 se presenta el desplazamiento máximo entre plantas para los dos análisis. Este parámetro es un buen indicador del daño estructural en cualquier planta del edificio.

**Tabla 7.11** Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L2

Análisis	Dirección X+ (%)	Dirección X- (%)	Dirección Y+ (%)	Dirección Y- (%)
Push-over	0,085	0,110	0,395	0,395
Dinámico no lineal	0,082	0,078	0,296	0,270

La Tabla 7.12 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzados en los análisis push-over y dinámico del edificio L2 (corresponden a los parámetros 1, 2, 3, 4, 5, 7 y 8 de la Tabla 4.2).

**Tabla 7.12** Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio L2

Análisis	Def. cortante vigas (1)	Giro rótula plast. muros (2)	Despl. Rel. entre plantas (3)	Def. acero inf. (4)	Def. acero sup. (5)	Def. horm. inf. (7)	Def. horm. sup. (8)
Push-over	104,80	67,58	47,57	168,00	46,51	104,80	11,81
Dinámico no lineal	88,38	57,19	39,00	114,48	46,24	69,70	11,55

### **Edificio L3**

En la Tabla 7.13 se presentan los desplazamientos objetivo (*TD*) obtenidos del análisis push-over y dinámico para el nivel de acción sísmica considerada (ver Tabla 5.1). Estos desplazamientos están expresados en términos del desplazamiento relativo de la planta superior del edificio L3.

**Tabla 7.13** Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L3

Análisis	Dirección X+ TD (%)	Dirección X- TD (%)	Dirección Y+ TD (%)	Dirección Y- TD (%)
Push-over	0,083	0,069	0,522	0,522
Dinámico no lineal	0,050	0,045	0,298	0,284

En la Tabla 7.14 se presenta el desplazamiento máximo entre plantas para los dos análisis. Este parámetro es un buen indicador del daño estructural en cualquier planta del edificio.

**Tabla 7.14** Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L3

Análisis	Dirección X+ (%)	Dirección X- (%)	Dirección Y+ (%)	Dirección Y- (%)
Push-over	0,098	0,082	0,619	0,619
Dinámico no lineal	0,061	0,052	0,344	0,304

La Tabla 7.15 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzados en los análisis push-over y dinámico del edificio L3 (corresponden a los parámetros 1, 2, 3, 4, 5, 7 y 8 de la Tabla 4.2).

**Tabla 7.15** Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio L3

Análisis	Def. cortante vigas (1)	Giro rótula plast. muros (2)	Despl. Rel. entre plantas (3)	Def. acero inf. (4)	Def. acero sup. (5)	Def. horm. inf. (7)	Def. horm. sup. (8)
Push-over	122,50	88,30	64,60	175,30	67,11	60,82	15,94
Dinámico no lineal	91,98	63,99	36,62	107,02	58,09	37,27	14,41

### **Edificio L4**

En la Tabla 7.16 se presentan los desplazamientos objetivo (*TD*) obtenidos del análisis push-over y dinámico para el nivel de acción sísmica considerada (ver Tabla 5.1). Estos desplazamientos están expresados en términos del desplazamiento relativo de la planta superior del edificio L4.

**Tabla 7.16** Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L4

Análisis	Dirección X+ TD (%)	Dirección X- TD (%)	Dirección Y+ TD (%)	Dirección Y- TD (%)
Push-over	0,136	0,127	0,176	0,180
Dinámico no lineal	0,081	0,088	0,125	0,129

En la Tabla 7.17 se presenta el desplazamiento máximo entre plantas para los dos análisis. Este parámetro es un buen indicador del daño estructural en cualquier planta del edificio.

**Tabla 7.17** Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L4

Análisis	Dirección X+ (%)	Dirección X- (%)	Dirección Y+ (%)	Dirección Y- (%)
Push-over	0,171	0,159	0,210	0,225
Dinámico no lineal	0,099	0,106	0,151	0,159

La Tabla 7.18 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzados en los análisis push-over y dinámico del edificio L3 (corresponden a los parámetros 1, 2, 3, 4, 5, 7 y 8 de la Tabla 4.2).

**Tabla 7.18** Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio L3

Análisis	Def. cortante vigas (1)	Giro rótula plast. muros (2)	Despl. Rel. entre plantas (3)	Def. acero inf. (4)	Def. acero sup. (5)	Def. horm. inf. (7)	Def. horm. sup. (8)
Push-over	100,60	37,94	33,03	50,57	48,36	28,86	11,81
Dinámico no lineal	81,95	46,91	34,49	47,72	43,50	23,73	10,60

### **Edificio L5**

En la Tabla 7.19 se presentan los desplazamientos objetivo (*TD*) obtenidos del análisis push-over y dinámico para el nivel de acción sísmica considerada (ver Tabla 5.1). Estos desplazamientos están expresados en términos del desplazamiento relativo de la planta superior del edificio L5.



**Tabla 7.19** Desplazamientos de la planta superior obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L5

Análisis	Dirección X+ TD (%)	Dirección X- TD (%)	Dirección Y+ TD (%)	Dirección Y- TD (%)
Push-over	0,207	0,180	0,177	0,181
Dinámico no lineal	0,157	0,154	0,138	0,131

En la Tabla 7.20 se presenta el desplazamiento máximo entre plantas para los dos análisis. Este parámetro es un buen indicador del daño estructural en cualquier planta del edificio.

**Tabla 7.20** Desplazamientos máximos entre plantas obtenidos de los análisis push-over y dinámico para el edificio L5

Análisis	Dirección X+ (%)	Dirección X- (%)	Dirección Y+ (%)	Dirección Y- (%)
Push-over	0,256	0,221	0,227	0,230
Dinámico no lineal	0,191	0,188	0,174	0,170

La Tabla 7.21 muestra el porcentaje de los valores límite alcanzados en los análisis push-over y dinámico del edificio L3 (corresponden a los parámetros 1, 2, 3, 4, 5, 7 y 8 de la Tabla 4.2).

**Tabla 7.21** Porcentaje (%) de los valores límites alcanzado en los análisis push-over y dinámico del edificio L3

Análisis	Def. cortante vigas (1)	Giro rótula plast. muros (2)	Despl. Rel. entre plantas (3)	Def. acero inf. (4)	Def. acero sup. (5)	Def. horm. inf. (7)	Def. horm. sup. (8)
Push-over	162,40	48,22	29,70	51,68	57,38	34,61	14,68
Dinámico no lineal	140,31	46,11	43,15	66,26	62,83	32,53	14,64

## 7.2 Valoración de los resultados obtenidos

En este apartado se presenta una comparación entre los resultados de los análisis estáticos no lineales (push-over) y los resultados de los análisis dinámicos no lineales para los acelerogramas escalados correspondientes al primer grupo.

En general, los resultados de los análisis push-over son apreciablemente mayores que los resultados de los análisis dinámicos. Esto se refleja en el daño producido, cuantificado mediante los resultados de los desplazamientos objetivo (TD), desplazamientos relativos entre plantas y estados límites de daño. No obstante, el criterio de escalado para los registros históricos produce resultados que en algunos casos (básicamente para el edificio L1) son superiores a los obtenidos del análisis push-over. Excepto en el edificio L1, las diferencias en los valores medios del desplazamiento de la planta superior oscilan entre el 125% para el edificio C2 en dirección X- y el 4% para el edificio L2 en dirección X+. Estas diferencias se deben a las simplificaciones en que se basa el cálculo de los desplazamientos objetivo en los análisis push-over; en particular, la determinación aproximada del amortiguamiento equivalente. En la referencia [Kazaz, Yakutia y Gülkan, 2006] se evalúa este aspecto para edificios con muros de hormigón.

## 8. Resumen, conclusiones e investigaciones futuras

### 8.1 Resumen

En este trabajo se presenta un estudio numérico de la vulnerabilidad sísmica de edificios de muros delgados construidos en Perú y en otros países de América Latina. Estos edificios se vienen construyendo desde hace unas décadas, especialmente para viviendas de bajo coste; las principales ventajas de estos tipos de edificios son un bajo consumo de materiales y de mano de obra y elevada rapidez de construcción). Este estudio se centra en los casos más comunes en Perú, los cuales no suelen exceder las cinco plantas; las luces son reducidas, habitualmente hasta 5 m, y no suelen haber sótanos; los muros tienen 10 cm de espesor y su armadura consiste en una única capa de malla electrosoldada, con algunas barras adicionales de 12 mm de diámetro en los extremos. Las losas son macizas y tienen, en general, 12 cm de canto, estando armadas frecuentemente con mallas electrosoldadas; la cimentación suele consistir en una losa de 20 a 25 cm de espesor apoyada sobre terreno mejorado. No existen pilares, siendo los muros los únicos elementos sustentantes; en las fachadas y en algunos puntos del interior éstos se suelen conectar a la altura de cada planta mediante vigas de acoplamiento de unos 50 cm de altura, sin características sismorresistentes adecuadas. Las densidades de muros en cada dirección oscilan entre 2% y 5%, con algunas excepciones; los muros en direcciones perpendiculares suelen estar conectados entre sí. La resistencia característica del hormigón es 17,5 MPa y la calidad global de la construcción es, en general, aceptable. Estos edificios han sido proyectados de acuerdo con la normativa peruana, cuyos requerimientos son insuficientes para garantizar un nivel adecuado de seguridad frente a las acciones sísmicas esperadas (a pesar de contener prescripciones específicas para estos edificios); en general, las normativas sismorresistentes de los países avanzados no permiten este tipo de construcciones. Por otra parte, otras circunstancias hacen que la vulnerabilidad de estos edificios parezca ser excesivamente reducida: (i) la ductilidad de los muros es limitada, (ii) los resultados experimentales disponibles son limitados y (iii) no existe ninguna experiencia acerca del comportamiento de estas construcciones para movimientos sísmicos de elevada severidad. Dada esta preocupación, en Perú se han efectuado algunos ensayos, tanto sobre muros aislados como sobre conjuntos de muros y losas unidos; los resultados de estos ensayos se utilizan en este trabajo (en la modelización del comportamiento estructural de los edificios).

Para llevar a cabo la investigación, se han seleccionado siete edificios representativos ubicados en las ciudades de Lima y de Chiclayo, que corresponden a la zona de mayor peligrosidad sísmica. Los períodos naturales han sido identificados a partir de trabajo de campo, determinándose también la resistencia del hormigón mediante pruebas esclerométricas. El estudio numérico de la vulnerabilidad de estas construcciones consiste en efectuar análisis estáticos no lineales (“push-over”) y análisis dinámicos también no lineales, comparándose las conclusiones derivadas de ambos. Dada la elevada rigidez horizontal de los edificios, se ha tenido en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura; la flexibilidad del terreno se representa mediante muelles verticales de comportamiento no lineal. El comportamiento estructural de los edificios se describe mediante modelos de fibras, éstos se implementan en el

programa PERFORM-3D. Los estados límites de daño (IO, LS y CP) han sido definidos a partir de los resultados experimentales disponibles en Perú. Los acelerogramas considerados en los análisis dinámicos se pueden agrupar en tres categorías: (i) registros peruanos y acelerogramas sintéticos escalados al espectro de proyecto, (ii) registros impulsivos obtenidos en Estados Unidos, Japón y Colombia y (iii) dos movimientos sísmicos chilenos de elevada severidad.

## 8.2 Recomendaciones preliminares de proyecto para edificios con muros delgados

Los resultados de este estudio permiten concluir que los edificios con muros delgados de hormigón armado proyectados con la versión anterior del código sísmico peruano [E.030, 2003], podrían presentar un comportamiento inadecuado; por otra parte, la consideración de la última versión del código [E.030, 2006], podría ser insuficiente. A continuación, se formulan las siguientes recomendaciones preliminares de proyecto para estos edificios:

- La densidad de muros en ambas direcciones debe ser, por lo menos, aproximadamente igual a 4%. Además, los momentos de inercia de los muros incluyendo la contribución de las alas, debe ser, por lo menos, 4% respecto del momento de inercia del área total en planta.
- Las vigas de acoplamiento deben proyectarse siguiendo las disposiciones sísmicas habituales. Aun manteniendo el ancho de la viga igual al espesor de los muros, los beneficios para el comportamiento global de la estructura son significativos.
- La interacción suelo-estructura es relevante y debe tenerse en cuenta en el proyecto sismorresistente de estos edificios.
- A efectos prácticos, el cálculo preciso de los períodos naturales de vibración para estos edificios es de poco interés, debido a que dichos períodos se sitúan en la rama de aceleración constante (meseta) del espectro de proyecto. Por otra parte, el inicio temprano de la fisuración en los muros genera el alargamiento de los períodos, incluso para regiones de baja sismicidad.

