



# UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

---

---

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

División de Estudios de Maestría

EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS ANTE RÉPLICAS  
CONSIDERANDO LAS DISTORSIONES RESIDUALES

## T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL  
ÁREA DE ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

**JULIO DANIEL AGUILAR SOLÍS**

ASESOR:

**Doctor en Ingeniería JORGE RUIZ GARCÍA**



MORELIA, MICHOACÁN JUNIO 2014

## ABSTRACT

This paper introduces and evaluates a methodology for the aftershock seismic assessment of buildings taking explicitly into account residual drift demands after the mainshock (i.e. post-mainshock residual drifts,  $RIDR_o$ ). The methodology is applied to a testbed four-story steel moment resisting building designed with modern seismic design provisions when subjected to a set of near-fault mainshock-aftershock seismic sequences that induce five levels of  $RIDR_o$ . Once the post-mainshock residual drift is induced to the building model, a post-mainshock Incremental Dynamic analysis is performed under each aftershock to obtain its collapse capacity and its capacity associated to demolition (i.e. the capacity to reach or exceed a 2% residual drift). The effect of additional sources of stiffness and strength (e.g. interior gravity frames and slab contribution) and the polarity of the aftershocks is examined in this study. Results of this investigation show that the collapse potential under aftershocks strongly depends on modelling approach (i.e. the aftershock collapse potential is modified when additional sources of lateral stiffness and strength are included in the analytical model). Furthermore, it is demonstrated that the aftershock capacity associated to demolition (i.e., the aftershock collapse capacity associated to a residual interstory drift that lead to an imminent demolition) is lower than that of the aftershock collapse capacity, which mean that this parameter should be a better measure of the building residual capacity against aftershocks.

Key words: Steel buildings, seismic sequences, collapse capacity.

## RESUMEN

En este trabajo se presenta y evalúa una metodología para el estudio de edificios ante réplicas considerando explícitamente las demandas de distorsiones de entrepiso después del evento principal (es decir, distorsiones residuales al final del evento principal, RIDR<sub>o</sub>). La metodología se aplica a un edificio de cuatro niveles de acero a base de marcos resistente a momentos diseñado con especificaciones modernas para diseño sísmico sometido ante un conjunto de secuencias sísmicas evento principal-réplicas de fuente cercana, las cuales inducen en el edificio cinco niveles de RIDR<sub>o</sub>. Una vez que el modelo del edificio exhibe la distorsión residual al final del evento principal, se realiza un análisis dinámico incremental para cada réplica hasta alcanzar la capacidad de colapso y su capacidad asociada a la demolición (es decir, la capacidad de alcanzar o exceder una distorsión residual del 2%). El efecto de incorporar fuentes de rigidez y sobre-resistencia (por ejemplo, marcos interiores y la contribución de la losa), y la polaridad de las réplicas se examinan en este estudio. Los resultados de esta investigación muestran que el potencial de colapso ante réplicas intensas depende de la enfoque del modelado (es decir, el potencial de colapso es modificado cuando se consideran las fuentes de rigidez lateral y sobre-resistencia incluidas en el modelo analítico). Además, se demuestra que la capacidad ante réplicas asociada a la demolición (es decir, la capacidad de colapso del edificio ante réplicas asociado a una distorsión residual de entrepiso que conduce a una demolición inminente) es menor que la capacidad de colapso ante réplicas, lo cual significa que este parámetro debería ser una mejor medida de la capacidad del edificio ante réplicas.

Palabras claves: edificios de acero, secuencias sísmicas, capacidad de colapso.

## **AGRADECIMIENTOS**

### **A MIS PADRES:**

A mis padres Ramón y Hortensia por apoyarme en cada instante de mi vida y heredarme los valores y principios que me convirtieron en la persona que soy.

### **A MI ESPOSA E HIJA:**

A mi esposa Ma. Lourdes y a mi hija Dulce por apoyarme incondicionalmente en todo momento de mi vida y darme ese amor que me impulsa a seguir adelante con mucho entusiasmo día con día.

### **A MI ASESOR DE TESIS:**

A mi asesor de tesis el Dr. Jorge Ruiz García quien me apoyo con toda su dedicación y esfuerzo en el desarrollo de la tesis, y por ser, además de un asesor, un amigo.

# ÍNDICE

## 1 INTRODUCCIÓN

1.1	MOTIVACIÓN.....	1
1.2	ESTUDIOS PREVIOS .....	5
1.3	OBJETIVOS Y ALCANCES .....	8
1.4	ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	10

## 2 EDIFICIO EMPLEADO EN ESTE ESTUDIO

2.1	INTRODUCCIÓN.....	11
2.2	DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.....	12
2.3	MODELACIÓN DEL EDIFICIO .....	14
2.3.1	Modelo M1.....	14
2.3.2	Modelo M2.....	18
2.4	CALIBRACIÓN DEL MODELO M1 .....	26
2.5	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL .....	27

## 3 SELECCIÓN DE SECUENCIAS SÍSMICAS

3.1	INTRODUCCIÓN.....	30
3.2	SECUENCIAS SÍSMICAS INCLUIDAS EN EL GRUPO UNO.....	31
3.2.1	Acelerogramas .....	31
3.2.2	Generación de secuencias sísmicas.....	33
3.3	SECUENCIAS SÍSMICAS INCLUIDAS EN EL GRUPO DOS.....	35
3.3.1	Secuencias sísmicas .....	35
3.4	RESUMEN DE LAS SECUENCIAS SÍSMICAS EMPLEADAS EN ESTE ESTUDIO .....	39

## 4 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DE EDIFICIOS DE ACERO ANTE RÉPLICAS CON DIFERENTE PELIGRO SÍSMICO

4.1	INTRODUCCIÓN.....	40
4.2	METODOLOGÍA.....	41
4.3	DISTORSIONES RESIDUALES OBJETIVOS Y ESTADOS DE DAÑO .....	42
4.3.1	Distorsiones residuales objetivos.....	42
4.3.2	Estados de daño.....	43

4.4	RESPUESTA DEL MODELO M1 ANTE EL CONJUNTO DE SECUENCIAS CMA15-50 Y CMA3-50.....	44
4.4.1	Respuesta ante el conjunto de secuencias CMA15-50.....	44
4.4.2	Respuesta ante el conjunto de secuencias CMA3-50.....	48
4.4.3	Curvas de fragilidad.....	51
4.5	RESPUESTA DEL MODELO M2 ANTE EL CONJUNTO DE SECUENCIAS CMA15-50 y CMA3-50 .....	54
4.5.1	Respuesta ante el conjunto de secuencias CMA15-50.....	54
4.5.2	Respuesta ante el conjunto de secuencias CMA3-50.....	57
4.5.3	Curvas de fragilidad.....	60
4.6	COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA DE LOS MODELOS M1 Y M2 .....	62
4.6.1	Comparación de la respuesta ante los conjuntos CMA15-50 y CMA3-50 ...	62
4.6.2	Curvas de fragilidad empíricas del modelo M1 y M2 ante las secuencias CMA15-50 y CMA3-50.....	66
<b>5 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE COLAPSO ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS</b>		
5.1	INTRODUCCIÓN.....	72
5.2	METODOLOGÍA.....	73
5.3	DISTORSIONES PERMANENTES OBJETIVOS.....	75
5.4	POTENCIAL DE COLAPSO ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS SELECTAS.....	76
5.4.1	Secuencias sísmicas selectas .....	76
5.4.2	Efecto de la excitación.....	77
5.4.3	Efecto del <i>re-centramiento</i> .....	80
5.4.4	Efecto de la polaridad.....	84
5.4.5	Efecto del modelado.....	87
5.5	POTENCIAL DE COLAPSO ANTE EL CONJUNTO DE SECUENCIAS SÍSMICAS.....	92
5.5.1	Potencial de colapso ante secuencias de fuente cercana.....	92
5.5.2	Potencial de colapso ante secuencias de fuente lejana .....	94
5.5.3	Capacidad de demolición y potencial de colapso.....	95
<b>6 CONCLUSIONES</b>		
6.1	RESUMEN.....	101
6.2	CONCLUSIONES.....	102
6.3	INVESTIGACIONES SUGERIDAS .....	104

**7 ECUACIONES PARA DETERMINAR LOS PARÁMETROS DE LOS MODELOS  
HISTERÉTICOS UTILIZADOS**

A.1 ECUACIONES PARA DETERMINAR LOS PARÁMETROS DEL MODELO .....  
MODIFICADO DE IBARRA-  
KRAWINKLER.....105

A.2 ECUACIONES PARA DETERMINAR LOS PARÁMETROS DEL MODELO  
TRILINEAL DE  
KRAWINKLER.....107

**REFERENCIAS ..... 108**

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b> Distribución temporal de réplicas después sismo del 17 de enero de 1994 en Northridge, California (adaptada de SCEC, 2014).....	2
<b>Figura 1.2</b> Distribución espacial del evento principal y las réplicas en el periodo que comprende entre 27 de febrero al 25 de marzo del 2010 (Tomada de: IRIS, 2014).....	3
<b>Figura 1.3</b> Configuración deformada del Edificio Esmerald, ubicado en la ciudad de Santiago, después de la ocurrencia del terremoto de Maule, Chile, del 27 de febrero del 2010 (Tomada de: Sherstobitoff et al., 2012).....	4
<b>Figura 2.1</b> (Continuación) Geometría del edificio: a) en planta; b) elevación (dirección Este-Oeste), y c) elevación (dirección Norte-Sur).....	13
<b>Figura 2.2</b> Marco resistente a momento (dirección Este-Oeste) considerado para el modelo M1: a) vista en planta, y b) elevación.....	14
<b>Figura 2.3</b> Modelación del modelo M1.....	15
<b>Figura 2.4</b> Modelo histerético Modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler incorporado en la plataforma computacional <i>OpenSees</i> (McKenna et al., 2006).....	16
<b>Figura 2.5</b> Detalle del modelado de la conexión viga-columna: a) dimensiones de la zona del panel, y b) modelación en <i>OpenSees</i> .....	17
<b>Figura 2.6</b> Modelo histerético propuesto por Krawinkler (1978) para la zona del panel.....	18
<b>Figura 2.7</b> Marcos interior y exterior (dirección Este-Oeste) considerado para el modelo M2: a) vista en planta, y b) acoplamiento de los marcos vista en elevación.....	19
<b>Figura 2.8</b> Modelación en <i>OpenSees</i> del modelo M2: a) marco exterior, y b) marco interior.....	20
<b>Figura 2.9</b> Respuesta cíclica de una conexión a cortante considerando la influencia de la losa (adaptada de Liu et al., 2000).....	24
<b>Figura 2.10</b> Envolventes de los ciclos histeréticos: a) conexión a momento, y b) conexión a cortante.....	24
<b>Figura 2.11</b> Ancho efectivo de la losa: a) viga exterior, y b) viga interior.....	25
<b>Figura 2.12</b> Excitación registrada en la estación Canoga Park, durante el sismo de Northridge de 1994.....	26
<b>Figura 2.13</b> Historia de desplazamiento ante la excitación Canoga Park.....	27
<b>Figura 2.14</b> Distorsiones de entrepiso ante la excitación Canoga Park: a) RIDR, y b) IDRmax.....	27
<b>Figura 2.15</b> Curvas de capacidad de los modelos analíticos.....	28
<b>Figura 2.16</b> Curva envolvente bilineal idealizada de los modelos analíticos.....	29
<b>Figura 3.1</b> Espectros de respuesta de aceleraciones correspondiente al conjunto de registros empleados para generar secuencias sísmicas artificiales: a) C10-50, y b) C2-50.....	32
<b>Figura 3.2</b> Esquema de las combinaciones de los eventos individuales para el conjunto C10-50.....	33
<b>Figura 3.3</b> Esquema de las combinaciones de los eventos individuales para el conjunto C2-50.....	34
<b>Figura 3.4</b> Mediana de los espectros de respuesta ( $S_a$ ) de los registros originales y escalados para cada conjunto: a) C10-50, y b) C2-50.....	35
<b>Figura 3.5</b> Espectros de respuesta de aceleraciones correspondiente al conjunto de registros de fuente cercana: a) EPs, y b) réplicas.....	37
<b>Figura 3.6</b> Espectros de respuesta de aceleraciones correspondiente al conjunto de registros de fuente lejana: a) EPs, y b) réplicas.....	38