Es destacable que se han formulado sólo recomendaciones de proyecto que sean económicas y de fácil implementación, dado que hoy en día la construcción masiva de alta calidad no es asequible para los países en desarrollo. Estas recomendaciones son fruto del conocimiento adquirido acerca del comportamiento sismorresistente de estos edificios a través de todos los estudios realizados, entre ellos los análisis push-over y dinámicos.

Por otra parte, los resultados de los análisis “push-over” (capítulo 4) y dinámicos (capítulo 6) han permitido establecer unas relaciones (preliminares) entre los umbrales de daño (IO, LS y CP) y los valores de la deformación a tracción de las armaduras verticales de las secciones inferiores de los muros y del desplazamiento máximos entre plantas. Estas relaciones se presentan en la Tabla 8.1.

**Tabla 8.1** Propuesta de estados límites en función de la deformación a tracción del acero y del desplazamiento entre plantas

Estados límites considerados	Deformación a tracción (%)	Desplazamiento entre plantas (%)
Daño leve (IO)	0,2 – 0,6	0 – 0,25
Daño moderado (LS)	0,6 – 1,6	0,25 – 0,375
Daño severo (CP)	1,6 – 2,6	0,375 – 0,50

Esta información puede ser utilizada a partir de cálculos estáticos o dinámicos (no lineales). Es destacable que la normativa sismorresistente peruana indica exclusivamente el límite de 0,50 del desplazamiento entre plantas; estas conclusiones indican que este valor corresponde a un daño altamente severo.

### 8.3 Conclusiones

Este trabajo ha permitido formular las siguientes conclusiones generales:

- La resistencia sísmica de todos los edificios analizados es insuficiente. Cinco de los siete edificios exhiben un comportamiento inadecuado por lo menos en una dirección para el nivel de comportamiento de Ocupación Inmediata (IO). Para los niveles de Seguridad de la Vida (LS) y Prevención del Colapso (CP), el número de edificios con comportamiento inadecuado es siete y cuatro, respectivamente. Los mejores comportamientos, en términos de la relación entre los desplazamientos objetivo y los correspondientes estados límite, corresponden a las direcciones fuertes (con mayor densidad de muros, con muros con mayores momentos de inercia y con mayor longitud).
- En la mayoría de los casos los daños en los límites IO, LS y CP se alcanzan en las vigas de acoplamiento; en consecuencia, modificaciones sencillas y económicas de las vigas de acoplamiento podrían proporcionar mejoras relevantes en el comportamiento sísmico de estos edificios. El modo de fallo siguiente corresponde a la flexión de los tramos inferiores de los muros.

A continuación se describen las conclusiones particulares obtenidas:

- En comparación con los análisis dinámicos, en general los análisis push-over sobreestiman los daños en los edificios estudiados.
- Los registros impulsivos producen un daño muy importante a los edificios estudiados. Se generan tensiones tangenciales medias en la base de los muros que exceden apreciablemente a su resistencia. Esta circunstancia puede generar un importante riesgo de fallo de los muros por corte.
- La interacción suelo-estructura genera efectos relevantes.
- En las direcciones débiles se ha detectado riesgo de pandeo local en las partes inferiores de los muros. En los análisis estáticos esta circunstancia sólo se produce de forma ocasional mientras que en los análisis dinámicos estas situaciones corresponden a los registros impulsivos y a algunos registros escalados.
- En los análisis dinámicos, los desplazamientos máximos y las energías histeréticas presentan una baja correlación, es decir los casos con desplazamientos máximos importantes no suelen coincidir con los que exhiben energías histeréticas elevadas. Ello parece indicar que estimar el daño a partir de los desplazamientos máximos exclusivamente no es una estrategia adecuada.
- En la mayor parte de los casos se observa que el hecho de respetar la limitación del desplazamiento máximo entre plantas (0,5%) indicado en la normativa peruana no garantiza que el alargamiento máximo de la armadura vertical inferior de los muros no exceda el valor de 1% señalado habitualmente como referencia.

De forma tangencial al objetivo principal de este trabajo, se ha observado que el criterio de escalado de registros considerado por ASCE 7-05 no es del todo adecuado ya que al ajustar las ordenadas espectrales para un rango de períodos, fuera de dicho rango se pueden producir desajustes significativos entre éstas. Por otra parte, para excitaciones fuertes los períodos fundamentales de vibración se alargan, generándose de esta manera ulteriores discrepancias.

### 8.4 Investigaciones futuras

Tal como se describe en los apartados anteriores, este trabajo ha proporcionado una mayor comprensión del comportamiento sismorresistente de los edificios de muros delgados construidos en Perú y en otros países próximos y ha permitido concluir que la mayor parte de éstos son vulnerables a los movimientos sísmicos esperables; no obstante, se ha establecido que pequeñas modificaciones en los edificios (básicamente, en las vigas de acoplamiento entre muros) pueden generar mejoras significativas. Así mismo, los resultados obtenidos han

permitido formular criterios preliminares de proyecto. El objetivo final de la investigación iniciada en este trabajo es proponer, de una manera más completa, criterios de proyecto de este tipo de edificios y formular estrategias de rehabilitación de los edificios existentes. Para lograr este objetivo se propone continuar la investigación mediante las siguientes etapas:

- Estudio paramétrico numérico de la vulnerabilidad sísmica de los edificios existentes y de los previstos. Los resultados de este trabajo y de estas etapas futuras permitirán proyectar edificios de características distintas a las de los existentes; este estudio se desarrollará tanto para los edificios actuales como para dicho grupo de edificios.
- Estudio experimental sobre muros individuales y sobre grupos de muros, losas y vigas de acoplamiento. El objetivo es disponer de información adicional sobre los umbrales de daño.
- Formulación de criterios de proyecto de edificios de muros delgados. Estos criterios pueden ser incorporados a la normativa peruana y de otros países afectados.
- Propuesta de técnicas de rehabilitación sísmica en edificios existentes. Se considerarán básicamente tres opciones: procedimientos convencionales, aislamiento de base e incorporación de disipadores de energía.

Es destacable que estas etapas deben ser desarrolladas en paralelo y de forma altamente interrelacionada.

En esta investigación se prestará especial atención a los siguientes aspectos:

- La investigación sísmica presentada se ha desarrollado dentro del marco de la ingeniería sísmica basada en el objetivo (*PBD*) de la estructura. Sería relevante una comparación entre los resultados obtenidos del análisis estático no lineal ("*push-over*") y los resultados que se obtendrían de realizar un análisis dinámico incremental en el dominio del tiempo ("*Incremental Dynamic Analysis*", *IDA*).
- Realizar un estudio más exhaustivo acerca de los efectos que produce el fenómeno de la interacción suelo estructura en el comportamiento sísmico de estas estructuras. Se ha podido comprobar a través de las simulaciones realizadas que este efecto produce cambios importantes en los desplazamientos objetivo ("*Target displacements*"), así como en la secuencia de deformación de la estructura a medida que se incrementa la fuerza lateral.
- Estudiar más a fondo (de forma numérica y experimental) el pandeo de muros delgados de hormigón armado.
- Estudiar con más profundidad el efecto que producen las losas de forjado en el comportamiento sísmico de estos edificios. En particular debe considerarse la interacción entre su modo de fallo y el de los muros.
- Estudiar en detalle el efecto de la contribución de los muros perpendiculares (muros con alas) en el comportamiento sísmico de estos edificios y proponer un ancho eficaz que sea útil en la etapa de proyecto de estos edificios. Las disposiciones que se especifican para dicho parámetro en el código peruano [EMDL, 2004] y en el código ACI [ACI-318.08, 2008] son distintas.
- Estudiar de forma más exhaustiva el comportamiento sísmico de estos edificios frente a terremotos con proximidad de falla, dado que estos últimos producen altas solicitaciones en los muros y por consiguiente mayor daño estructural.
- Proponer curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daños para evaluar el riesgo sísmico que podrían presentar esta tipología de edificios.
- Extender el presente estudio a los edificios con sótanos, donde la continuidad de los muros en elevación es modificada, siendo el sistema de vigas y losas de transferencia del forjado del sótano donde se apoyan los muros delgados de las plantas superiores.

## Bibliografía

- ACI Committee 318 (2008). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary. American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan.
- ACI, (1984). Special Publication SP-84, American Concrete Institute, Detroit, Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures, US-Japan Research, J.K. Wight, Editor
- Adebar, P., Ibrahim, A.M.M. y Bryson, M. (2007). Test of high-rise core wall: effective stiffness for seismic analysis, *ACI Structural Journal*, 104:5, 549-559.
- Akazawa, T. (1953). Tension Test Method for Concrete. Boletín RILEM No. 16.
- Akiyama, H. (1985). Earthquake-resistant limit-state design for buildings, University of Tokyo Press, Tokyo, Japan.
- Akiyama, H. (1999). Earthquake-Resistant Design Method for Buildings Based on Energy Balance, Gihodo Shuppan, Tokyo, 25-26.
- Akiyama, H. (2003). Metodología de proyecto sismorresistente de edificios basada en el balance energético, Ed. Reverté, Barcelona, España.
- Alexander, C.M., Heidebrecht, A.C. y Tso, W.K. (1973). Cyclic load tests on shear wall panels, Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, 1116-1119.
- ASCE 41-06 (2007). Seismic rehabilitation of existing buildings. ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers. Reston, VA.
- ASCE 7-05 (2005). Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineers. Reston, VA.
- ATC-40 (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, volume 1. Report No SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, California, Applied Technology Council.
- ATC-58 (2002). Development of Performance-based Earthquake Design Guidelines, Redwood City, California, Applied Technology Council.
- Bachmann, H. y Linde, P. (1995). Dynamic ductility demand and capacity design of earthquake-resistant reinforced concrete walls. Proceedings of the Tom Paulay Symposium, La Jolla, Calif., Publication SP 157-06, ACI, Detroit, Mich., 117-142.
- Balkaya, C. y Kalkan, E. (2003). Estimation of fundamental periods of shear-wall dominant building structures. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 32:7, 985-998.
- Banon, H. y Veneciano, D. (1982). Seismic safety of reinforced concrete members and structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10, 179-193.
- Barbat, A.H. y Miquel, J. (1994). Estructuras sometidas a acciones sísmicas, Segunda edición, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Barcelona, España.
- Barda, F., Hanson, J.M. y Corley, W.G. (1977). Shear strength of low-rise walls with boundary elements, *ACI Special Publication*, 53, 149-202.
- Bazant, Z.P. y Oh, B.H. (1984). Deformation of progressively cracking reinforced concrete beams, *ACI Journal Proceeding*, 81:3, 268-278.
- Beekhuis, W.J. (1971). An experimental study of squat shear walls, Engineering Report, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 132pp.
- Benavent-Climent, A., Akiyama, H., López-Almansa, F. y Pujades, L.G. (2004). Prediction of ultimate earthquake resistance of gravity-load designed RC buildings, *Engineering Structures*, 26:8, 1103-1113.
- Benavent-Climent, A., López-Almansa, F. y Pujades, L.G. (2001). Capacidad límite última de disipación de energía de estructuras de hormigón armado sometidas a acciones sísmicas, CIMNE Monografía IS-44, Barcelona.
- Benavent-Climent, A. (2007). An energy-based damage model for seismic response of steel structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 1049-1064.
- Benjamin, J.R. y Williams, H.A. (1957). The behavior of one story reinforced concrete shear walls, *Journal of the Structural Division*, ASCE, 83:3, 1254-1 - 1254-49.
- Bentz, E. y Collins, M. P. (2000). Response-2000, V.1.0.5. Toronto University, Department of Civil Engineering, Toronto, Ontario, Canada.
- Berg, G.V. y Thomaidis, S.S. (1960). Energy consumption by structures in strong-motion earthquakes, Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, 2, 681-697.
- Bertero, V.V. (1957). The Response of shear walls subjected to dynamic loads. PhD thesis, Massachusetts Institute of Technology (MIT), EEUU.
- Bertero, V.V., Mahin, S.A. y Axley, J.A. (1980). Lessons from structural damages observed in recent earthquakes, *Proceedings, 7th World conference on earthquake engineering, Istanbul*, 4, 257-264.
- Bertero, R.D., Bertero, V.V. y Teran-Gilmore, A. (1996). Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive design philosophy and energy concepts, Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.
- Biskinis, D.E, Roupakias, G.K. y Fardis, M.N. (2004). Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacements, *ACI Structural Journal*, 101:6, 773-783.
- Bolander, J. y Wight, J.K. (1991). Finite Element Modeling of Shear-Wall-Dominant Buildings, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117:6, 1719-1739.
- Bonett, D.R. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

- Borja, R.I., Smith, H.A., Wu, W-H. y Amies, A.P. (1992). A methodology for nonlinear soil-structure interaction effects using time-domain analysis techniques,” Rpt. No. 101, Blume Earthquake Engrg. Ctr., Stanford University.
- Boroschek, R. y Yáñez, F.V. (2000). Experimental verification of basic analytical assumptions used in the analysis of structural wall buildings. *Engineering Structures*, 22:6, 657-669.
- Bozzo, M.Ch. y Bozzo, L.R. (2003). Losas Reticulares Mixtas. Proyecto, análisis y dimensionamiento. Editorial Reverté, Barcelona, España.
- Bracci, J.M., Kunnath, S.K. y Reinhorn, A.M. (1997). Seismic performance and retrofit evaluation for reinforced concrete structures, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 123:1, 3–10.
- Bridge, R.Q. y Smith, R.G. (1982). Tension stiffening model for reinforced concrete members. Octave Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, University of Newcastle, 4.1-4.6.
- Bruneau, M. y Wang, N. (1996). Normalized energy-based methods to predict the seismic ductile response of SDOF structures, *Engineering Structures*, 13-28.
- CAPECO (2007). Cámara Peruana de la Construcción.
- Cardenas, A.E. y Magura, D.D. (1972). Strength of high-rise shear walls - rectangular cross section, *ACI Special Publication*, 36, 119-150.
- Cardenas, A.E., Russell, H.G. y Corley, W.G. (1980). Strength of low-rise structural walls, *ACI Special Publications*, 63, 221-241.
- Carneiro, L.B. (1953). Concrete Tensile Strength. Boletín RILEM No. 73.
- Carr, A.J. (2003). Ruaumoko-3D. Program for inelastic dynamic analysis. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch.
- Carrillo, J. y Alcocer, S. (2008). Shaking table test of low-rise concrete walls for housing., 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Carrillo, J. (2009). Estimación de los períodos naturales de vibración de viviendas de baja altura con muros de concreto. *Revista Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 191:1, 39-54.
- Carrillo, J., Alcocer, S. y Uribe, R. (2009). Predicción del desempeño a cortante de muros de concreto para vivienda. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, México.
- Castillo, A. y Alva, J. (1994). Peligro sísmico en el Perú. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- CEN - EN 1992-1 (2002). Eurocode 2 (EC-2), Design of concrete, European Committee for Standardization (CEN), Bruxelles, Belgium.
- CEN - EN 1998-1 (2005). Eurocode 8 (EC-8), Design of structures for earthquake resistance, European Committee for Standardization (CEN), Bruxelles, Belgium.
- CEB-FIP. (1993). Comité Euro-International du Béton. Modelo Code 1990: design code. Thomas Telford, Londres.
- Cervenka, V. (1970). Inelastic Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Panels Under In-plane Loads. Ph. D. thesis, University of Colorado.
- Chai, Y.H. (1995). Energy-based linear damage model for high-intensity seismic loading, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 121(5), 857-863
- Chai, Y.H. y Elayer, D.T. (1999). Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression, *ACI Structural Journal*, 96:5, 780-789.
- Chai, Y.H. (2004). Incorporating low-cycle fatigue model into duration-dependent inelastic design spectra, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34, 83–96.
- Chai, Y.H. y Kunnath S.K. (2005). Minimum thickness for ductile RC structural walls, *Engineering Structures*, 27:2, 1052-1063.
- Chadwell, C.B. e Imbsen, R.A. (2004). XTRACT: A Tool for axial force - Ultimate curvature interactions. Conference Proceeding of the Structures 2004 - Building On The Past: Securing The Future, May 22-26, Nashville, Tennessee, EEUU.
- Chapman, M.C. (1999). On the use of elastic input energy for seismic hazard analysis, *Earthquake Spectra*, 15:4, 607-635.
- Chintanapakdee, C. y Chopra, A.K. (2003). Evaluation of modal pushover analysis using generic frames, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32:3, 417-442.
- Chopra, A.K. (2001). Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering, second edition, Prentice Hall.
- Chopra, A.K. y Goel, R.K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31:3, 561-582.
- Chopra, A.K. y Goel, R.K. (2001). A modal pushover analysis procedure to estimating seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation, PEER Report 2001/03, Pacic Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Chou, C.C. y Uang, C.M. (2000). Establishing absorbed energy spectra - an attenuation approach, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, 1441-1455.
- CISMID. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, <http://www.cismid-uni.org/redacis/index.php> [6 Octubre 2010].
- Clough, R.W. y Johnston, S.B. (1966). Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, Proc. Of Japan Earthquake Engineering Symposium, October.
- Colotti, V. (1993). Shear behavior of RC structural, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 119:3, 728-746.
- Collins, M.P. y Mitchell, D. (1991). Prestressed concrete structures. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J.
- Dazio, A., Wenk, T. y Bachmann, H. (1999). Versuche an stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer einwirkung. Technical report, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH, Zurich
- Dobry, R. y Gazetas, G. (1986). Dynamic response of arbitrarily shaped foundations. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 112:2, 109-135.
- Dorbath, L., Cisternas, A. y Dorbach, C. (1990). Assesment of the size of large and great historical earthquakes in Peru. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 80, 551-576.

- Elmorsi, M., Kianoush, R.M. y Tso, W.K. (1998). Nonlinear analysis of cyclically loaded reinforced concrete structures, *ACI Structural Journal*, 95:6, 725-739.
- Elwood, K.J. y Oberhard, M.O. (2009). Effective stiffness of reinforced concrete columns, *ACI Structural Journal*, 106:4, 476-484.
- EMDL, Normas para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada (2004). Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, Perú.
- Erberik, A. y Sucuoglu, H. (2004). Seismic energy dissipation in deteriorating systems through low cycle fatigue, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33, 49-67.
- EERC. (1995). Performance-based Seismic Design of Buildings: An Action Plan, The Earthquake Engineering Research Center Library, The Earthquake Image Information System (EqIIS), University of California, Berkeley, <http://nisee.ce.berkeley.edu/~eqiis/eqiis.html>.
- Fajfar, P. (1992). Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21:10, 837-848.
- Fajfar, P. y Vidic, T. (1994). Consistent inelastic design spectra: hysteretic and input energy, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23:5, 523-537.
- Fajfar, P. y Fischinger, M. (1988). N2, A method for nonlinear seismic analysis of regular structures, Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, 5, 111-116.
- FEMA 273. (1997). NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA 273), Washington, D.C.
- FEMA 349. (2000). Action Plan for Performance-Based Seismic Design, FEMA/EERI, Washington DC.
- FEMA 350. (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, FEMA/SEAOC/ATC/CUREE, (2000).
- FEMA 356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA 356), Washington, D.C.
- FEMA 440. (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Federal Emergency Management Agency (FEMA 440), Washington, D.C.
- FEMA 451. (2006). NEHRP Recommended Provisions: Design Examples, Federal Emergency Management Agency (FEMA 440), Washington, D.C.
- Fenwick, R.C. y Paulay, T. (1968). Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 94, No. ST10, pp. 2235-2350.
- Fenwick, R.C., Davidson, B.J. y Chung, B.T. (1992). P-delta actions in seismic resistant structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 25:1, 56-69.
- Fierro, E. y Perry, C. (2010). Preliminary Reconnaissance Report-12 January 2010 Haiti Earthquake. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Filiatrault, A., Anderson, D.L. y DeVall, R.H. (1992). Effect of weak foundation on the seismic response of core wall type buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19:3, 530-539.
- Filippou, F.C., Popov, E.P. y Bertero, V.V. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. EERC Report No. UCB/EERC-83/19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Fintel, M. (1974). Ductile shear walls in earthquake resistant multi-storey buildings, *ACI Journal*, Proceedings, Vol. 71, pp. 296-305.
- Fintel, M. (1991). Need for shear walls in concrete buildings for seismic resistance: observations on the performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years, University of Houston, Texas.
- FONDONORMA (Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad). (2006). Código Venezolano. Design and construction with structural concrete, 1753:2006 (1st version).
- Fuglsang, N.L. (1999). Time-dependent behavior of concrete - a basic algorithm for FEM analysis. *Bygningsstatistiske Meddelelser*, Vol. LXX, Copenhagen, pp 49 - 83.
- French, C.W. y Boroojerdi, A. (1989). Period formulas for concrete shear wall buildings. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 115:1, 1-18.
- Fry, J.A., Hooper, J.D. y Klemencic, R. (2010). Core wall case study design for Pacific Earthquake Engineering Research/California Seismic Safety Commission, *The Structural Design of Tall and Special Building*, 19:1-2, 61-75.
- Fuentes, A. (1998). *Bâtiments en zone sismique*. Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. 218 pp
- Gálvez, V., Burgos, M. y Ortiz, A. (2008). Propuesta del factor de reducción de fuerza sísmica para sistemas estructurales en concreto armado con muros reforzados por barras dúctiles y mallas electrosoldadas, Lima, Perú.
- García, L.E. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*, Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.
- Gasparini, D. A. and Venmarcke, E. H. (1976). SIMQKE: A Program for Artificial Motion Generation, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, USA.
- Gérin, M. y Adebar, P. (2004). Accounting for shear in seismic analysis of concrete structure, 13th World Conf. on Earthquake Eng., Vancouver, CD Rom Paper No. 939, 15 pp.
- Ghali, A. y Neville, A.M. (1978). *Structural Analysis - A Unified Classical and Matrix Approach*, New York, Chapman and Hall Ltd.
- Ghodsí, T. y Flores, J.A. (2010). Pacific Earthquake Engineering Research/Seismic Safety Commission Tall Building Design Case Study 2, *The Structural Design of Tall and Special Building*, 19:1-2, 197-256.
- Gilbert, R.I. y Warner, R.F. (1978). Tension stiffening in reinforced concrete slabs. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 104:2, 1885-1900.
- Goel, R.K. y Chopra, A.K. (1998). Period formulas for concrete shear wall buildings. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 124:4, 426-433.