<b>Figura 3.7</b> Resumen de las secuencias sísmicas empleadas en este estudio.....	39
<b>Figura 4.1</b> Evento Principal (LA20) escalado, en amplitud, para alcanzar una RIDR <sub>0</sub> de 1.0% en los modelos: a) M1, y b) M2.....	43
<b>Figura 4.2</b> Mediana de las demandas del modelo M1 ante el conjunto de EPs originales y del conjunto de secuencias CMA15-50 (modificados para alcanzar 4 niveles de RIDR <sub>0</sub> ): a) IDR, y b) RIDR.....	44
<b>Figura 4.3</b> Mediana de la demanda de RIDR del modelo M1 ante el grupo de EPs y las secuencias artificiales del conjunto CMA15-50 para cuatro niveles de RIDR <sub>0</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.....	45
<b>Figura 4.4</b> Historia de distorsiones de entrepiso del modelo M1 ante la secuencia artificial SG1-15 para dos niveles de RIDR <sub>0</sub> : a) 0.1%, y b) 1.4%.....	46
<b>Figura 4.5</b> Mediana de la demanda de IDR del modelo M1 ante el conjunto de EPs y el conjunto de secuencias incluidas en el grupo CMA15-50, para cuatro niveles de RIDR <sub>0</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.....	47
<b>Figura 4.6</b> Historia de distorsiones de entrepiso del modelo M1 ante la secuencia artificial SG16-01 para dos niveles de RIDR <sub>0</sub> : a) 0.1%, y b) 1.4%.....	47
<b>Figura 4.7</b> Mediana de las demandas del modelo M1 ante el conjunto de EPs originales y del conjunto de secuencias CMA3-50 (modificados para alcanzar 4 niveles de RIDR <sub>0</sub> ): a) IDR, y b) RIDR.....	48
<b>Figura 4.8</b> Mediana de la demanda de RIDR del modelo M1 ante el grupo de EPs y las secuencias artificiales del conjunto CMA3-50 para cuatro niveles de RIDR <sub>0</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.....	49
<b>Figura 4.9</b> Historia de distorsiones entrepiso del modelo M1 ante la secuencia artificial SG24-22 para dos niveles de RIDR <sub>0</sub> : a) 0.1%, y b) 1.4%.....	49
<b>Figura 4.10</b> Mediana de la demanda de IDR del modelo M1 ante el conjunto de EPs y el conjunto de secuencias incluidas en el grupo CMA3-50, para cuatro niveles de RIDR <sub>0</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.....	51
<b>Figura 4.11</b> Comparación de curvas de fragilidad de RIDR obtenidas para el modelo M1 a partir de los conjuntos CMA15-50 y CMA3-50, para cuatro niveles de RIDR <sub>0</sub> : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.....	52
<b>Figura 4.12</b> Comparación de curvas de fragilidad de IDR obtenidas para el modelo M1 a partir de los conjuntos CMA15-50 y CMA3-50, para cuatro niveles de RIDR <sub>0</sub> : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.....	54
<b>Figura 4.13</b> Mediana de las demandas del modelo M2 ante el conjunto de EPs originales y del conjunto de secuencias CMA15-50 (modificados para alcanzar 4 niveles de RIDR <sub>0</sub> ): a) IDR, y b) RIDR.....	55
<b>Figura 4.14</b> Mediana de la demanda de RIDR del modelo M2 ante el grupo de EPs y las secuencias artificiales del conjunto CMA15-50 para cuatro niveles de RIDR <sub>0</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.....	56
<b>Figura 4.15</b> Mediana de la demanda de IDR del modelo M2 ante el conjunto de EPs y el conjunto de secuencias incluidas en el grupo CMA15-50, para cuatro niveles de RIDR <sub>0</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.....	57
<b>Figura 4.16</b> Comparación de la historia de distorsiones del primer nivel en los modelos M1 y M2 ante la secuencia SG02-08 escalada para alcanzar una RIDR <sub>0</sub> de 1.4%.....	57
<b>Figura 4.17</b> Mediana de las demandas del modelo M2 ante el conjunto de EPs originales y del conjunto de secuencias CMA3-50 (modificados para alcanzar 4 niveles de RIDR <sub>0</sub> ): a) IDR, y b) RIDR.....	58

<b>Figura 4.18</b> Mediana de la demanda de RIDR del modelo M2 ante el grupo de EPs y las secuencias artificiales del conjunto CMA3-50 para cuatro niveles de RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	59
<b>Figura 4.19</b> Mediana de la demanda de IDR del modelo M2 ante el conjunto de EPs y el conjunto de secuencias incluidas en el grupo CMA3-50, para cuatro niveles de RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	60
<b>Figura 4.20</b> Comparación de curvas de fragilidad de RIDR obtenidas para el modelo M2 a partir de los conjuntos CMA15-50 y CMA3-50, para cuatro niveles de RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	61
<b>Figura 4.21</b> Comparación de curvas de fragilidad de IDR obtenidas para el modelo M2 a partir de los conjuntos CMA15-50 y CMA3-50, para cuatro niveles de RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	62
<b>Figura 4.22</b> Comparación de la mediana de la demanda de RIDR en los modelos M1 y M2 ante los EPs y secuencias del conjunto CMA15-50, para cuatro niveles de RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	63
<b>Figura 4.23</b> Comparación de la mediana de la demanda de IDR en los modelos M1 y M2 ante los EPs y secuencias del conjunto CMA15-50, para cuatro niveles de RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	64
<b>Figura 4.24</b> Comparación de la mediana de la demanda de RIDR en los modelos M1 y M2 ante los EPs y secuencias del conjunto CMA3-50, para cuatro niveles de RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	65
<b>Figura 4.25</b> Comparación de la mediana de la demanda de IDR en los modelos M1 y M2 ante los EPs y secuencias del conjunto CMA3-50, para cuatro niveles de RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	66
<b>Figura 4.26</b> Curvas de fragilidad empíricas de los modelos M1 y M2 para la obtención de la probabilidad de RIDR ante las secuencias incluidas en CMA15-50 de las RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	67
<b>Figura 4.27</b> Curvas de fragilidad empíricas de los modelos M1 y M2 para la obtención de la probabilidad de IDR ante las secuencias incluidas en CMA15-50 de las RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	68
<b>Figura 4.28</b> Curvas de fragilidad empíricas de los modelos M1 y M2 para la obtención de la probabilidad de RIDR ante las secuencias incluidas en CMA3-50 de las RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	69
<b>Figura 4.29</b> Curvas de fragilidad empíricas de los modelos M1 y M2 para la obtención de la probabilidad de IDR ante las secuencias incluidas en CMA3-50 de las RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	70
<b>Figura 5.1</b> Curvas derivadas del ADI para: a) IDR <sub>max</sub> , y b) RIDR <sub>max</sub> . .....	74
<b>Figura 5.2</b> Curvas derivadas del ADI del modelo M1 ante el EP de las secuencias: a) SYLM288, y b) RINA228. ....	76
<b>Figura 5.3</b> Criterio de selección de la RIDR <sub>o</sub> . .....	76
<b>Figura 5.4</b> Secuencias sísmicas selectas: a) SYLM288; c) RINA228, d) TARZA360, d) JEPG022, y e) DELTA352. ....	77
<b>Figura 5.5</b> Curvas derivadas del ADI del modelo M2 ante la réplica de la secuencia SYLM288: a) IDR <sub>max</sub> , b) RIDR <sub>max</sub> . .....	78
<b>Figura 5.6</b> Curvas derivadas del ADI del modelo M2 ante el EP y ante las réplicas de las secuencias: a) SYLM288, y b) JEPG022. ....	79
<b>Figura 5.7</b> Curvas derivadas del ADI del modelo M2 ante las réplicas de las secuencias: a) SYLM288, y b) JEPG022. ....	79