- Greifenhagen, C. y Lestuzzi P. (2005). Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls, *Engineering Structures*, 27:11, 1703-1712.
- Greifenhagen, C. (2006). Seismic behavior of lightly reinforced concrete squat shear walls, Ph. D. Thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.
- Gulec, C.K., Whittaker, A.S. y Stojadinovic, B. (2008). Shear strength of squat rectangular reinforced concrete walls, *ACI Structural Journal*, 105:4, 488-497.
- Gulec, C.K., Whittaker, A.S. y Stojadinovic, B. (2009). Peak shear strength of squat reinforced concrete walls with boundary barbell or flanges, *ACI Structural Journal*, 106:3, 368-377.
- Gupta, B y Kunnath, S.K. (2000). Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures, *Earthquake Spectra*, 16:2, 367-392.
- Hamburger, R.O. (1998). Performance-Based Analysis and Design Procedure for Moment Resisting Steel Frames, Background Document, SAC Steel Project, Sept.
- Harmsen, T.E. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado. Pontificia Universidad Católica del Perú, 3ra edición, Fondo Editorial.
- Harmsen, T.E. (2005). Evolución del diseño de las estructuras de concreto armado en el Perú, Conferencia Magistral desarrollada en el Colegio de Ingenieros del Perú de Lima, Organizada por ASOCEM.
- Hatori, T. (1968). Colombia-Perú tsunamis that observed along the coast of Japan, 1920-1967. *Buil. Earthquake Res. Inst. Univ. Tokyo*. 6, 535-546.
- Hegemier, G.A. y Read, H.E. (1985). On deformation and failure of brittle solids: Some outstanding issues, *Mechanics of Materials* 4, North-Holland, pp. 215-259.
- Heiderbrecht, A. (2003). Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering* 30:2, 241-254.
- Hidalgo, P.A., Ledezma, C. y Jordan, R.M. (2002). Seismic Behavior of squat reinforced concrete shear walls. *Earthquake Spectra*. 18:2, 287-308.
- Hidalgo, P.A., Jordan, R.M y Martinez, M.P. (2002). An analytical model to predict the inelastic seismic behavior of shear-wall, reinforced concrete structures, *Engineering Structures*, 24:1, 85-98.
- Hognestad, E., Hanson, N.W. y McHenry, D. (1955). Concrete stress distribution in ultimate strength design, *ACI Journal*, Proceedings 52:4, 455-479.
- Housner G.W., Limit design of structures to resist earthquakes, *Proceedings of First World Conference on Earthquake Engineering*, 5 (1956) 1-12.
- Housner G.W., Historical Review of Earthquake Engineering, In: *Selected Earthquake Engineering Papers of George W. Housner*, American Society of Civil Engineers, New York, (1990) 764-777.
- Housner, G.W. y Jennings, P.C. (1977). The capacity of extreme earthquake motions to damage structures, *Structural and Geotechnical Mechanics*, A volume honoring Nathan M. Newmark, 102-116.
- Hwang, S.J., Fang, W.H., Lee, H.J. y Yu, H.W. (2001). Analytical model for predicting shear strength of squat walls, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 127:1, 43-50.
- Hwang, S.J. y Moehle, J.P. (2000). Models for laterally loaded slab-column frames, *ACI Structural Journal*, 97:2, 345-352.
- Ibrahim, A.M.M. y Adebar, P. (2004). Effective flexural stiffness for linear seismic analysis of concrete walls, *Canadian Journal of Civil Engineering*. 31:4, 597-607
- Ibrahimbegovic, A. y Wilson, E.L. (1991). A unified formulation for triangular and quadrilateral flat shell finite elements with six nodal degrees of freedom, *Communications in Applied numerical methods*, 7:1, 1-9.
- ICC (International Code Council). *International Building Code (IBC-2006)*. Falls Church, Virginia, 2006.
- Ile, N. y Reynouard, J.M. (2000). Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall under earthquake loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 4:2, 183-213.
- Inel, M. y Ozmen, H.B. (2006). Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings, *Engineering Structures*, 28:11, 1494-1502.
- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08). Comisión Permanente del Hormigón (2008). Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, Madrid.
- Jiráseck, M. and Bazant Z.P. (2002). *Inelastic analysis of structures*, John Wiley & Sons Ltd, Baffins Lane, Chichester, West Sussex PO19 1UD England.
- Johnston, D.W. y Zia, P. (1971). Analysis of dowel action, *ASCE Journal of the Structural Division*, 97:5, 1611-1630.
- Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S. y Aoyama, H. (1983). Analysis of the full-scale seven-story reinforced concrete test structure. *Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo*, 37:2, 431-478.
- Kalkan, E. y Çelebi, M. (2009). Assessment of ASCE-7 Ground Motion Scaling Method Using Computer Model of Instrumented High-Rise Building. *ATC & SEI 2009 Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*, San Francisco.
- Kalkan, E. y Chopra, A.K. (2010). Modal-Pushover-based Ground Motion Scaling Procedure, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Special Issue; in press.
- Kang, T.H.-K. y Wallace, J.W. (2005). Dynamic responses of flat plate systems with shear reinforcement, *ACI Structural Journal*, 102:5, 763-773.
- Kani, G.N. J. (1966). Basic facts concerning shear failure, *ACI Journal Proceedings*, 63:6, 675-692.
- Kato, B. y Akiyama, H. (1975). Energy input and damages in structures subjected to severe earthquakes, *Journal of Structural and Construction Engineering Trans. AIJ*, 235, 9-18 (en Japonés).
- Kazaz, I., Yakut, A. y Gülkan, P. (2006). Seismic response assessment of a stiff structure. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 35:6, 737-759.
- Kent, D.C. y Park, R.R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 97:7, 1969-1990.

- Kim, H.-S., Lee, D.-G. y Kim, C.K. (2005). Efficient three-dimensional seismic analysis of a high-rise building structure with shear wall. *Engineering Structures*, 27:6, 963-976.
- Kim, H.-S. y Lee, D.-G. (2005). Efficient analysis of flat slab structures subjected to lateral loads, *Engineering Structures*, 27:2, 251-263.
- Kircher, C., Nassar, A., Kustu, O. y Holmes, W. (1997). Development of building damage functions for earthquake loss estimation, *Earthquake Spectra*, 13:4, 663-682.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall
- Krawinkler, H. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20:4-6, 452-464.
- Kuang, J.S. y Ho, Y.B. (2008). Seismic behavior and ductility of squat reinforced concrete shear walls with nonseismic detailing, *ACI Structural Journal*, 105:2, 225-231.
- Kwan, A.K.H. (1993). Improved wide-column-frame analogy for shear/core wall analysis, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119:2, 420-437.
- Kwan, A.K.H. y He, X.G. (2001). Finite element analysis of effect of concrete confinement on behavior of shear walls. *Computers and Structures* 79:19, 1799-1810.
- Larsson, L.E. (1959). Bearing Capacity of Plain and Reinforced Concrete Walls. PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Gothenburg, Sweden.
- Lefas, I. y Kotsovos, M. (1990). NLFE Analysis of reinforced concrete structural walls and design, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 116:1, 146-164.
- Lee, D.-G., Kim, H.-S. y Chun, M.H. (2002). Efficient seismic analysis of high-rise building structures with the effects of floor slabs, *Engineering Structures*, 24:5, 613-623.
- Lefas, I. y Kotsovos, M. (1990). Strength and deformation characteristic of reinforced concrete walls under load reversals, *ACI Structural Journal*, 87:6, 716-726.
- Lefas, I., Kotsovos, M. y Ambraseys, N. (1990). Behavior of reinforced concrete structural walls: Strength, deformation characteristics, and failure mechanism, *ACI Structural Journal*, 87:1, 23-31.
- Lin, C.S. y Scordelis, A.C. (1975). Nonlinear analysis of RC shells of general form. *Journal of the Structural Division*, ASCE 101:3, 523-538.
- Lybas, J. y Sozen, M. (1997). Effect of beam strength and stiffness on dynamic behavior of reinforced concrete coupled walls, *Civil Engineering Studies, Structural Research Series*, N.444, University of Illinois, Urbana.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C-F. y Seed, H.B. (1975). FLUSH - A computer program for approximate 3-D analysis of soil structure interaction problems, Rpt. No. UCB/EERC-75/30, Earthquake Eng. Research Ctr., Univ. of California, Berkeley.
- MacLeod, I.A. (1976). General Frame Element for Shear Wall Analysis, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Vol.61, 785-790.
- Maekawa, K., Pimanmas, A. y Okamura, H. (2003). *Nonlinear mechanics of reinforced concrete*, Spon Press, London.
- Maier, J. y Thurlimann, B. (1985). Bruchversuche an Stahlbetonscheiben. Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zurich, Switzerland (en Alemán).
- Mander, J. B., Priestley, M.J.N. y Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 114:8, 1804-1826.
- Manfredi, G. (2001). Evaluation of seismic energy demand, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30:1, 485-499.
- Mansour, M.Y., Hsu, T.T.C y Lee, J.Y. (2002). Pinching Effect in Hysteretic loops of R/C Shear Elements, *ACI Special Publications*, 205, 293-322.
- Malhotra, P.K. (2006). Return Period of Recorded Ground Motions, *Journal of Structural Engineering*, 132:6, 833-839.
- Martinelli, L. (2001). Numerical simulation of cyclic tests of RC shear walls. In the 12th European Conference on Earthquake Engineering. Elsevier Science Ltd.
- Massone, L.M., Orakcal, K. y Wallace, J.W. (2006). Shear-flexure interaction for structural walls, *ACI Special Publication*, 236, 127-150.
- Massone, L.M., Orakcal, K. y Wallace, J.W. (2009). Seismic rehabilitation - benefits of component testing. ATC & SEI 2009 Conference on improving the seismic performance of existing buildings and other structures, San Francisco.
- Massone, L.M. (2010). Strength prediction of squat structural walls via calibration of a shear-flexure interaction model, *Engineering Structures*, 32:4, 922-932.
- Massone, L.M. y Wallace, J.W. (2004). Load-deformation responses of slender reinforced concrete walls, *ACI Structural Journal*, 101:1, 103-113.
- Massone, L.M., Orakcal, K. y Wallace, J.W. (2009). Modeling of squat structural walls controlled by shear, *ACI Structural Journal*, 106:5, 646-655.
- Matsumori, T., Otani, S., Shiohara, H. y Kabeyasawa, T. (2000). Earthquake member deformation demands in reinforced concrete frame structures, Proceedings of U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Maui, Hawaii, 79-94.
- Mattacchione, A. (1991). Equivalent frame method applied to concrete shear walls, *ACI Concrete International*, 13:11, 65-72.
- Menegotto, M., y P. E. Pinto. (1973). Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and nonelastic behaviour of elements under combined normal force and bending. Proc., Symp. On the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, 15-22.
- Medina, G. (2005). Estudio del comportamiento experimental a escala natural de muros y módulo de concreto reforzados con malla electrosoldada. Bach. thesis, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Mejía, L., Ortiz, J.C. y Osorio, L.I. (2004). Concrete shear wall buildings. World Housing Encyclopedia ([www.world-housing.net](http://www.world-housing.net)). Earthquake Engineering Research Institute and International Association for Earthquake Engineering, Colombia/Report 109.

- Meskouris, K., Krätzig, W.B., Hanskötter, U. y Hoffmeister, P. (1991). Nicht lineares seismisches Tragverhalten ebener und räumlicher Stahlbeton-tragwerke, Arbeitsbericht für die Jahre, Wissenschaftliche Mitteilungen, SFB-151-Berichte Nr. 20, Sonderforschungsbereich Trag-werksdynamik, Ruhr-Universität Bochum.
- Meyboom, J. (1987). An experimental investigation of partially prestressed orthogonally reinforced concrete element subjected to membrane shear. Department of Civil Engineering, University of Toronto, Ontario, Canada.
- Milan, J. y Zdenek, B.P. (2002). *Inelastic Analysis of Structures*, John Wiley & Sons Ltd, Baffins Lane, Chichester, West Sussex PO19 1UD England.
- Mylonakis, G. y Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental?. *Journal of Earthquake Engineering*, 4:3, 277-301.
- Miranda, E. y Bertero, V.V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra*, 10:2, 357-379.
- Moehle, J.P. (2010). 27 March 2010 Offshore Maule-Chile, *Earthquake Engineering Research Institute, EERI*, 1-52.
- Montessus de Ballore, F. (1911). *Historia sísmica de los Andes Meridionales*. Imprenta Universitaria, Santiago de Chile, Chile, 345págs.
- Muñoz, A., Delgado, R. y Peña, C. (2006). Desempeño sismorresistente de edificios de muros de ductilidad limitada, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Muñoz, A., Tinman, M. y Quiun, D. (2000). Riesgo sísmico de edificios peruanos. II Congreso Nacional de Estructuras y Construcción, Lima, Perú.
- McCabe, S.L. y Hall, W.J. (1989). Assessment of seismic structural damage, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 115:9, 2166-2183.
- National Information Service for Earthquake Engineering (NISEE), University of California Berkeley, <http://nisee.berkeley.edu/>.
- Neuenhofer, A. (2006). Lateral Stiffness of Shear Walls with Openings, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1846-1851.
- Newmark, N.M. y Hall, W.J. (1973). Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. *Buildings practices for disaster mitigation*. Rep. N° 45. National Bureau of Standards U. S. Dept. of commerce, 1973. Gaithersburg, 209-236.
- Nilson, A.H., Darwin, D. y Dolan, C.W. (2003). *Design of concrete structures*, 13th Edition McGraw Hill, Boston.
- Nilson, A.H. (1968), "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the FEM", *ACI Journal*, Vol. 65, No. 9, American Concrete Institute, Detroit, pp. 757-66
- Norma E.060 Concreto Armado. (1989). *Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificaciones*, Lima, Perú.
- Norma E.060 Concreto Armado. (2009). *Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento*, Lima, Perú.
- Norma Básica de Diseño Sismorresistente NSR-77. (1977). *Reglamento Nacional de Construcciones. Ministerio de Vivienda y Construcción*, Lima, Perú.
- Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. (2003). *Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento*, Lima, Perú.
- Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. (2006). *Normas Legales, Diario Oficial El Peruano*, Lima, Perú.
- NBCC. *National Building Code of Canada*. Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa, Ont., 2005.
- NCSE-02 (2002). *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación*. Ministerio de Fomento.
- NCh433.Of96. (1996). *Diseño sísmico de edificios*, Instituto Nacional de Normalización, Chile.
- NCh430.EOf61. (1999). *Hormigón armado – II Parte*, Instituto Nacional de Normalización, Chile.
- NCh430.EOf2008. (2008). *Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo*, Instituto Nacional de Normalización, Chile.
- Ngo, D. y Scordelis, A.C. (1967). *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams*, *ACI Journal*, Vol. 64, No.3, American Concrete Institute, Detroit, pp. 152-63
- NSR-98, *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente*, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, (1998).
- NSR-10. (2010). *Colombian Code for Earthquake-Resistant Construction*, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (in Spanish).
- NZS 3101. (1995). *Concrete structures standard part 1 and 2*. Private bag 2439. Wellington 6020, New Zealand.
- Oñate, E. (1992). *Cálculo de estructuras por el método de elementos finitos*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, España.
- Oesterle, R.G., Fiorato, A.E., Johal, L.S., Carpenter, J.E., Russell, H.G. y Corley, W.G. (1976). *Earthquake resistant structural walls - tests of isolated walls*. Technical report, National Science Foundation, Washington, D. C.
- Oesterle, R.G., Aristizabal-Ochoa, J.D., Fiorato, A.E., Russell, H.G. y Corley, W. G. (1979). *Earthquake resistant structural walls - tests of isolated walls - phase II*. Technical report, National Science Foundation, Washington, D. C.
- Orakcal, K., Wallace, J.W y Conte, J.P. (2004). Nonlinear modeling and analysis of slender reinforced concrete walls, *ACI Structural Journal*, 101:5, 688-698.
- Orakcal, K. (2004). *Nonlinear modeling and analysis of slender reinforced concrete walls*. Ph. D. thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Los Angeles, EEUU.
- Orakcal, K. y Wallace, J.W. (2006). Flexural modeling of reinforced concrete walls - experimental verification, *ACI Structural Journal*, 103:2, 196-206.
- Orakcal, K., Massone, L.M. y Wallace, J.W. (2009). Modeling of Squat Structural Walls Controlled by Shear, *ACI Structural Journal*, 106:5, 646-655.
- Orakcal, K., Massone, L.M. y Wallace, J.W. (2009). Shear strength of lightly reinforced wall piers and spandrels, *ACI Structural Journal*, 106:4, 455-465.
- Orakcal, K., Wallace, J.W. y Conte, J.P. (2004). Flexural modeling of reinforced concrete walls - model Attributes, *ACI Structural Journal*, 105:5, 688-698.