<b>Figura 5.8</b> Capacidad de colapso del modelo M2 ante las secuencias: a) SYLM288, y b) JPEG022.	80
<b>Figura 5.9</b> Curvas derivadas del ADI del modelo M1 ante la réplica de la secuencia TARZA360: a) $IDR_{max}$ , b) $RIDR_{max}$ .	81
<b>Figura 5.10</b> Curvas derivadas del ADI del modelo M2 ante la réplica de la secuencia TARZA360: a) $IDR_{max}$ , b) $RIDR_{max}$ .	81
<b>Figura 5.11</b> Capacidad de colapso ante la secuencia TARZA360 para los modelos: a) M1, y b) M2.	82
<b>Figura 5.12</b> Historia de IDR del modelo M2 ante las secuencias generadas a partir de TARZA360: a) secuencia I y b) secuencia II.	83
<b>Figura 5.13</b> Ciclos de histéresis del modelo M2 ante la secuencia TARZA360: a) Ubicación de la articulación analizada; b) secuencia I, y c) secuencia II.	84
<b>Figura 5.14</b> Excitación SYLM288 con: a) PP, y b) PN.	84
<b>Figura 5.15</b> Respuesta del edificio ante una excitación con PP y PN.	85
<b>Figura 5.16</b> Historia de distorsión de entrepiso del modelo M2 ante la secuencia SYLM288, con PP y PN.	86
<b>Figura 5.17</b> Ciclos de histéresis en la base de la columna central del marco resistente a momento con: a) PP, y b) PN.	86
<b>Figura 5.18</b> Respuesta del Modelo M2 ante la réplica de la secuencia de SYLM288: a) PP, y b) PN.	87
<b>Figura 5.19</b> Curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la excitación SYLM288; a) $IDR_{max}$ , y b) $RIDR_{max}$ .	88
<b>Figura 5.20</b> Curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la excitación RINA228; a) $IDR_{max}$ , y b) $RIDR_{max}$ .	88
<b>Figura 5.21</b> Curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la excitación TARZA360; a) $IDR_{max}$ , y b) $RIDR_{max}$ .	88
<b>Figura 5.22</b> Curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la excitación DELTA352; a) $IDR_{max}$ , y b) $RIDR_{max}$ .	89
<b>Figura 5.23</b> Curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la réplica de la secuencia SYLM288 para las $RIDR_o$ : a) 0.1%; b) 1.0%; c) 1.4%, y c) 2.0%.	90
<b>Figura 5.24</b> Curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la réplica de la secuencia RINA228 para las $RIDR_o$ : a) 0.1%; b) 1.0%; c) 1.4%, y c) 2.0%.	91
<b>Figura 5.25</b> Capacidad de colapso de los modelos ante las secuencias de fuente cercana con PP: a) M1, y b) M2.	92
<b>Figura 5.26</b> Capacidad de colapso de los modelos ante las secuencias de fuente cercana con PN: a) M1, y b) M2.	92
<b>Figura 5.27</b> Capacidad de colapso de los modelos ante las secuencias de fuente cercana con PP: a) M1, y b) M2.	93
<b>Figura 5.28</b> Capacidad de colapso de los modelos ante las secuencias de fuente cercana con PN: a) M1, y b) M2.	93
<b>Figura 5.29</b> Capacidad de colapso del modelo M2 ante las secuencias de fuente lejana: a) PP, y b) PN.	94
<b>Figura 5.30</b> Capacidad de colapso del modelo M2 ante las secuencias de fuente lejana: a) PP, y b) PN.	95
<b>Figura 5.31</b> Capacidad de colapso y demolición del modelo M1 ante las secuencias de fuente cercana a la falla con PP para las $RIDR_o$ : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.	96
<b>Figura 5.32</b> Capacidad de colapso y demolición del modelo M1 ante las secuencias de fuente cercana a la falla con PN para las $RIDR_o$ : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.	97

<b>Figura 5.33</b> Capacidad de colapso y demolición del modelo M2 ante las secuencias de fuente cercana con PP para las RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	97
<b>Figura 5.34</b> Capacidad de colapso y demolición del modelo M2 ante las secuencias de fuente cercana con PN para las RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	98
<b>Figura 5.35</b> Capacidad de colapso y demolición del modelo M2 ante las secuencias de fuente lejana con PP para las RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	99
<b>Figura 5.36</b> Capacidad de demolición de los modelos M1 y M2 ante las secuencias de fuente cercana con PP para las RIDR <sub>o</sub> : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%. .....	99

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 2.1</b> Valores de los parámetros del modelo MIK para simular el comportamiento histerético de las columnas del modelo M1.....	16
<b>Tabla 2.2</b> Valores de los parámetros del modelo MIK para simular el comportamiento histerético de las vigas del modelo M1.....	16
<b>Tabla 2.4</b> Parámetros correspondientes al modelo histerético de las columnas del marco resistente a momento.....	22
<b>Tabla 2.5</b> Parámetros correspondientes al modelo histerético de las columnas de gravedad. ....	23
<b>Tabla 2.6</b> Parámetros correspondientes al modelo histerético de las vigas con conexión a momento.....	25
<b>Tabla 2.7</b> Parámetros correspondiente al modelo histerético de las vigas con conexión a cortante. ....	25
<b>Tabla 2.3</b> Momentos de inercia, $I_x$ , para las vigas del marco exterior y el marco interior. ....	26
<b>Tabla 3.1</b> Características de los registros incluidos en el conjunto C10-50.....	32
<b>Tabla 3.2</b> Características de los registros incluidos en el conjunto C2-50.....	32
<b>Tabla 3.3</b> Características de las secuencias sísmicas de fuente cercana. ....	36
<b>Tabla 3.4</b> Características de las secuencias sísmicas de fuente lejana. ....	37
<b>Tabla 5.1</b> Potencial de colapso de los modelo M1 y M2 ante el EP.....	89
<b>Tabla 5.2</b> Potencial de colapso de los modelo M1 y M2 ante la secuencia SYLM288. ....	91
<b>Tabla 5.3</b> Potencial de colapso de los modelo M1 y M2 ante la secuencia RINA228. ....	91
<b>Tabla 5.4</b> Capacidad de colapso del edificio ante secuencias de fuente cercana. ....	94
<b>Tabla 5.5</b> Capacidad de colapso ante secuencias de fuente lejana. ....	95

## CAPÍTULO

## 1

# 1 INTRODUCCIÓN

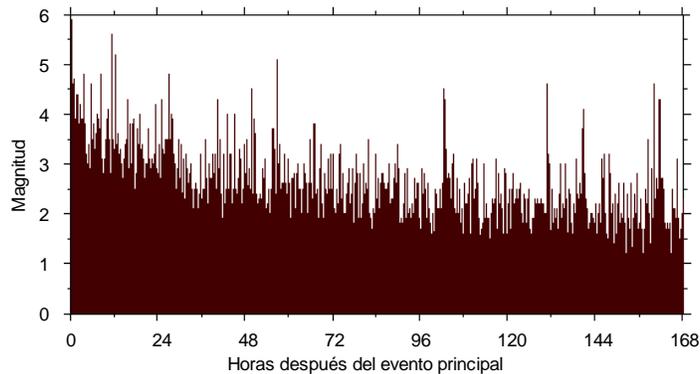
---

## 1.1 MOTIVACIÓN

Una secuencia sísmica es una serie de sismos que ocurren en una región y en un tiempo determinado, la cual está formada por sismos precursores, el evento principal y réplicas. Al sismo de mayor magnitud se le denomina evento principal (EP). Los sismos que ocurren previamente al EP se denominan sismos precursores, cuya magnitud no es significativa para causar daño estructural, mientras que, las réplicas son sismos que ocurren después del EP. Usualmente la magnitud de las réplicas disminuye con el tiempo, pero pueden alcanzar magnitudes importantes.

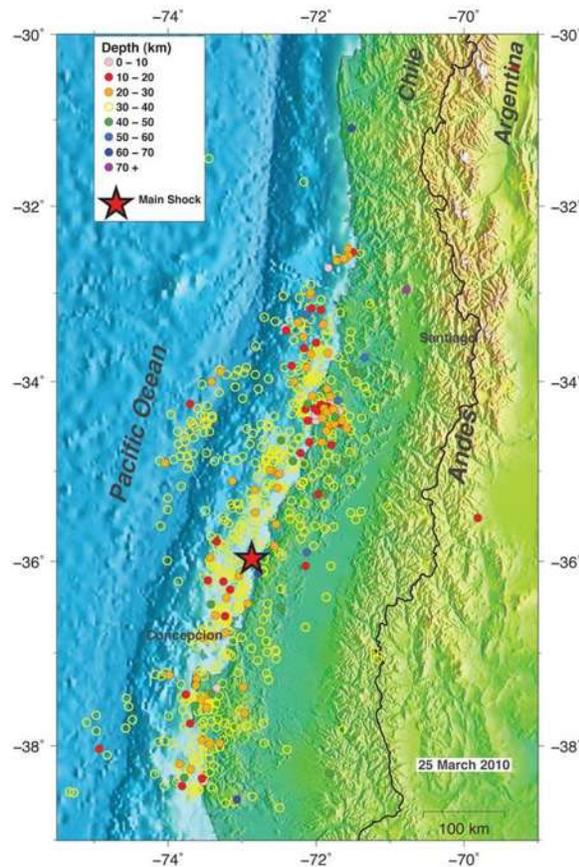
Como ejemplo de la ocurrencia de secuencias sísmicas se puede mencionar el sismo del 17 de enero de 1994 en Northridge, California, cuya magnitud de momento ( $M_w$ ) fue de 6.7, seguido de 8 réplicas con magnitudes mayores a 5.0 grados y 48 réplicas con magnitudes de entre 4.0 y 5.0 grados que fueron registradas entre el 17 de enero y el 30 de septiembre de 1994 (HAUKSSON et al., 1995). Por ejemplo, en la Figura 1.1 se

muestra la distribución temporal de las réplicas en los primeros 7 días después de ocurrido el EP (SCEC, 2014).



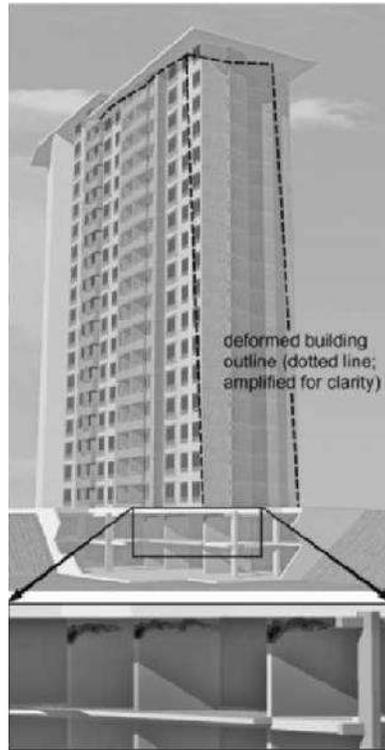
**Figura 1.1** Distribución temporal de réplicas después sismo del 17 de enero de 1994 en Northridge, California (adaptada de SCEC, 2014).

Otro ejemplo se presentó durante el terremoto de Maule, Chile, ocurrido el 27 de febrero del 2010 ( $M_w = 8.8$ ), cuyo epicentro se ubicó en la región centro-sur del país andino. Es interesante notar que en las 24 horas posteriores al EP ya se habían producido más de un centenar de réplicas, algunas de ellas con magnitud importante, siendo la más considerable una con magnitud de 6.9 grados. Inclusive, una de las réplicas más destacables, que alcanzó los 6.2 grados de magnitud, ocurrió un día después del EP. Para fines de ilustración, en la Figura 1.2 se muestra la distribución espacial del EP y las réplicas del terremoto en el periodo que comprende del 27 de febrero al 25 de marzo del 2010 (IRIS, 2014).



**Figura 1.2** Distribución espacial del evento principal y las réplicas en el periodo que comprende entre 27 de febrero al 25 de marzo del 2010 (Tomada de: IRIS, 2014).

A partir de inspecciones de campo se ha observado que los edificios pueden experimentar distorsiones residuales (desplazamientos laterales permanentes) considerables al final de un sismo intenso. Por ejemplo, en la Figura 3 se ilustra la configuración deformada del Edificio Esmerald, ubicado en la ciudad de Santiago, después de la ocurrencia del terremoto de Maule, Chile, del 27 de febrero del 2010. Un segundo evento sísmico podría incrementar el desplazamiento residual del edificio o incluso provocar el colapso (es decir, la estructura pierde su capacidad para resistir fuerzas laterales) de la estructura. En otras palabras, un edificio que ha experimentado un nivel de degradación en la resistencia lateral debido a la acción del EP puede ser más vulnerable ante una posible réplica.



**Figura 1.3** Configuración deformada del Edificio Esmerald, ubicado en la ciudad de Santiago, después de la ocurrencia del terremoto de Maule, Chile, del 27 de febrero del 2010 (Tomada de: Sherstobitoff et al., 2012)

Asimismo, el sismo del 19 de septiembre de 1985 que afectó a la Ciudad de México ( $M_w=8.1$ ), fue uno de los más destructivos en su historia debido a su gran intensidad y duración. El epicentro se ubicó cerca de la desembocadura del Río Balsas, frente a las costas de Guerrero y Michoacán, a unos 400 km de la Ciudad de México. Cabe notar que varios edificios que seguramente habían sido dañados por el evento principal, colapsaron ante la acción de una réplica intensa ( $M_w = 7.5$ ) ocurrida un día después. Además muchos de los edificios que no colapsaron por los sismos, tuvieron que ser demolidos por las excesivas distorsiones residuales y el daño que experimentaron ante dichos sismos (Rosenblueth y Meli, 1986).

Ante este panorama, se puede identificar claramente que es importante evaluar el nivel de seguridad de un edificio ante posibles réplicas para tomar una decisión sobre el

funcionamiento del edificio. En particular, debe reconocerse que un edificio puede experimentar distintos niveles de desplazamiento residual ante la acción de EP con diferente intensidad, por lo que en la evaluación de la capacidad de colapso del edificio ante posibles réplicas se debe considerar un intervalo adecuado de posibles amplitudes de desplazamiento residual que nos permita evaluar distintas condiciones del edificio ante réplicas.

## 1.2 ESTUDIOS PREVIOS

La evaluación del potencial de colapso en edificios ante réplicas ha sido un tema de investigación que ha llamado la atención recientemente en la comunidad enfocada a la ingeniería sísmica. Varios estudios se han enfocado en realizar análisis no lineales en sistemas equivalentes de un grado de libertad (SE1GL) para estudiar el colapso de edificios ante secuencias sísmicas, mientras que sólo unos pocos utilizaron sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL). A continuación se describen las investigaciones más relevantes sobre el tema.

Luco et al. (2004) propusieron una metodología para encontrar la capacidad residual de un edificio de acero, previamente dañado por el EP, ante réplicas. Para tal fin, consideraron como caso de estudio a un edificio existente de 3 niveles de acero estructurado a base de marcos resistente a momento. Los autores desarrollaron un SE1GL que consideraba tres tipos diferentes de comportamiento histerético (bilineal, con deterioro de rigidez, y con deterioro de rigidez y adelgazamiento de los lazos) a partir de un modelo analítico bidimensional de múltiples grados de libertad. Los estados de daño (de fluencia inminente a colapso) asociados a cada SE1GL representativo del edificio se identificaron a partir de la curva de capacidad cortante basa-distorsión de azotea, obtenida de un análisis estático no lineal (AENL), los cuales son función de la distorsión de azotea. Para simular secuencias sísmicas, los autores generaron 900 secuencias artificiales a partir de un conjunto de 30 registros sísmicos (es decir, se escogió un registro sísmico como EP y cada uno de los registros en el catálogo se emplearon como réplicas artificiales). De esta manera, cada EP se escaló, en amplitud, para inducir un estado de daño predefinido en el SE1GL y, posteriormente, se sometió a cada una de las réplicas artificiales. En su estudio, los autores encontraron que la capacidad residual del edificio ante réplicas disminuye con el incremento del estado de daño y que la capacidad residual está íntimamente ligada al nivel de desplazamientos residuales al final del EP.

Bazzurro et al. (2004) desarrollaron una guía para evaluar el daño en edificios, la cual tiene como objetivo etiquetar (con colores verde, amarillo y rojo, dependiendo del nivel de daño), al edificio en estudio después de un sismo intenso. Su estudio consideró el mismo edificio de 3 niveles de acero investigado por Luco et al., 2004. El criterio de etiquetado (verde, amarillo y rojo) que utilizaron considera el acoplamiento entre la capacidad de colapso del edificio ante réplicas y el peligro sísmico de la zona. Como pieza importante de su metodología, se proponen curvas de fragilidad, con el propósito de incluir la incertidumbre de los resultados, para cada nivel de etiquetado. Dichas curvas pueden ser útiles para varias aplicaciones, entre las cuales se encuentra la estimación de la probabilidad del tiempo de inactividad que tendrá un edificio dañado al final del EP.

Ryu et al. (2011) desarrollaron curvas de fragilidad para edificios, con o sin daño inducido por el EP, sometidos a la acción de réplicas. Para ilustrar su metodología, los autores desarrollaron un SE1GL representativo de un edificio de concreto reforzado de cinco niveles, el cual fue sometido ante análisis dinámicos incrementales (ADIs) hasta alcanzar el colapso. En los análisis, la aceleración espectral asociada al primer modo se empleó como medida de intensidad y se consideró el mismo conjunto de EPs empleado por Luco et al. (2004). La capacidad asociada al colapso del edificio intacto (es decir, sin daño previo) se definió como la aceleración espectral asociada a la pérdida de estabilidad lateral del modelo (es decir, cuando se generaban desplazamientos laterales excesivamente grandes). Para el análisis ante réplicas, los autores definieron cinco posibles estados de daño (ligero, moderado, extenso, completo y colapso) al final del EP, los cuales fueron identificados a partir de la curva de capacidad del SE1GL. Posteriormente, escalaron, en amplitud, cada uno de los 30 registros para inducir el estado de daño extenso (asociado a un desplazamiento lateral de 0.24m) en el SE1GL como consecuencia del EP de cada secuencia. Finalmente, el SE1GL es sometido a un ADI hasta alcanzar el colapso bajo la acción cada una de las réplicas artificiales, donde se determina nuevamente la capacidad de colapso ante réplicas (es decir, considerando que el edificio exhibía daño previo debido al EP). Empleando las capacidades de colapso ante el EP y ante réplicas, los autores desarrollaron las curvas de fragilidad suponiendo una distribución lognormal.

Raghunandan et al. (2012) compararon las curvas de fragilidad asociadas a diferentes estados de daño (las cuales expresan la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño) de un edificio sin daño previo (intacto) y con daño previo (es decir, suponiendo que

un EP indujo un estado de daño previo antes de la acción de una réplica importante). Para ello, los autores consideraron un edificio de concreto reforzado sin detallado dúctil de 4 niveles, diseñado con la normatividad de Nueva Zelanda de los años 60's. Los autores emplearon una metodología y un catálogo de secuencias sísmicas artificiales similar a la descrita en Ryu et al. (2011), pero consideraron al desplazamiento máximo inelástico como la medida de intensidad. Asimismo, los autores consideraron cinco posibles estados de daño que podía experimentar el edificio a consecuencia del EP (daño ligero, moderado, menos extenso, extenso y colapso). En su estudio observaron que la curva de fragilidad del edificio sujeto ante réplicas con daño previo moderado a consecuencia del EP exhibe una tendencia similar a la desarrollada para un edificio sin daño previo. Sin embargo, cuando el edificio experimenta un daño previo extenso, las curvas de fragilidad difieren indicando que la probabilidad de colapso se incrementa ante la acción de réplicas.

Jeon et al. (2012) evaluaron la vulnerabilidad de un edificio de concreto reforzado ante múltiples eventos sísmicos mediante curvas de fragilidad. Éstas representan la probabilidad condicional de que una estructura dañada alcance o exceda un nivel específico de daño, dada una medida de intensidad de la réplica y un estado de daño previo debido al EP. Para su estudio, se utilizó un modelo analítico representativo de un marco de un edificio de 3 niveles de concreto reforzado construido a escala 1:3 y ensayado en una mesa vibradora. El modelo a escala fue sometido ante la excitación sísmica registrada, en la dirección N21E, durante el sismo de Taft de 1952, la cual fue escalada, en amplitud, para alcanzar una aceleración máxima del terreno de 0.2g y su duración se escaló con un factor igual a  $1/\sqrt{3}$ . El modelo analítico fue validado con los resultados del modelo a escala. En su estudio se escogieron 80 excitaciones sísmicas correspondientes a 4 zonas sísmicas. Cada estado de daño lo obtuvieron a partir de la respuesta del edificio ante un análisis estático no lineal cíclico, el cual representaba la acción de un EP hipotético. Los autores desarrollaron curvas de fragilidad de cada estado de daño y encontraron que cuando el edificio experimenta mayor daño debido al EP, mayor será la demanda sísmica cuando el edificio es sometido ante una réplica.

Nazari et al. (2013) desarrollaron curvas de fragilidad para un modelo analítico representativo de un edificio de madera de dos niveles, el cual fue ensayado, a escala real, en una mesa vibradora. El modelo analítico fue calibrado con la respuesta del modelo experimental. En su estudio, los autores desarrollaron curvas de fragilidad del edificio en función de la intensidad de los EPs, medida por la aceleración espectral

asociada al periodo fundamental de vibración. Se consideró un conjunto de 22 registros sísmicos para derivar las secuencias EP-réplicas artificiales. Cada registro representativo del EP se escaló, en amplitud, para alcanzar aceleraciones de 2.4g, 1.6g y 0.8g que están asociada a un sismo de intensidad máxima, un sismo de diseño y un sismo de menor intensidad, respectivamente. Una vez que el modelo es sometido ante un EP, se somete a un ADIs con la réplica hasta alcanzar el colapso y se registra la aceleración espectral asociada al colapso. Con estos resultados, se generan las curvas de fragilidad del edificio ante réplicas suponiendo una distribución lognormal, las cuales consideran un estado de daño previo asociado a un nivel de degradación de la resistencia del edificio. Los autores encontraron que el efecto de las réplicas es más significativo para incrementar el daño previo que para alcanzar el colapso en los edificios de madera de baja altura.

Las investigaciones anteriores emplearon secuencias sísmicas artificiales en lugar de secuencias sísmicas reales para sus estudios de potencial de colapso ante réplicas. Estas secuencias son generadas utilizando la misma excitación sísmica para representar a los EPs y las réplicas. Inclusive, en algunos casos la misma excitación es usada como EP y como réplica dentro de una secuencia sísmica (criterio *espalda-con-espalda*). Otra opción, consiste en utilizar el criterio aleatorio, el cual considera excitaciones diferentes para representar el EP y la réplica dentro de una secuencia sísmica. Cabe notar que Ruiz-García y Negrete-Manríquez (2011) demostraron que el contenido de frecuencia de los EPs está débilmente correlacionado con el contenido de frecuencia de las réplicas. En su investigación, encontraron que el efecto de las réplicas no tiene un incremento significativo en la demanda de distorsiones máxima de entrepiso y distorsiones residuales de entrepiso, dado que el contenido de frecuencia de las réplicas son sensiblemente diferentes al contenido de frecuencia del edificio al final de los EPs. Asimismo, demostraron que el uso de secuencias sísmicas artificiales conduce a una sobreestimación de la respuesta máxima lateral así como la variabilidad registro-a-registro.