- Orakdögen, E., Girgin, K., Boduroglu, M.H., Buyuksisli, B. y Gokce, T. (2008). Performance evaluation of a strengthened building considering the soil-structure interaction, *Journal of Earthquake Engineering*, 12:1, 222-233.
- Ohashi U., History of Structural Standards for Buildings in Japan, Japan Building Center (1993), (en japonés).
- Otani, S. (1974). Inelastic Analysis of R/C Frame Structures. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 100:7, 1433-1449.
- Oztorun, N.K. y Citipitioglu, E. y Akkas, N. (1998). Three-dimensional finite element analysis of shear wall buildings, *Computers and Structures*, 68:1-3, 41-55.
- Ozcebe, G. y Saatcioglu, M. (1989). Hysteretic shear model for reinforced concrete members, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 115:1, 132-148.
- Palermo, D. (2001). Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Walls Subjected to Reversed Cyclic Loading. Ph. D. thesis, University of Toronto.
- Panagiotou, M. y Restrepo, J.I. (2007). Lessons Learnt from the UCSD Full-scale Shake Table Testing on a 7-Story Residential Building Slice, SEAOC convention, Lake Tahoe, September 26-29.
- Panneton, M. (2004). 3D seismic analysis of a reinforced concrete building braced by shear walls according to the National Building Code of Canada (NBCC) 2005. MSc. thesis, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, École Polytechnique de Montréal, Que. (In French)
- Panneton, M., Léger, P. y Tremblay, R. (2006). Inelastic analysis of a reinforced concrete shear wall building according to the National Building Code of Canada 2005. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33:7, 854-871.
- Paret, T.F., Sasaki, K.K., Eilbeck, D.H. y Freeman S.A. (1996). Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects, Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.
- Park, Y.J. y Ang, A.H. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 111:4, 722-739.
- Park, Y.J., Reinhorn, A.M. y Kunnath, S.K. (1987). IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear Wall Structures, Technical Report NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Park, R. y Paulay, T. (1979). Estructuras de Concreto Reforzado. Editorial Limusa, México D.F.
- Park, H., Kang, S., Chung, L. y Le, D. (2007). Moment-curvature relationship of flexure-dominated walls with partially confined end-zones. *Engineering Structures*, 29:1, 33-45.
- Paulay, T., Priestley, M.J.N. y Syngé, A.J. (1982). Ductility in earthquake resisting squat shear walls, *ACI Journal Proceedings*, 79:4, 257-269.
- Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley & Sons, Inc. New York.
- Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1993). Stability of ductile structural Walls, *ACI Structural Journal*, 90:4, 385-392.
- PERFORM-3D (2006). Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, V.4, User Guide, Computers and Structures, Inc., (CSI). Berkeley, CA.
- PERFORM-3D (2007). Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, V.4.0.3, Computers and Structures, Inc., (CSI). Berkeley, CA.
- Pilakoutas, K. y Elnashai, A. (1995). Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, part i: Experimental results. *ACI Structural Journal* 92:3, 272-281.
- Pincheira, J.A., Rizkalla, S.H. y Attiogbe, E.K. (1989). Performance of welded wire fabric as shear reinforcement under cyclic loading, *ACI Structural Journal*, 86:6, 728-735.
- Piqué, J. y Scaletti, H. (1991). Análisis sísmico de edificios. Capítulo de Ingeniería Civil, Lima, Perú.
- Powell, G. (2007). Detailed example of a tall shear wall building, Computers and Structures, Inc., (CSI). Berkeley, CA.
- Powell, G. (2007). Performance based design using nonlinear analysis, Computers and Structures, Inc., (CSI). Berkeley, CA.
- Pritchard, M., Norabuena, O., Li, C., Boroschek, R., Comte, D., Simons, M., Dixon, T. y Rosen, P. (2007). Geodetic, teleseismic, and strong motion constraints on slip from recent southern Peru subduction zone earthquakes. *Journal of Geophysical Research*; Vol. 112: 0148-0227.
- Priestley, M.J.N. y Hart, G.C. (1989). Design recommendations for the period of vibration of masonry wall buildings. Report No. SSRP-89/05, La Jolla, Calif.; Structural Systems Research Project, University of California.
- Priestley, M.J.N. y Kowalsky, M.J. (1998). Aspects of Drift and Ductility Capacity of Rectangular Cantilever Structural Walls. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 31:2, 73-85.
- Priestley, M. y Amaris, A. (2002). Dynamic amplification of seismic moments and shear forces in cantilever walls. Rose School, University of Pavia, Pavia, Italy. Research Report ROSE- 2002/01.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. y Kowalsky, M.J. (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Italy.
- Rashid, Y.R. (1968). Analysis of prestressed concrete pressure vessels, *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 7, No. 4, pp. 334-44
- Rathje, E.M., Abrahamson, N.A. y Bray, J.D. (1998). Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 124:2, 150-159.
- Rathje, E.M., Faraj, F., Russell, S. y Bray, J.D. (2004). Empirical Relationships for Frequency Content Parameters of Earthquake Ground Motions, *Earthquake Spectra*, 20:1, 119-144.
- Reynolds, A. y Chiewanichakorn, M. (2009). Benefits of using nonlinear analysis on seismic retrofit from structural engineering standpoint. ATC & SEI 2009 Conference on improving the seismic performance of existing buildings and other structures, San Francisco.
- Repetto, P., Arango, I. y Bolton, H. S. (1980). Influence of site characteristics on building damage during the October 3, 1974 Lima Earthquake, UCB/EERC-80/41, University of California, Berkeley.
- Riva, P. y Franchi, A. (2001). Behavior of reinforced concrete walls with welded wire mesh subjected to cyclic loading, *ACI Structural Journal* 98:3, 324-334.

- Rombach, G.A. (2006). Finite element design of concrete structures, Thomas Telford, London.
- Ross, A.D. (1958). The elasticity, creep and shrinkage of concrete, in Proceeding of the Conference on Non-metallic Brittle Material, Interscience Publisher, London, pp. 157-174.
- Roufaiel, M.S.L. y Meyer, C. (1987). Analytical modeling of hysteretic behavior of reinforced concrete frame, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 113:3, 429-444.
- Saatcioglu, M. y Razvi, S. (1992). Strength and ductility of confined concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 118:6, 1590-1607.
- Salonikios, T.H., Kappos, A.J., Tegos, I.A. y Penelis, G.G. (1999). Cyclic load behavior of low-slenderness reinforced concrete walls: design basis and test results, *ACI Structural Journal*, 96:4, 649-660.
- Salonikios, T.H., Kappos, A.J., Tegos, I.A. y Penelis, G.G. (2000). Cyclic load behavior of low-slenderness reinforced concrete walls: failure modes, strength and deformation analysis, and design implications, *ACI Structural Journal*, 97:1, 132-141.
- San Bartolomé, A., Muñoz, A., Villagarcía, M. y Acuña, C. (2003). Comportamiento sísmico de placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas. SENCICO- PUCP, Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima.
- San Bartolomé, A., Muñoz, A., Madueño, G. y Cavero, R. (2005). Control de la falla por deslizamiento en placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas. SENCICO- PUCP, Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima.
- San Bartolomé, A. (2006). Comportamiento a carga lateral de muros delgados de concreto reforzados con malla electrosoldada y acero dúctil. Departamento de Ingeniería-Sección Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima.
- San Bartolomé, A., Rojas, L.A. y Koo, J.I. (2007). Estudio experimental de los dos criterios del ACI empleados para confinar los bordes de los muros de concreto armado. Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima.
- San Bartolomé, A., Muñoz, A. y Madalengoitia, F. (2006). Comportamiento a fuerza cortante de muretes de concreto reforzados con mallas electrosoldada, acero dúctil y fibra metálica. Departamento de Ingeniería-Sección Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima.
- Sasaki, K.K., Freeman, S.A. y Parent, T.F. (1998). Multimode pushover procedure (MMP) - a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis, Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington.
- Seed, H.B., Romo, M.P., Sun, J.I., Jaime, A., y Lysmer, J. (1988). The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - relationships between soil conditions and earthquake ground motions, *Earthquake Spectra, EERI*, 4:4, 687-729.
- Scanlon, A. y Murray, D.W. (1974). Time-dependent reinforced concrete slabs deflections. *Journal of the Structural Division, ASCE* 100:9, 1911-1924.
- SAP2000 (2008). Structural Analysis Program, V.12, Computers and Structures, Inc., (CSI). Berkeley, CA.
- SEAOC (1963). Recommended lateral force requirements, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, California.
- SEAOC (1995). Vision 2000 a framework for Performance-Based Engineering, Structural Engineers Association of California, California.
- SeismoSignal. (2010). Seismosoft, <http://www.seismosoft.com/en/SeismoSignal.aspx> (2010).
- Seckin, M. (1981). Hysteretic behaviour of cast-in-place exterior beam-column-Slab subassemblies. PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada.
- Scherbaum, F., Schmedes, J. y Cotton, F. (2004). On the Conversion of Source-to-Site Distance Measures for Extended Earthquake Source Models. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94:3, 1053-1069.
- Sheikh, S.A. y Uzumeri, S.M. (1982). Analytical model for concrete confinement in tied columns. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 108:12, 2703-2722.
- Shiga, T., Shibata, A. y Takahashi, J. (1973). Experimental study on dynamic properties of reinforced concrete shear walls, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, 1157 - 1166.
- Silgado, E. (1968). Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1515-1960). *Boletín Bibliográfico de Geografía y Oceanografía Americana.*, 4, 191-241.
- Sinha, B.P., Gerstle, K.H. y Tulin, L.G. (1964). Stress-strain relations for concrete under cyclic loading, *ACI Journal Proceedings*, 61:2, 195-212.
- Skrikerud, P. (1982). Modelle und Berechnungsverfahren für das Risseverhalten von unarmierten Betonbauten unter Erdbebenbeanspruchung, Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule (ETH), Zürich.
- Soo, Y., Meyer, C. y Shizuoka, M. (1989) Modeling of concrete damage, *ACI Structural Journal*, 86:3, 259-271.
- Somerville, P. y Smith, N. (1996). Accounting for near-fault rupture directivity effects in the development of design ground motions. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 711, Elsevier Science.
- Somerville, P. y Graves, R. (2003). Characterization of earthquake strong ground motion, *Pure and Applied Geophysics*, 160:10-11, 1811-1828.
- Sozen, M.A. (1989). Earthquake response of buildings with robust walls, Fith Chilean Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile.
- Sozen, M.A. y Moehle, J.P. (1993). Stiffness of reinforced concrete walls resisting in-plane shear. EPRI Research Project 3094-1, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
- Stewart, J. Seed, R. y Fenves, G. (1998). Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects. Report No. PEER-98/07, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley
- Stevens, N.J., Collins, M.P. y Uzumeri, S.M. (1991). Reinforced concrete subjected to reversed-cyclic shear: experiments and constitutive model, *ACI Structural Journal*, 88:2, 135-146.
- Sucuoglu, H. y Erberik, A. (2004). Energy-based hysteresis and damage for deteriorating systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33, 69-88.
- Su, R.K.L. y Cheng, M.H. (2009). Earthquake-induced shear concentration in shear walls above transfer structures, *The Structural Design of Tall and Special Building*, 18:6, 657-671.