### 1.3 OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo general del presente trabajo consiste en evaluar la respuesta sísmica de edificios ante réplicas considerando explícitamente las distorsiones residuales al final del evento principal. Para tal fin, se consideraron dos modelos analíticos que representan el comportamiento de un edificio de acero diseñado con una normativa moderna para una

zona de alta sismicidad. Los modelos analíticos fueron sometidos ante dos conjuntos de secuencias sísmicas representativas del peligro sísmico de California, EU.

Como parte de esta investigación, se establecieron los siguientes objetivos particulares:

- 1) Calibrar la respuesta de un modelo analítico de un edificio de acero a escala 1:8 ensayado en mesa vibradora con su respuesta experimental.
- 2) Generar un modelo analítico del edificio en estudio para que incluya diversas fuentes de *sobre-resistencia* y rigidez que pudieran tener influencia en la respuesta sísmica ante réplicas (por ejemplo, la incorporación de marcos interiores, la contribución de la losa, la flexibilidad de la conexión viga-columna, etc.).
- 3) Desarrollar una metodología para la evaluación sísmica de edificios sujetos ante réplicas, considerando la amplitud de los desplazamientos residuales al final del evento principal.
- 4) Evaluar la respuesta del edificio en estudio ante dos conjuntos de réplicas con diferente peligro sísmico considerando distintas distorsiones residuales de entrepiso debido a la acción del evento principal.
- 5) Evaluar el potencial de colapso y la capacidad residual del edificio seleccionado ante un conjunto de secuencias sísmicas representativas de dos escenarios sísmicos.

Este trabajo forma parte de un esfuerzo para considerar el efecto de las réplicas en la evaluación sísmica de edificios existentes. Sin embargo, este estudio tiene algunas limitaciones. Por ejemplo, el no considerar la respuesta de edificios con diferente número de niveles. Asimismo, sólo se consideró un tipo de edificio diseñado con especificaciones modernas (IBC, 2003; SEI/ASCE-02, 2002; AISC, 2005; entre otros), en el cual no considera la posibilidad de una fractura frágil en las conexiones viga-columna. Finalmente, cabe mencionar que en este estudio se empleó un modelo en 2D, lo cual impide considerar el ángulo de ataque del sismo (es decir, no se considera la torsión en los elementos debido a la aplicación del sismo). Al final de la tesis se ofrecen algunas recomendaciones sobre futuras investigaciones que permitan ampliar este trabajo.

## 1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Para alcanzar los objetivos planteados en esta tesis, se realizaron diversas etapas de investigación, las cuales se describen en cinco capítulos. A continuación se describe el contenido de cada capítulo.

En el Capítulo 1 se presenta una revisión de los estudios previos orientados a evaluar el potencial de colapso de estructuras sujetas ante réplicas. Además, se presentan los objetivos y la organización de este documento.

Una descripción del edificio en estudio así como de las consideraciones para su modelado se presenta en el Capítulo 2. Asimismo, se presenta la calibración del modelo analítico con la respuesta experimental.

Posteriormente, en el Capítulo 3 se describen los conjuntos de secuencias sísmicas que se consideraron en esta investigación.

En los Capítulos 4 y 5 se presenta la metodología empleada y los resultados de la evaluación de la respuesta del edificio ante réplicas considerando explícitamente sus distorsiones residuales al final del evento principal. En esta evaluación se considera diferentes condiciones del edificio (es decir, el edificio puede desarrollar distinta distorsión residual ante la acción del EP) antes de ser sometido ante la réplica. En particular, en el Capítulo 4 se estudia la respuesta del edificio sometido ante un conjunto de réplicas con diferente peligro sísmico, mientras que en el Capítulo 5 se estudia la evaluación del potencial de colapso y capacidad remanente ante réplicas.

En el capítulo de conclusiones se describen las principales conclusiones derivadas de los resultados obtenidos en esta investigación, así como algunas recomendaciones que pudieran servir de apoyo para futuras investigaciones que permitan extender la metodología propuesta.

Finalmente, en el apéndice A se muestran las ecuaciones utilizadas para determinar los parámetros del modelo Modificado de Ibarra-Krawinkler (Lignos y Krawinkler, 2011), y del modelo trilineal propuesto por Krawinkler (1978).



CAPÍTULO  
2

## 2 EDIFICIO EMPLEADO EN ESTE ESTUDIO

---

### 2.1 INTRODUCCIÓN

Para la evaluación del potencial de colapso de una estructura ante un conjunto de eventos sísmicos es necesario contar con un modelo analítico adecuado para su predicción. Para tal fin, es deseable validar la respuesta del modelo analítico con la respuesta de un modelo real.

Actualmente, es común el uso de modelos analíticos planos en dos dimensiones (2D) para representar el comportamiento de un edificio completo, para el análisis sísmico en una dirección. Sin embargo, existen fuentes de sobre-resistencia que pueden influir en la respuesta del edificio, especialmente cuando incursiona en el comportamiento no lineal (por ejemplo, la participación de los marcos interiores, la contribución de la losa, la

flexibilidad de la conexión viga-columna, entre otros). Por ello, es deseable que los modelos analíticos incorporen, de forma aproximada, las fuentes adicionales de sobre-resistencia y rigidez que proporciona el edificio.

El objetivo de este capítulo consiste en la descripción de las características del edificio en estudio. Asimismo, desarrollar modelos analíticos adecuados para reproducir, de forma aproximada, el comportamiento del edificio.

## 2.2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

En esta investigación se utilizó como caso de estudio un edificio de cuatro niveles de acero. En su diseño se consideró un uso para oficinas en los tres primeros niveles y se colocó un *penthouse* en la planta alta. El edificio está estructurado a base de marcos exteriores resistentes a momento y marcos interiores que sólo resisten cargas verticales (marcos de gravedad). Los marcos exteriores incluyen vigas de sección reducida (de nominadas *reduced beam section*, RBS, en la práctica americana), diseñadas con los criterios establecidos en los documentos FEMA-350 (2000) y AISC-358-05 (2005). El diseño ante cargas verticales y laterales fue realizado de acuerdo con las especificaciones IBC (2003), SEI/ASCE-02 (2002) y AISC (2005), considerando que el edificio se ubica en la zona de los Ángeles, California (Estados Unidos). El edificio fue diseñado y analizado para estudiar el colapso en este tipo de estructuras (Lignos, 2008; Lignos y Krawinkler, 2011). El acero utilizado en las vigas y columnas es de grado 50 ( $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ ). El sistema de piso empleado consistió de una lámina acanalada con una capa de compresión de concreto ligero de espesor de 10.8 cm. La geometría, en planta y elevación del edificio, así como las secciones de las vigas y columnas se muestran en la Figura 2.1. El peso total del edificio es de 1,982 toneladas distribuido de la siguiente manera: el peso del primer nivel es de 485 toneladas, el segundo nivel es de 476 toneladas, el tercer nivel es de 476 toneladas y la azotea es de 544 toneladas.

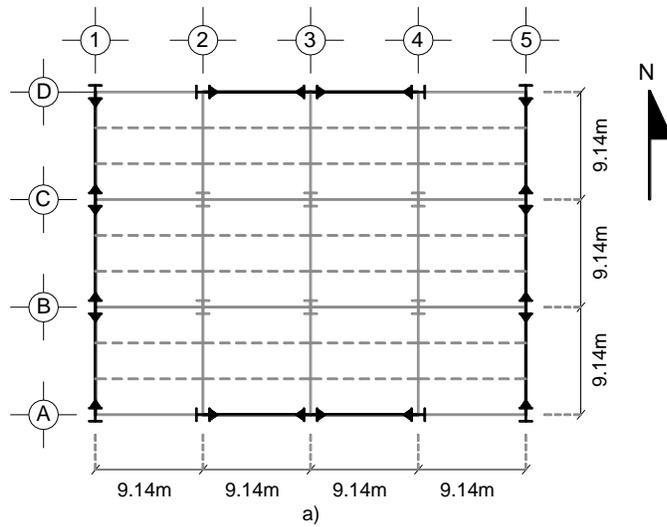


Figura 2.1 Geometría del edificio: a) en planta; b) elevación (dirección Este-Oeste), y c) elevación (dirección Norte-Sur).

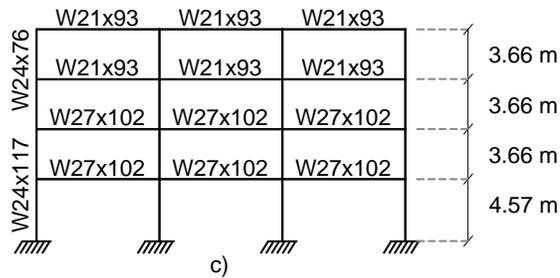
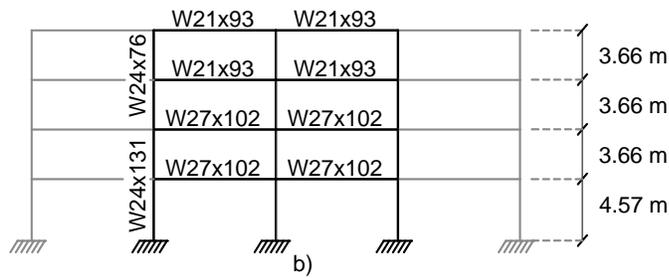


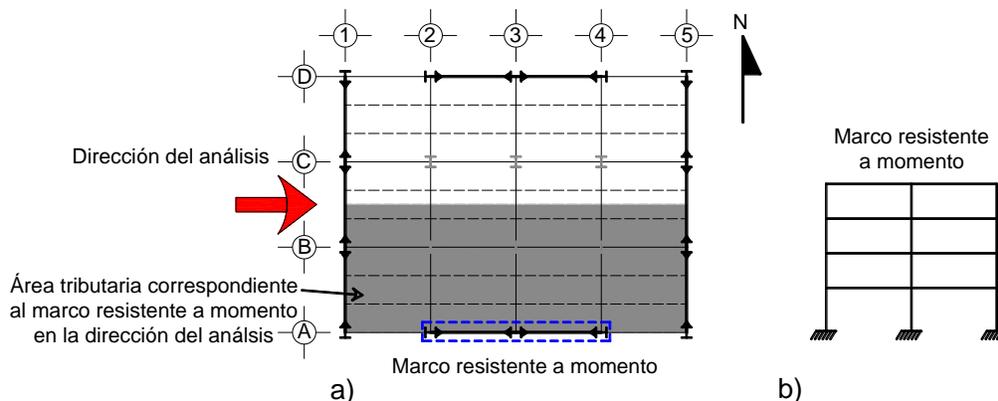
Figura 2.1 (Continuación) Geometría del edificio: a) en planta; b) elevación (dirección Este-Oeste), y c) elevación (dirección Norte-Sur).

## 2.3 MODELACIÓN DEL EDIFICIO

### 2.3.1 Modelo M1

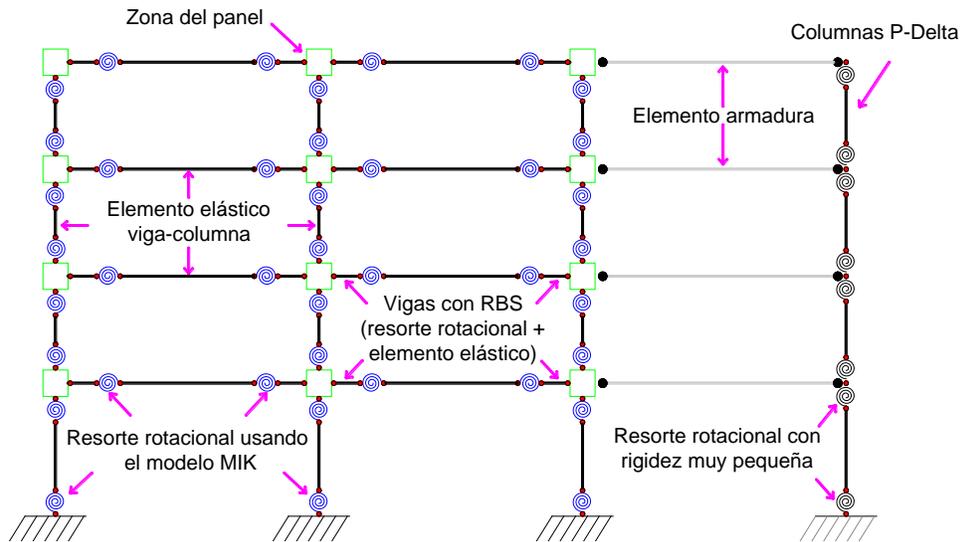
En la modelación del edificio en estudio se utilizó la plataforma de análisis *OpenSees* (McKenna et al., 2006). *OpenSees* tiene la capacidad de modelar y analizar la respuesta no lineal de los sistemas estructurales utilizando un gran número de modelos de materiales, elementos y algoritmos de solución.

Dado que el edificio es simétrico en planta y elevación, el modelo analítico puede simplificarse modelando únicamente la mitad del edificio. Por ejemplo, en la Figura 2.2 se muestra la planta del edificio en estudio. En ella se observa que existen dos marcos resistentes a momento en la dirección Este-Oeste, ubicados en el perímetro del edificio. En esta dirección de análisis, el modelado del edificio puede simplificarse con sólo un marco resistente a momento considerando la mitad del peso total. De esta manera, el modelo M1 sólo considera un marco resistente a momento en la dirección Este-Oeste (indicado con líneas punteadas azules).



**Figura 2.2** Marco resistente a momento (dirección Este-Oeste) considerado para el modelo M1: a) vista en planta, y b) elevación.

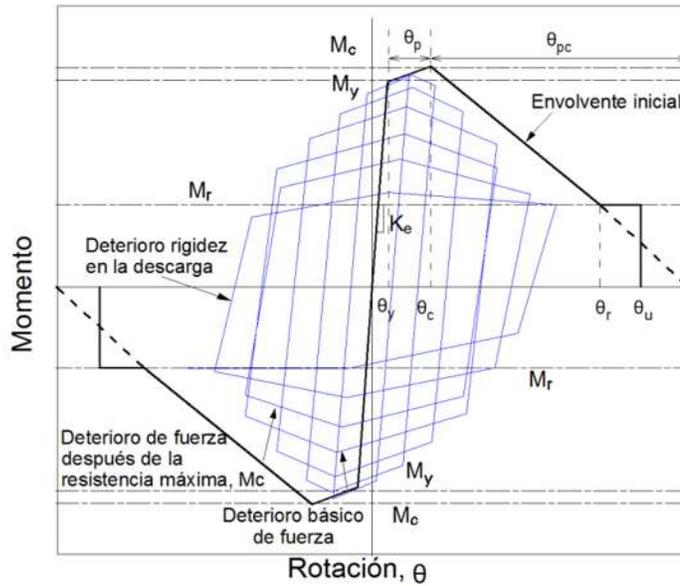
En la Figura 2.3 se ilustra, de forma esquemática, el modelo M1 modelado con el software *OpenSees*. En la figura se muestra el marco resistente a momento y una cruzía adicional para considerar los efectos P-Delta. Esta cruzía cuenta con elementos rígidos y conexiones articuladas en sus extremos. En el marco resistente a momento se observa que el comportamiento no lineal de las vigas se concentra en la sección reducida, mientras que en las columnas se concentra en sus extremos. Asimismo, este modelo toma en cuenta la flexibilidad de la conexión viga-columna.



**Figura 2.3** Modelación del modelo M1.

El comportamiento no lineal de los elementos es capturado con el modelo histerético Modificado de Ibarra-Krawinkler (MIK) (Lignos y Krawinkler, 2011), el cual considera el deterioro de rigidez y resistencia en el intervalo no lineal. El deterioro de rigidez como de resistencia se incrementan conforme se incrementa la energía acumulada en cada ciclo histerético. Este modelo considera una envolvente trilineal momento-rotación,  $M-\theta$ , definida por tres pendientes: la pendiente elástica, la pendiente de post-fluencia y la pendiente después de alcanzar la resistencia máxima,  $M_c$ . En la Figura 2.4 se ilustra el comportamiento histerético del modelo MIK y los parámetros que toma en cuenta. Los parámetros necesarios para modelar el comportamiento histerético MIK son: el momento de fluencia,  $M_y$ , la relación entre el momento máximo y el momento de fluencia,  $M_c/M_y$ , la relación entre el momento residual y el momento de fluencia,  $M_r/M_y$ , la rotación plástica,  $\theta_p$ , la rotación post-fluencia,  $\theta_{pc}$ , la rotación última,  $\theta_u$ , y el parámetro que define el rango de deterioro cíclico,  $\lambda$ . Las ecuaciones utilizadas para determinar los parámetros  $\theta_p$ ,  $\theta_{pc}$  y  $\lambda$ , se encuentran en el Apéndice A. Una descripción detallada de los parámetros y los valores que adopta cada parámetro puede encontrarse en Lignos (2008), así como en Lignos y Krawinkler (2011).

**Comentario [JRG1]:** Este apéndice no se menciona en la Organización de la tesis, del Capítulo 1.



**Figura 2.4** Modelo histerético Modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler incorporado en la plataforma computacional *OpenSees* (McKenna et al., 2006).

En las Tablas 2.1 y 2.2 se indican los valores de los parámetros del modelo MIK necesarios para simular el comportamiento histerético correspondiente a las columnas y vigas del modelo M1, respectivamente.

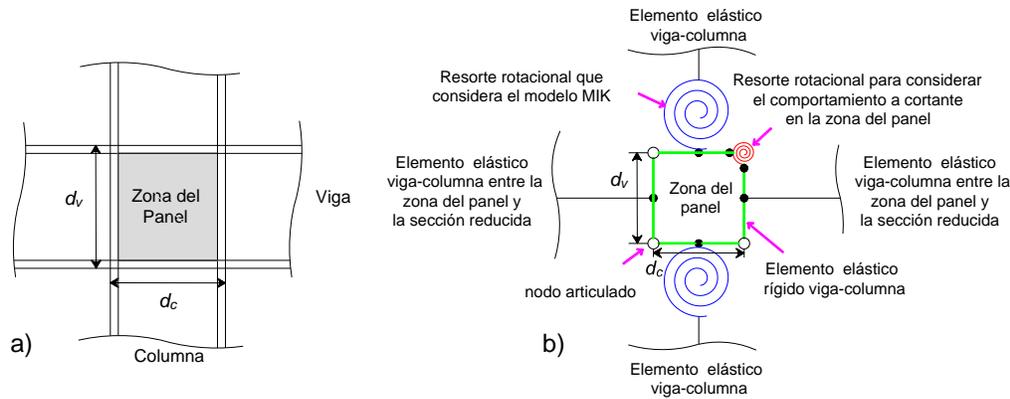
**Tabla 2.1** Valores de los parámetros del modelo MIK para simular el comportamiento histerético de las columnas del modelo M1.

Nivel	Sección	$M_y$ (ton-m)	$M_c/M_y$	$M_r/M_y$	$\theta_p$ (rad)	$\theta_{pc}$ (rad)	$\theta_u$ (rad)	$\lambda$
1	W24x131	234.5	1.05	0.4	0.025	0.30	0.06	1.5
2	W24x131	234.5	1.05	0.4	0.025	0.30	0.06	1.5
3	W24x76	126.7	1.05	0.4	0.025	0.35	0.06	1.5
4	W24x76	126.7	1.05	0.4	0.025	0.35	0.06	1.5

**Tabla 2.2** Valores de los parámetros del modelo MIK para simular el comportamiento histerético de las vigas del modelo M1.

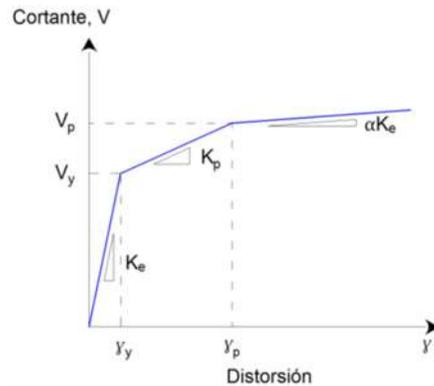
Nivel	Sección	$M_y$ (ton-m)	$M_c/M_y$	$M_r/M_y$	$\theta_p$ (rad)	$\theta_{pc}$ (rad)	$\theta_u$ (rad)	$\lambda$
1	W27x102	145.0	1.05	0.4	0.200	0.16	0.06	1.5
2	W27x102	145.0	1.05	0.4	0.200	0.16	0.06	1.5
3	W21x93	104.9	1.05	0.4	0.025	0.19	0.06	1.9
4	W21x93	104.9	1.05	0.4	0.025	0.19	0.06	1.9

En el modelo M1 se consideró la flexibilidad que tienen las conexiones viga-columna (caracterizadas por la zona del panel) mediante el modelo analítico descrito en Gupta y Krawinkler (1999). Este modelo emplea elementos elásticos rígidos viga-columna unidos con articulaciones para formar un paralelogramo cuyas dimensiones las define el peralte de la viga,  $d_v$ , y el peralte de la columna,  $d_c$ , como se ilustra en la Figura 2.5. La resistencia a cortante y la rigidez de la zona del panel pueden ser considerados mediante un resorte rotacional colocado en cualquier esquina del paralelogramo. El modelo histerético fuerza cortante-distorsión,  $V$ - $\gamma$ , se simulan con el modelo trilineal propuesto por Krawinkler (1978).



**Figura 2.5** Detalle del modelado de la conexión viga-columna: a) dimensiones de la zona del panel, y b) modelación en *OpenSees*.

En la Figura 2.6 se ilustra la envolvente trilineal del modelo histerético propuesto por Krawinkler (1978), el cual se caracteriza por tres pendientes: 1)  $K_e$  representa el comportamiento elástico de la conexión; 2)  $K_p$  es el intervalo en donde inicia la fluencia de la conexión, y 3) cuando la conexión se encuentra completamente plastificada.