- Su, R.K.L. y Wong, S.M. (2007). Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio. *Engineering Structures*, 29:8, 1957-1965.
- Sumer A, Kersting RA, Hutchinson DA. (2009). Nonlinear Analysis of Pre-Northridge Steel High-Rise Building using Modal-Pushover-Based Ground Motion Scaling Procedure, Proc. of the ATC/SEI – Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures, Dec. 9-11.
- Tanahashi R., Studies on the non-linear vibrations of structures subjected to destructive earthquakes, Proceedings of first World Conference on Earthquake Engineering, (1956).
- Taranath, B.S. (1998) Steel, concrete, and composite design of tall buildings. 2nd edition, McGraw-Hill.
- Tavera, H. y Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú, Departamento de Geofísica, Universidad Complutense de Madrid, Madrid, España.
- Tavera, H., Bernal, I., Stresser, F., Arango-Gaviria, M., Alarcon, J. y Bommer, J. (2008). Ground Motions Observed During The 15 August 2007 Pisco, Peru, Earthquake, *Bulletin of Earthquake Engineering*; 7:1, 71-111.
- Taylor R y Simo J.C. (1985). Bending and membrane elements for analysis of thick and thin shell. Inc. Proceedings NUMETA Conference Swansea, pp. 587-591.
- Teran-Gilmore, A. y Jirsa, J.O. (2005). A simple damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue, *Earthquake Spectra*, 21:3, 803-832.
- Teran-Gilmore, A. y Jirsa, J.O. (2007). Energy demands for seismic design against low-cycle fatigue, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36:3, 383-404.
- Tomii, M. y Osaki, Y. (1955). Shearing Resistance of Reinforced Concrete Bracing Walls, Transactions, Architectural Institute of Japan, No. 51, pp.83-95.
- Thomsen, J.H. y Wallace, J.W. (1995). Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: An experimental investigation of walls with rectangular and T-Shaped cross-section, Report No. NSF-BCS9112962, Department of Civil and Environmental Engineering, Clarkson University.
- Tremblay, R., Léger, P. y Tu, J. (2001). Inelastic seismic response of concrete shear walls considering P-delta effects. *Canadian Journal of Civil Engineering* 28: 640-655.
- Tso, W.K. y Mahmoud, A.A. (1977). Effective width of coupling slabs in shear wall buildings. *Journal of the Structural Division*, ASCE, 103:3, 573-586.
- Uang, C.M. y Bertero, V.V. (1988). Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant design, Report No. UBC/EERC-88/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Uang, C.M. y Bertero, V.V. (1990). Evaluation of seismic energy in structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19:1, 77-90.
- UBC. (1997). Uniform Building Code. International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- Ulrich, E.J. (1991). Subgrade reaction in mat foundation design, *ACI Concrete International*, 13:4, 41-50.
- Vallenas, J.M., Bertero, V.V. y Popov, E.P. (1977). Concrete confined by rectangular hoops subjected to axial loads, UCB/EERC-77/13, University of California, Berkeley.
- Vallenas, J.M., Bertero, V.V. y Popov, E.P. (1979). Hysteretic behavior of reinforced concrete structural walls, UCB/EERC-79/20, University of California, Berkeley.
- Vamvatsikos, D. y Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31:3, 491-514.
- Vamvatsikos, D. (2002). Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis, Doctoral dissertation, Stanford University.
- Vecchio, F.J. (1999). Towards cyclic load modeling of reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, 96:2, 132-202.
- Vecchio, F.J. y M.P. Collins. (1982). The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, 82-03. Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- Vecchio, F.J. y Collins, M.P. (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *Journal of ACI*, 83:2, 219-231
- Vega, J., del Rey I., Alarcón E. (2009). Pounding force assessment in performance-based design of bridges, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38, 1525-1544.
- Veletsos, A. y Newmark, N.M. (1960). Effect of inelastic behaviour on response of simply systems to earthquake motions, Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, 895-912.
- Ventura, C.E. y Schuster, N.D. (1996). Structural dynamic properties of a reinforced concrete high-rise building during construction. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23:4, 950-972.
- Vielma, J.C. (2007). Caracterización de la respuesta no lineal de edificios de hormigón armado proyectados para zonas sísmicas, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Villani, D.R. (1995). Reinforced concrete subjected to cyclic Loads: A pilot study. B.A.Sc thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Ontario.
- Vulcano, A. y Bertero V.V. (1986). Nonlinear analysis of reinforced concrete structural walls, *Proceedings of the 8th European conference on earthquake engineering*, Lisbon, Portugal, Vol. 3.
- Vulcano, A y Bertero, V.V. y Colotti, V. (1988). Analytical modeling of RC structural walls, Proceedings, 9th world conference on earthquake engineering, Vol. 6, Tokyo-Kyoyo, Japan, pp. 41.46
- Wallace, J.W. (1994). New methodology for seismic design of RC shear walls, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 120:3, 863-884.
- Wallace, J.W. (1995). Seismic design of RC structural walls part I: New code format, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121:1, 75-87.
- Wallace, J.W. (2007). Modeling issues for tall reinforced concrete core wall buildings, Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, Annual Meeting, Los Angeles, CA.

- Wallace J.W. (2010). Performance-Based Design of Tall Reinforced Concrete Core Wall Buildings. *Earthquake Engineering in Europe. Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering*, 279-307. Springer.
- Wallace, J.W. e Ibrahim, Y. (1996). BIAX, Strength analysis of reinforced concrete sections. Universidad of California, Berkeley.
- Wallace, J.W. y Moehle, J.P. (1990). Evaluation of ATC requirements for soil-Structure interaction using data from the 3 March 1985 Chile earthquake, *Earthquake Spectra*, 6:3, 593-611.
- Wallace, J.W. y Moehle, J.P. (1992). Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 118(6): 1625-1644.
- Wallace, J.W. y Thomsen, J.H. (1995). Seismic design of RC structural walls part II: Applications, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 121:1, 88-101.
- Wallace, J.W. y Orakcal, K. (2002). ACI 318-99 Provisions for seismic design of structural walls, *ACI Structural Journal*, 99:4, 499-508.
- Wallace, J.W., Massone, L.M., Orakcal, K. y Kang, T.H.-K. (2007). St. Jude medical center, Fullerton, California. Horizontal wall segment component test program. Final report, UCLA Structural/Earthquake Engineering Research Laboratory, University of California, Los Angeles.
- Wallace, J.W., Elwood, K.J. y Massone, L.M. (2008). Investigation of the axial load capacity for lightly reinforced wall piers, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 134:9, 1548-1557.
- Wight, J.K. y MacGregor, J.G. (2009). Reinforced concrete: mechanics and design, fifth edition, Upper Saddle River, NJ, Prentice Hall, 1112 pp.
- Wiradinata, S. y Saaticioglu, M. (1986). Tests of squat shear wall under lateral load reversals, *Proceedings of the Third U. S. National conference on earthquake engineering*.
- Wolf, J.P. (1985). Dynamic soil-structure interaction, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- Wood, S.L. (1990). Shear strength of low-rise reinforced concrete walls, *ACI Structural Journal*, 87:1, 99-107.
- Wood, S.L. (1991). Performance of reinforced concrete buildings during the 1985 Chile earthquake: Implications for the design of structural walls, *Earthquake Spectra*, 7:4, 607-638.
- Wood, S.L. y Moehle, J.P. (1988). Performance of reinforced concrete shear wall buildings during the 1985 Chile earthquake, *Earthquake Engineering Research Institute, EERI*, 1-22.
- Xu, L.J. y Xie, L.L. (2005). Characteristics of frequency content of near-fault ground motions during the Chi-Chi earthquake, *Acta Seismologica Sinica*, 18:6, 707-716.
- Yakut, A., Gulkan, P. (2003). Tunnel form buildings. World Housing Encyclopedia (www.world-housing.net). Earthquake Engineering Research Institute and International Association for Earthquake Engineering, Turkey/Report 101.
- Yáñez, D.A. (2006). Análisis de respuesta sísmica en edificios tipo túnel, bajo régimen elástico. Bach. tesis, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela.
- Yáñez, F.V., Park, R. y Paulay, T. (1991). Seismic behaviour of reinforced concrete structural walls with regular and irregular openings. Pacific Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, V.2, pp. 67-78.
- Zavala, C. y Gálvez, V. (1998). Estudio del comportamiento frente a cargas laterales de muros AGV, Reporte de investigación CISMID/FIC/UNI, Lima 1998.
- Zhang, Y. y Wang, Z. (2000). Seismic behavior of reinforced concrete shear walls subjected to high axial loading, *ACI Structural Journal*, 97:5, 739-750.
- Zhu, T.J. y Tso, W.K. (1992). Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions II: strength distribution, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21, 629-644.

## **Anejo A. Evolución histórica de la normativa sismorresistente en Perú**

En este anejo se presenta un resumen de la evolución de la normativa sismorresistente en Perú; esta información ilustra la importancia de las normativas en el proyecto sismorresistente de estructuras. Las primeras recomendaciones sísmicas en Perú se remontan al año de 1963, basados en el trabajo de Julio Kuroiwa y en el código americano del UBC de 1961 de aquella época. En 1968 aparece la primera normativa sísmica peruana a raíz del terremoto de 1966; por esos años ya se proyectaban edificios para resistir fuerzas horizontales, cuya magnitud variaba entre 10 y 12% del peso de la estructura. El análisis estructural de pórticos bajo fuerzas laterales se realizaba mediante el método del portal, mientras que el análisis frente a cargas verticales se realizaba por el método de Hardy Cross que luego eran combinados para obtener los esfuerzos internos de ambos métodos. Durante los años de 1940 y 1966 se producen dos terremotos cerca a las costas de Lima, produciendo cuantiosos daños, principalmente a edificios emplazados sobre terrenos blandos. Este afecto desfavorable se debió a la amplificación sísmica del suelo que posteriormente fue reconocido por el código americano de 1970, donde aparece por primera vez el coeficiente de suelo. A partir de esos años se desarrolló ampliamente el proyecto sismorresistente de edificios basado en el Reglamento Peruano de 1968 [Harmsen, 2005].

En 1976 se publica la norma de proyecto sismorresistente, cuya vigencia se extendió hasta 1997 y constituye la primera norma oficialmente publicada por el Ministerio de Vivienda y Construcción de Perú. A raíz del terremoto de Nazca del 12 de noviembre de 1996 surge la necesidad de revisar la norma sísmica de 1977 [NSR-77, 1977], debido a los daños considerables que se observaron en edificios recién construidos (en su mayoría destinados a escuelas). El inconveniente de la norma de 1977 era que subestimaba el cálculo de los desplazamientos laterales en las estructuras; esto fue reflejado en el comportamiento de las edificaciones escolares que presentaron fallos principalmente por el efecto de columna corta. En 1997 se publica una nueva edición de la norma de proyecto sismorresistente [E.030, 1997], en parte impulsado por los daños observados en las edificaciones escolares durante el terremoto de Nazca. Esta norma incorporó cambios sustanciales a la normativa anterior, principalmente relacionado al cálculo de los desplazamientos horizontales (del orden de 2,5 veces de lo que especificaba la Norma de 1977), mayor exigencia de regularidad y rigidez de las estructuras y al reconocimiento de hospitales y centros escolares como estructuras esenciales [Muñoz, 2000]. Estos cambios supusieron que las estructuras nuevas sean más rígidas que antes, para lo cual se recurre al uso de pantallas de hormigón armado. El terremoto de Moquegua del 23 de junio de 2001 puso a prueba a varias estructuras proyectadas con la norma de 1997 y, en el caso de las edificaciones escolares, éstas se comportaron satisfactoriamente. No obstante en el año 2003 se hacen mejoras a la normativa sísmica, en particular lo referente a la mayoración de las fuerzas 1,25 veces, introduciendo el concepto de sismo de rotura.