**Figura 2.6** Modelo histérico propuesto por Krawinkler (1978) para la zona del panel.

Los parámetros que definen el modelo de la zona del panel son:  $V_y$  es el cortante de fluencia;  $V_p$  es el cortante plástico;  $\gamma_y$  es la distorsión de fluencia;  $\gamma_p$  es la distorsión plástica;  $K_e$  es la rigidez elástica;  $K_p$  es la rigidez después de la fluencia, y  $\alpha$  es un factor que representa la relación entre la rigidez de la zona de endurecimiento por deformación y la rigidez elástica. Estos parámetros se determinan con las ecuaciones del Apéndice A.

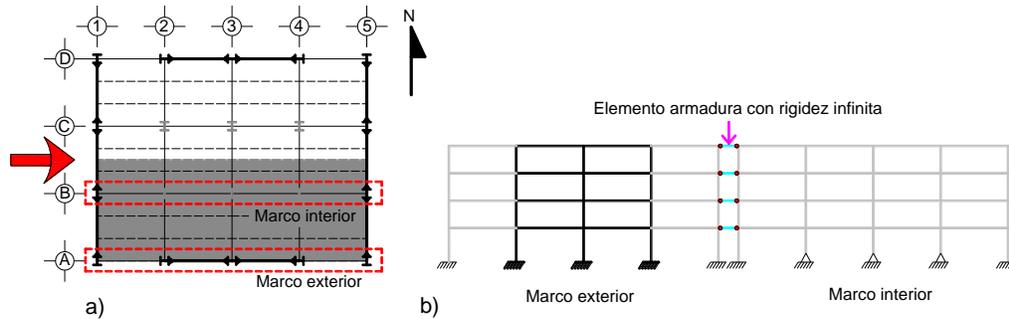
En los análisis dinámicos no lineales del modelo M1 se empleó el método de Newmark con un paso de tiempo igual 0.001 seg para tener una mejor aproximación en la respuesta. Para fines de convergencia se utilizaron, sucesivamente, los algoritmos de Newton, Newton modificado, Broyden y Krylov-Newton afín de encontrar la solución en cada instante de tiempo. En el modelo se consideró un amortiguamiento de Rayleigh igual a 5% asociado a cada uno de los tres primeros modos de vibración.

### 2.3.2 Modelo M2

Debe recordarse que un edificio cuenta con diversas fuentes que proporcionan rigidez y resistencia lateral que no necesariamente se consideran en el modelado tradicional de edificios para su análisis. Por ello, en esta investigación se desarrolló un modelo analítico adicional con el propósito de incluir algunas fuentes de sobre-resistencia y rigidez que no fueron incorporadas en el modelo M1, el cual se le denominó modelo M2.

Las fuentes de sobre-resistencia y rigidez adicionales incluidas en el modelo M2 son la contribución de la losa y la incorporación de un marco interior. En la Figura 2.7 se ilustra el marco exterior y el marco interior del edificio en estudio (dirección Este-Oeste). Para simular el acoplamiento de ambos marcos, se supuso que el sistema de piso proporciona un diafragma rígido. De esta manera, los marcos se ligaron, en cada nivel, por medio de

elementos armaduras con una rigidez axial muy grande, como se muestra en la Figura 2.7b.



**Figura 2.7** Marcos interior y exterior (dirección Este-Oeste) considerado para el modelo M2: a) vista en planta, y b) acoplamiento de los marcos vista en elevación.

En la Figura 2.8 se muestra, de forma esquemática, la modelación del modelo M2 en *OpenSees* ((McKenna et al., 2006). En la figura se observa que el marco exterior está compuesto por el marco resistente a momento del modelo M1, al cual se le añaden dos crujeías exteriores que se diseñan para transmitir cargas de gravedad. Cabe notar que las vigas de las crujeías exteriores en el marco exterior y las vigas del marco interior cuentan con conexiones simples (es decir, conexiones a cortante) viga-columna.

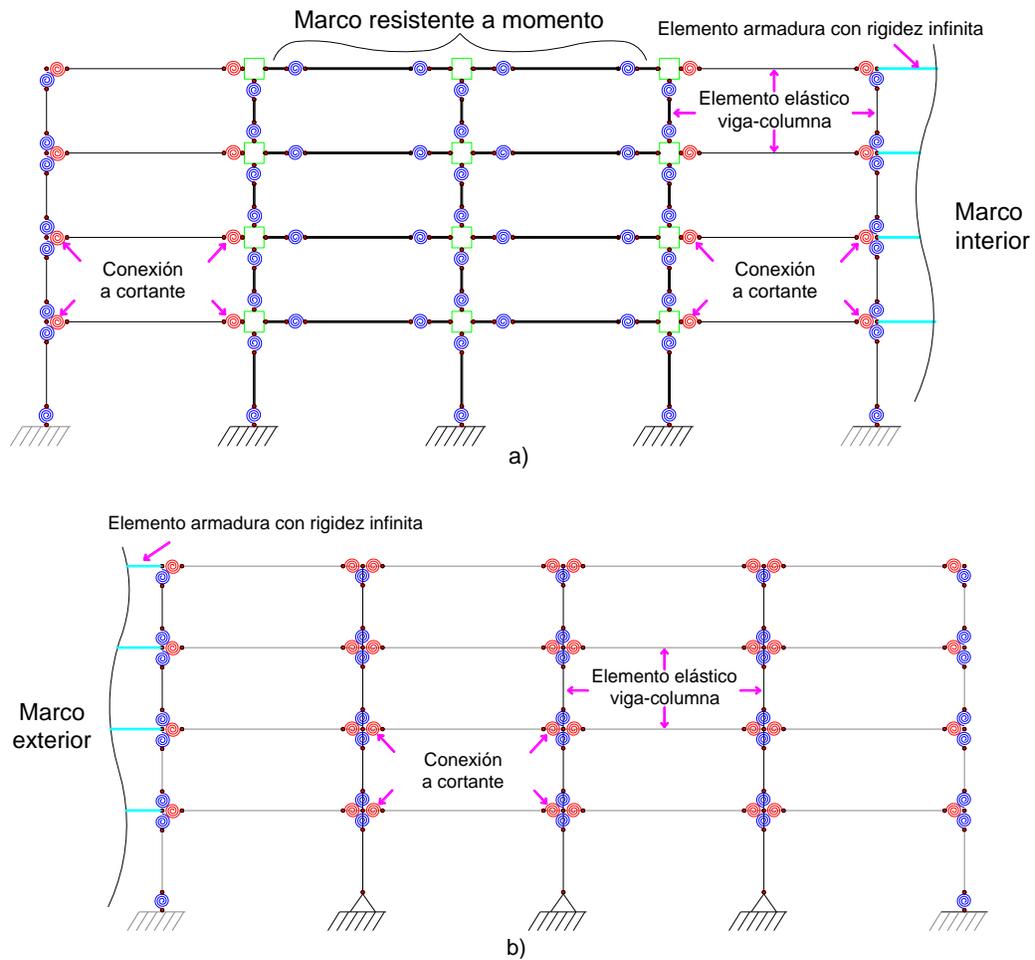


Figura 2.8 Modelación en *OpenSees* del modelo M2: a) marco exterior, y b) marco interior.

Dado que en la plataforma computacional *OpenSees* no se puede simular explícitamente la interacción carga axial-momento flexionante en las columnas cuando se considera plasticidad concentrada, se utilizó el criterio empleado en Zareian y Kanvinde (2013) para simular este efecto de forma aproximada. El procedimiento consiste en realizar un análisis estático no lineal (AENL) para obtener la carga axial en las columnas bajo la combinación de las cargas gravitacionales y cargas laterales, la cual se obtiene con la Ecuación 2.1:

$$P_{axial} = P_{gravedad} + 0.5 P_{lateral}^{max} \quad (2.1)$$

donde  $P_{gravidad}$  es la carga axial que actúa en la columna bajo cargas gravitacionales;  $P_{lateral}^{máx}$  es la carga axial máxima que actúa en la columna obtenida a partir de la curva de capacidad del edificio. Para tal fin, el AENL se desarrolla hasta que la curva de capacidad del edificio alcance una distorsión de azotea objetivo igual a 5%. Una vez determinada la carga axial de la columna,  $P_{axial}$ , se obtiene el momento requerido en la sección,  $M_r$ , basado en las ecuaciones apropiadas de interacción (AISC, 2010).

Como la relación  $P_r / P_c$  es menor que 0.2 para todas las columnas, el  $M_r$  se determinó a partir de la Ecuación 2.2, la cual se muestra a continuación:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (2.2)$$

Dado que los análisis realizados son en 2D, la Ecuación 2.2 puede simplificarse de la siguiente manera:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) \leq 1.0 \quad (2.3)$$

donde  $M_c$  es la resistencia a momento de la sección (ya sea en el sentido x o en el sentido y);  $P_r$  es la carga axial requerida en la columna ( $P_{axial}$ );  $P_c$  es la resistencia a compresión. Para determinar  $P_c$  se utilizó la siguiente ecuación:

$$P_c = F_{cr} A_g \phi_c \quad (2.4)$$

Como la relación de esbeltez de las columnas cumplen con el siguiente criterio:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.5)$$

Entonces, los valores de  $F_{cr}$  se calculan como:

$$F_{cr} = \left( 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (2.6)$$

donde  $\phi_c$  es el factor de reducción igual a 0.9;  $A_g$  es el área bruta del elemento;  $K$  es el factor de longitud efectiva del elemento;  $r$  es el radio de giro;  $E$  es el módulo de elasticidad del acero;  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero;  $F_{cr}$  es el esfuerzo crítico de pandeo, y  $L$  es la longitud no arriostrada lateral del miembro.

Para determinar el  $M_c$  se utilizó la siguiente ecuación:

$$M_{cx} = M_n \phi_c \tag{2.7}$$

dado que la longitud de arriostramiento de los elementos cumplen con  $L_p < L_b < L_r$ , el momento nominal,  $M_n$ , se calculó como

$$M_n = C_b \left( M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p \tag{2.8}$$

**Comentario [JRG2]:** Julio: en la parte superior se indica que se busca  $M_r$ , dado el nivel de carga axial, y tu procedimiento termina en  $M_n$ ...entonces?  $M_r = M_n$ ...indicarlo!

**Comentario [WU3]:**

donde  $L_b$  es la longitud libre entre secciones soportadas lateralmente;  $L_p$  es la longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de fluencia;  $L_r$  es la longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico;  $C_b$  es el factor de modificación de pandeo lateral-torsional, y  $S_x$  es el módulo elástico de la sección tomado en torno al eje  $x$ .

Finalmente, de la Ecuación 2.3 se despeja  $M_{rx}$ :

$$M_{rx} = \left( 1 - \frac{P_r}{2P_c} \right) M_{cx} \tag{2.9}$$

De esta manera, siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, en las Tablas 2.4 y 2.5 se presentan los valores de los parámetros empleados en la modelación histerética de las columnas de los marcos resistentes a momento y de gravedad, respectivamente. En las tablas se muestra que el  $M_y$  de las columnas es reducido para considerar, de forma aproximada, la interacción carga axial-momento.