En la actualidad la normativa sísmica vigente es del año 2006, el cual introduce disposiciones específicas acerca los edificios con muros delgados de hormigón armado.



## Anejo B. Períodos fundamentales de los edificios seleccionados

A continuación se presenta un análisis comparativo para la obtención del período fundamental de vibración del edificio C1 (Figura B.1), mediante el uso de diferentes expresiones especificadas en varios códigos sísmicos y considerando un modelo numérico lineal elástico (Figura B.2).

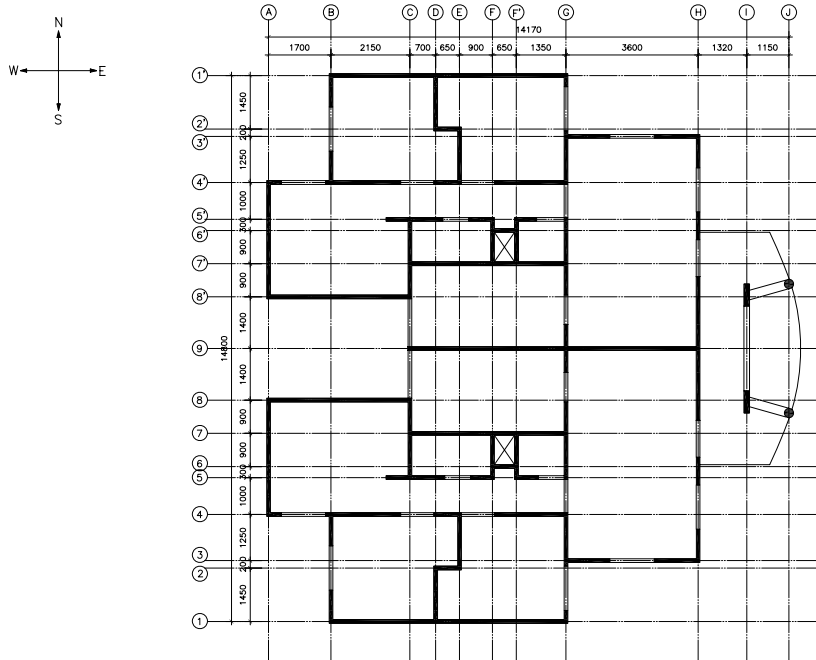


Figura B.1 Planta típica del edificio C1

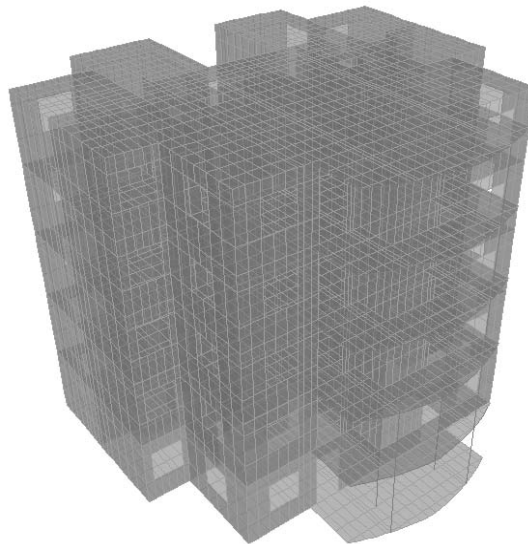


Figura B.2 Modelo numérico elástico lineal para el cálculo del período fundamental de vibración

### B.1 Estimación del período por el método de Rayleigh-Ritz

Para obtener el período fundamental de vibración se utiliza un vector  $\phi$  correspondiente a aplicar una fuerza horizontal en el centro de masas de cada planta y en la dirección con menor densidad de muros (dirección NS). Dicha fuerza es el producto de la masa de cada planta por una aceleración constante.

$$\omega^2 = \frac{\phi^T \mathbf{K} \phi}{\phi^T \mathbf{M} \phi} = \frac{183,75}{0,059} = 3093$$

$$\omega = (3092,96)^{0,5} = 55,6144 \text{ rad/s}; T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{55,61} = 0,11 \text{ s}$$

Este resultado se ajusta satisfactoriamente al valor proporcionado para este edificio por el programa PERFORM-3D (Tabla 3.17).

### B.2. Estimación del período por la fórmula de Dunkerley

$$T = 40 \sqrt{\frac{\rho}{kG}} \frac{1}{\sqrt{\bar{A}_e}} H$$

$\rho = 354,2053 \text{ N s}^2/\text{m}^4$ ;  $k = 0,83$ ;  $\nu = 0,2$ ;  $f_c = 28,0 \text{ MPa}$ ;  $E = 25000 \text{ Mpa}$ ;  $G = E / 2 (1 + \nu) = 10416,67 \text{ Mpa}$ ;  $H = 13,1 \text{ m}$  (altura del edificio).

$$A_e = \sum_{i=1}^N \left( \frac{H}{H_i} \right)^2 \left[ \frac{A_i}{1 + 0,83 \left( \frac{H_i}{D_i} \right)^2} \right]$$

$A_e = 0,08559 \text{ m}^2$ ;  $A_B = 157,92 \text{ m}^2$ ;  $\bar{A}_e = 100 (A_e / A_B) = 0,05420$ ;  $T = 0,4547 \text{ s}$ .

### B3. Estimación del período por la norma peruana de proyecto sismorresistente E.030

**Fórmula 1:**

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

$h_n$ : altura de la edificación;  $C_T = 60$  (para estructuras de mampostería y para todos los edificios de hormigón armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente pantallas).  $h_n = 13,1 \text{ m}$ ;  $T = 0,2183 \text{ s}$ .

**Fórmula 2:** Procedimiento de análisis dinámico que considera las características de rigidez y distribución de masas en el edificio.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\left( \sum_{i=1}^n P_i D_i^2 \right)}{\left( g \sum_{i=1}^n F_i D_i \right)}}$$

$$\sum_{i=1}^5 P_i D_i^2 = 582,60 \text{ kN.cm}^2; \quad g \sum_{i=1}^5 F_i D_i = 754999,65 \text{ kN.cm}^3/\text{s}; \quad T = 0,1745 \text{ s.}$$

#### B4. Estimación del período por la fórmula de Chopra & Goël (1998)

**Fórmula 1:** Estimación del período para el cálculo de las fuerzas sísmicas

$$T_L = 0,0019 \frac{1}{\sqrt{\bar{A}_e}} H$$

$$\bar{A}_e = 100 (A_e / A_B) = 0,05420$$

$$H = 13,1 \text{ m} = 42,979 \text{ ft (pies)}; \quad T_L = 0,3508 \text{ s.}$$

**Fórmula 2:** Estimación del período para el cálculo de los desplazamientos

$$T_U = 0,0026 \frac{1}{\sqrt{\bar{A}_e}} H$$

$$\bar{A}_e = 100 (A_e / A_B) = 0,05420; \quad H = 13,1 \text{ m} = 42,979 \text{ ft (pies)}; \quad T_U = 0,48 \text{ s.}$$

#### B5. Estimación del período por el método de Balkaya & Kalkan (2003)

$$T = CH^{b1} \beta^{b2} \rho_{as}^{b3} \rho_{al}^{b4} \rho_{min}^{b5} J^{b6}$$

**Tabla B.1** Coeficientes que dependen de la geometría de edificios

Tipo de estructura	C	b1	b2	b3	b4	b5	b6
Cuadrado	0,158	1,4	0,972	0,812	1,165	-0,719	0,13
Rectangular	0,001	1,455	0,17	-0,485	-0,195	0,17	-0,094

Si la relación entre el lado mayor y menor del edificio (en planta) es menor que 1,5, se considerará el edificio cuadrado. Si la relación entre el lado mayor y menor del edificio (en planta) es mayor o igual que 1,5, se considerará el edificio rectangular.

$T$  = período del edificio (s);  $h$ : altura total del edificio (m);  $\beta$ : relación entre el lado largo y corto del edificio;  $\rho_{as}$ : relación entre el área de pantallas en el lado corto y el área total en planta;  $\rho_{al}$ : relación entre el área de pantallas en el lado largo y el área total en planta;  $\rho_{min}$ : relación mínima entre el área de pantallas y el área total en planta;  $J$ : momento polar de inercia en planta; Lado largo del edificio = 14,9 m; Lado corto del edificio = 14,54 m; Área en planta = 159,05 m<sup>2</sup>;  $H$  = 13,1 m;  $\beta$  = 14,9 / 14,54 = 1,02;  $\rho_{as}$  = 3,85 / 159,05 = 0,02421;  $\rho_{al}$  = 6,07 / 159,05 = 0,03816;  $\rho_{min}$  = 0,02421;  $I_x$  = 2406,66 m<sup>4</sup>;  $I_y$  = 2041,30 m<sup>4</sup>;  $J = I_x + I_y = 4447,96 \text{ m}^4$ ;  $T = 0,2772 \text{ s.}$

#### B6. Estimación del período por la fórmula del UBC-97

$$T = C_t H^{3/4}$$

$$C_t = 0,049; \quad H = 13,1 \text{ m}; \quad T = 0,3374 \text{ s.}$$

### B7. Estimación del período mediante el Eurocódigo 8

#### Fórmula 1

$$T = 0,05 H_t^{3/4}$$

$$H_t = 13,1 \text{ m}; T = 0,3443 \text{ s.}$$

#### Fórmula 2

$$T = 2d^{1/2}$$

$d$ : es el desplazamiento lateral en metros de la planta superior del edificio, debido a una aceleración lateral de  $9,81 \text{ m/s}^2$ ;  $d = 0,004261 \text{ m}$  (en el centro de masa).

$$T = 0,1306 \text{ s}$$

### B8. Estimación del período por la Norma Canadiense NBCC

$$T = 0,05 H_t^{3/4}$$

$$H_t = 13,1 \text{ m}; T = 0,3443 \text{ s.}$$

### B9. Estimación del período por la fórmula de la Norma Francesa PS92

#### Fórmula 1

$$T = 0,08 \left( \frac{H_{ef}}{D_{bât}^{1/2}} \right) \left[ \frac{H_{ef}}{(H_{ef} + D_{bât})} \right]^{1/2}$$

$$H_{ef} = 13,1 \text{ m}; D_{bât} = 14,9 \text{ m}; T = 0,1857 \text{ s.}$$

#### Fórmula 2

$$T = \frac{0,1H}{D_{bât}^{1/2}}$$

$$H = 13,1 \text{ m}; D_{bât} = 14,9 \text{ m}; T = 0,3394 \text{ s.}$$

## Anejo C. Programas de análisis estructural utilizados

En este anejo se describen los diferentes programas de análisis estructural utilizados para la realización de este trabajo.

### C.1 RESPONSE2000

El programa calcula los diagramas de momento curvatura de secciones de hormigón armado, considerando el efecto del cortante en la formulación de la plasticidad distribuida mediante la Teoría del Campo a Compresión Modificada (MCFT) en las relaciones constitutivas de los materiales [Vecchio y Collins, 1986]. Se ha utilizado este programa para determinar los diagramas de momento-curvatura para las secciones transversales de las vigas de acoplamiento para modelar el comportamiento a flexión. En la Figura C.1 se describen las leyes constitutivas tensión-deformación del hormigón y acero. El comportamiento del primero es representado mediante una función cuadrática y el segundo mediante una relación elasto-plástica.

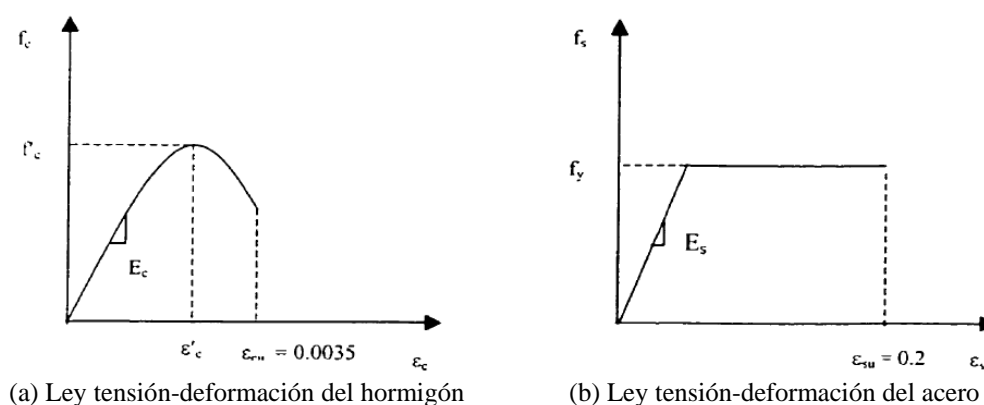


Figura C.1 Leyes constitutivas de los materiales considerados en el Response2000

La Teoría del Campo a Compresión Modificada [Vecchio y Collins, 1986] considera al hormigón fisurado como un material nuevo con sus propias características tensión-deformación. En la cual se establecen ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas en términos de tensiones y deformaciones promedio; se tiene en cuenta la variación en el ángulo de inclinación de las bielas a compresión y los efectos de ablandamiento por deformación en la respuesta del hormigón. También se consideran las condiciones locales de tensiones en los puntos de agrietamiento. La teoría resultante es bastante compleja, pero representa una herramienta adecuada para el análisis de elementos con geometrías complejas o distribuciones de fuerza poco usuales o complejas, tales como pantallas, diafragmas y elementos planos sometidos a solicitaciones en su plano y a fuerzas axiales. El método es capaz de estudiar de manera precisa la respuesta de estos elementos para todo el intervalo de fuerzas, desde cero hasta la fuerza última.

### C2. IDARC

Es un programa de ordenador desarrollado en la Universidad de Buffalo [Park et al., 1987] para el análisis sísmico no lineal de edificios de varias plantas. Posteriormente fue modificado por [Kunnath et al., 1994] y [Valles et al., 1996] introduciendo mejoras a la versión original como por ejemplo el análisis de diferentes tipos de estructuras y la consideración de distintos materiales. Se ha utilizado este programa para efectuar estudios previos sobre el comportamiento cíclico de muros de hormigón armado ensayados en Perú. No obstante, el programa no permite realizar análisis tridimensionales de edificios con pantallas.

### **C3. SAP2000**

Es un programa de ordenador para el análisis estructural de estructuras. Realiza análisis estático y dinámico de diferentes tipos de estructuras (pórticos, muros, cáscaras, etc.) en el rango lineal y no lineal mediante elementos finitos. Es adecuado para el proyecto sismorresistente de edificios de hormigón armado y acero, dado que cuenta con una librería con los diferentes códigos sísmicos utilizados en la práctica (ACI, AISC, Eurocódigos entre otros). Se ha utilizado este programa para el análisis simplificado y modal espectral de los edificios seleccionados, así como para el cálculo de los períodos de vibración considerando la flexibilidad del terreno. En dichos análisis el comportamiento de las estructuras se ha considerado elástico y lineal con propiedades de los materiales definidos adecuadamente.

### **C4. PERFORM-3D**

Es un programa de análisis no lineal de estructuras en tres dimensiones, considera diferentes tipos de estructuras (hormigón armado, acero y obra de fábrica), así como una variedad de relaciones constitutivas para representar el comportamiento de materiales. Está orientado específicamente para la evaluación sísmica de estructuras y permite realizar análisis push-over y dinámicos no lineales. Asimismo, proporciona una gran capacidad de cálculo en estructuras complejas; la evaluación del comportamiento sísmico se basa en las disposiciones de diferentes documentos como el ATC-40, FEMA-356 o FEMA-440. A lo largo del presente estudio, se utiliza este programa dada su versatilidad y al hecho de que permite abordar estudios exhaustivos sobre edificios con muros de hormigón mediante la representación de su comportamiento a través de modelos de fibras.

## Anejo D. Actividad sísmica histórica en Perú

En este anejo se presenta un resumen de la actividad sísmica histórica de Perú; esta información muestra la importancia de la amenaza sísmica existente. La sismicidad histórica de Perú se remonta a los años 1513-1532. En los trabajos de Silgado [Silgado 1968, 1978, 1985] y [Dorbath et al., 1990] se presenta una recopilación detallada sobre esta sismicidad, así como las magnitudes derivadas a partir del área de intensidad máxima que sirvieron para comparar con terremotos recientes. Los eventos sísmicos ocurridos en Perú pueden ser agrupados en tres grupos: la primera de ellas se refiere a los terremotos ocurridos en la costa central de Perú y se remontan a los años de 1586, 1687 y el de 1746. Este último destruyó completamente la ciudad de Lima y generó olas entre 15 y 20 m de altura; la intensidad que se produjo fue de X en la escala de Mercalli Modificada. El segundo grupo abarca los terremotos ocurridos en la región sur de Perú que fueron en los años de 1604, 1784 y 1868; estos movimientos sísmicos destruyeron las principales ciudades de la zona sur de Perú como Arequipa, Moquegua, Tacna y Puno, produciendo intensidades de hasta XI en la escala Mercalli Modificada. El tercer grupo se refiere al único terremoto histórico que se haya documentado y que se produjo en la región Andina en el año de 1650; destruyó la ciudad del Cuzco y fue sentido en otras ciudades como Lima, Arequipa y La Paz (Bolivia). Para el período 1513-1959, no existe mayor información sobre terremotos ocurridos en la zona Andina y Subandina del norte y centro de Perú, pero actualmente se sabe que estas regiones son sísmicamente muy activas. En la Figura D.1 se observa que los terremotos con intensidades mayores a VIII en la escala Mercalli Modificada para el período entre 1513 a 1959 se distribuyen únicamente a lo largo de la costa centro y sur, debido a que estas regiones eran las más pobladas y que luego se constituyeron en las ciudades más importantes después del siglo XVI. La mayoría de estos terremotos generaron maremotos de intensidad variable y produjeron daños a lo largo de la costa Oeste de Sudamérica [Montessus de Ballore, 1911] y alrededor del Pacífico [Hatori, 1968]. En la zona interna del Perú sólo se localizan 3 terremotos, el de 1650 ocurrido en Cuzco ( $I_o = X$ , MM), 1946 en Ancash, ( $I_o = IX$ , MM) y el de 1947 en Satipo ( $I_o = VIII$ , MM).

Durante el siglo XX, los terremotos más importantes de Perú fueron los de 1940, 1966, 1970, 1974 y 1996 ( $M_w = 7,7$ ); siendo éstos de menor tamaño que los más grandes ocurridos en los dos siglos precedentes. No obstante, el terremoto del 31 de Mayo de 1970 provocó el desprendimiento de un gran bloque de nieve y hielo del pico oriental del nevado del Huascarán, produciendo un alud que terminó con la vida de más de 30 mil personas en la ciudad de Yungay [Repetto et al., 1980]. En la Tabla D.1 se muestran algunas características de los terremotos más importantes de los siglos XVIII y XIX.

Tabla D.1 Características principales de los terremotos ocurridos en Perú [Muñoz et al., 2000]

	Lima 1746	Tacna 1868	Lima 1940	Lima 1966	Ancash 1970	Lima 1974
Magnitud $M_s$	8,1	8,2	7,9	7,7	7,9	7,9
Intensidad máxima (MM)	X-XI	XI	VII-VIII	VIII	VIII-IX	VIII-IX
Altura de Ola de Tsunami	15-20	20	3	2,5	-	1,6

En la actualidad los terremotos más relevantes que causaron cuantiosos daños y pérdidas humanas fueron el terremoto de Moquegua del 23 de Junio de 2001 ( $M_w = 8,2$ ) y el terremoto de Pisco del 15 de Agosto de 2007 ( $M_w = 8$ ).

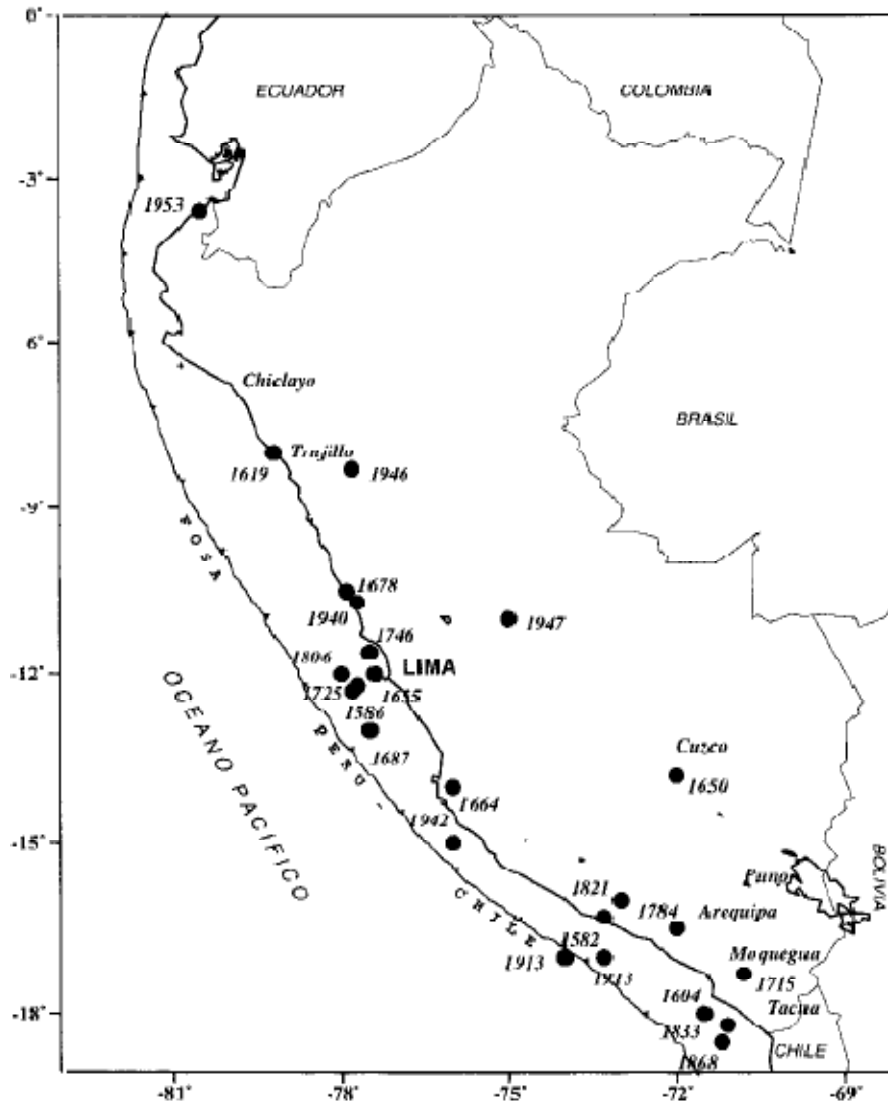


Figura D.1 Distribución de los terremotos ocurridos en Perú entre 1513 y 1959 [Tavera y Buforn, 1998]



## **Anejo E. Publicaciones generadas durante esta investigación**

Esta investigación ha permitido, hasta la fecha, generar dos publicaciones científicas: un artículo en trámite de aceptación para su posterior publicación en la revista “Engineering Structures” y un artículo que fue presentado en la conferencia “14th European Conference on Earthquake Engineering” (14ECEE) que tuvo lugar en Ohrid (Macedonia) durante las fechas del 30 de agosto al 3 de septiembre de 2010.

A continuación se presentan los detalles de dichas publicaciones.

- Gonzales H. and López Almansa F. Seismic Evaluation of Buildings with RC Thin Bearing Walls. Engineering Structures. Pendiente de aceptación.
- López Almansa F. and Gonzales H. Seismic Assessment of RC Thin-Wall Buildings in Peru. Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering (14ECEE). Ohrid (Macedonia) 2010.

Es destacable que la revista “Engineering Structures” se encuentra indexada por el ISI (“Institute of Scientific Information”) con un “Impact Factor” actual igual a 1,256 y un “5-Year Impact Factor” igual a 1,568.