**Tabla 2.3** Parámetros correspondientes al modelo histerético de las columnas del marco resistente a momento.

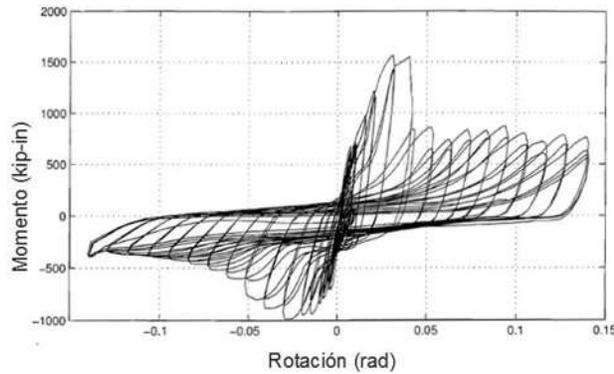
Nivel	Sección	$M_y$ (t-m)	$M_y$ (reducido) (t-m)	$M_c/M_y$	$M_r/M_y$	$\theta_p$ (rad)	$\theta_{pc}$ (rad)	$\theta_u$ (rad)	$\lambda$
1	W24x131	234.5	215.7	1.05	0.4	0.025	0.30	0.06	1.5
2	W24x131	234.5	220.4	1.05	0.4	0.025	0.30	0.06	1.5
3	W24x76	126.7	119.1	1.05	0.4	0.025	0.35	0.06	1.5
4	W24x76	126.7	122.9	1.05	0.4	0.025	0.35	0.06	1.5

**Tabla 2.4** Parámetros correspondientes al modelo hysterético de las columnas de gravedad.

Nivel	Sección	$M_y$ (t-m)	$M_y$ (reducido) (t-m)	$M_c/M_y$	$M_t/M_y$	$\theta_p$ (rad)	$\theta_{pc}$ (rad)	$\theta_u$ (rad)	$\lambda$
1	W14x74	25.71	20.6	1.05	0.4	0.064	0.225	0.06	2.2
2	W14x74	25.71	22.1	1.05	0.4	0.064	0.225	0.06	2.2
3	W14x43	10.94	9.1	1.05	0.4	0.057	0.163	0.06	1.2
4	W14x43	10.94	10.0	1.05	0.4	0.057	0.163	0.06	1.2

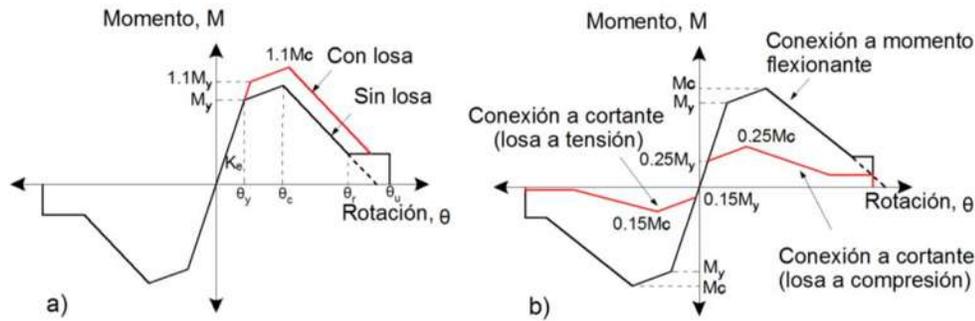
Debe reconocerse que el sistema de piso aporta tanto rigidez como resistencia adicional en las vigas, tanto principales (con conexión a momento) como de gravedad (con conexión a cortante). Desafortunadamente, en la literatura existen pocos estudios experimentales que consideran el efecto de la interacción de la losa con las vigas ante cargas cíclicas reversibles del tipo sísmico. Por ello, en esta investigación se utilizaron los resultados experimentales de Ricles et al. (2004) para considerar, de forma aproximada, esta interacción. De esta manera, se consideró que las vigas con conexiones a momento incrementan un 10% su resistencia máxima cuando la losa se encuentra a compresión, mientras que no aporta resistencia adicional cuando la losa trabaja a tensión. Lo anterior puede atribuirse a que la resistencia a tensión del concreto es relativamente baja comparada con la resistencia a compresión.

En la práctica americana, las conexiones a cortante comúnmente se modelan como articulaciones (es decir, la conexión no tiene capacidad a flexión). Sin embargo, Liu y Astanteh-Asl (2000) observaron que las conexiones simples, con y sin la contribución de la losa, sí exhiben capacidad a momento flexionante, la cual no debe despreciarse. Por ejemplo, en la Figura 2.9 se ilustra la respuesta de una conexión a cortante considerando la contribución de la losa. Considerando los resultados obtenidos por Liu y Astanteh-Asl (2000), en el modelo M2 se consideró, de forma aproximada, que las conexiones a cortante tienen un 25% de su capacidad máxima a flexión de la sección,  $M_c$ , cuando la losa trabaja en compresión, mientras que su capacidad a flexión disminuye a un 15% de  $M_c$  cuando la losa se encuentra en tensión.



**Figura 2.9** Respuesta cíclica de una conexión a cortante considerando la influencia de la losa (adaptada de Liu et al., 2000).

En la Figura 2.10a y 2.10b se ilustran las envolventes M- $\theta$  del modelo MIK para simular el comportamiento histerético de las vigas con conexión a momento y con conexión a cortante, respectivamente, incluyendo la contribución de la losa.



**Figura 2.10** Envolventes de los ciclos histeréticos: a) conexión a momento, y b) conexión a cortante.

En las Tablas 2.6-2.7 se indican los parámetros necesarios para modelar el comportamiento no lineal de los elementos del modelo M2 utilizando el modelo histerético MIK. Cabe notar que el  $M_y$  de las vigas del marco resistente a momento se incrementa un 10% en un sentido por la contribución de la losa, mientras que las vigas con conexión a cortante exhiben un porcentaje bajo de resistencia a flexión ( $M_y^*$ ), como se muestra en la Tabla 2.7.

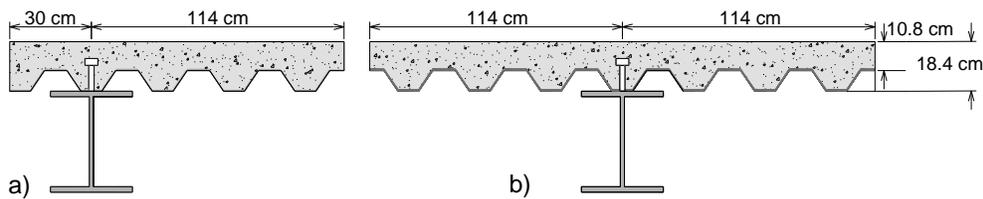
**Tabla 2.5** Parámetros correspondientes al modelo histerético de las vigas con conexión a momento.

Nivel	Sección	$M_y$	$M_y$ con losa		$M_x/M_y$		$M_t/M_y$		$\theta_p$		$\theta_{pc}$	$\theta_u$	$\lambda$
		(t-m)	P (t-m)	N (t-m)	P	N	P	N	P	N			
1	W27x102	145.0	159.5	145.0	3.33	2.5	0.2	0.13	0.03	0.02	0.15	0.07	1.5
2	W27x102	145.0	159.5	145.0	3.33	2.5	0.2	0.13	0.03	0.02	0.15	0.07	1.5
3	W21x93	104.9	115.4	104.9	3.33	2.5	0.2	0.13	0.03	0.02	0.15	0.07	1.9
4	W21x93	104.9	115.4	104.9	3.33	2.5	0.2	0.13	0.03	0.02	0.15	0.07	1.9

**Tabla 2.6** Parámetros correspondiente al modelo histerético de las vigas con conexión a cortante.

Nivel	Sección	$M_y$	$M_y^*$		$M_x/M_y$		$M_t/M_y$		$\theta_p$		$\theta_{pc}$	$\theta_u$	$\lambda$
		(t-m)	P (t-m)	N (t-m)	P	N	P	N	P	N			
1	W27x102	193.3	23.2	19.3	3.33	2.5	0.2	0.13	0.03	0.02	0.15	0.07	1.5
2	W27x102	193.3	23.2	19.3	3.33	2.5	0.2	0.13	0.03	0.02	0.15	0.07	1.5
3	W21x93	140.1	16.8	14.0	3.33	2.5	0.2	0.13	0.03	0.02	0.15	0.07	1.9
4	W21x93	140.1	16.8	14.0	3.33	2.5	0.2	0.13	0.03	0.02	0.15	0.07	1.9

Respecto a la rigidez adicional que aporta el sistema de piso, es necesario considerar el ancho efectivo de la losa. En la Figura 2.11 se ilustra el ancho efectivo de la losa en las vigas del marco exterior y el marco interior. El ancho efectivo de la losa a cada lado de la viga se determinó con base en las especificaciones AISC (2010), el cual no debe exceder de: un octavo del claro de la viga; la mitad de la distancia del eje de la viga adyacente, o la distancia al borde de la losa. Con base a la geometría ilustrada en las figuras, se calculó el momento de inercia de la sección compuesta. En la Tabla 2.3 se indican los momentos de inercia,  $I_x$ , para las vigas del marco interior y el marco exterior, con y sin la contribución de la losa.



**Figura 2.11** Ancho efectivo de la losa: a) viga exterior, y b) viga interior.

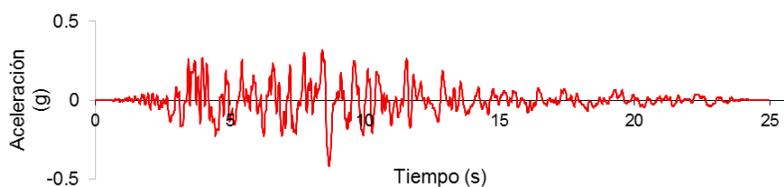
**Tabla 2.7** Momentos de inercia,  $I_x$ , para las vigas del marco exterior y el marco interior.

Nivel	Sección	$I_x$ sin losa		$I_x$ con losa	
		Exterior (cm <sup>4</sup> )	Interior (cm <sup>4</sup> )	Exterior (cm <sup>4</sup> )	Interior (cm <sup>4</sup> )
1	27x102	121302	150675	179749	279559
2	27x102	121302	150675	179749	279559
3	21x93	53669	86160	111170	172973
4	21x93	53669	86160	111170	172973

Cabe añadir que al incluir las fuentes de sobre-resistencia y rigidez antes mencionadas en el modelo M2, el modelo se vuelve más rígido y su el periodo fundamental disminuye a 1.06 segundos, mientras que el modelo M1 es de 1.28 segundos.

## 2.4 CALIBRACIÓN DEL MODELO M1

El edificio en estudio sirvió como prototipo para construir un modelo a escala 1:8, el cual fue ensayado en la mesa vibradora de la Universidad Estatal de New York en Buffalo (Lignos, 2008; Lignos y Krawinkler, 2011). El modelo fue sometido ante la excitación registrada en la estación Canoga Park, durante el sismo de Northridge de 1994 (ver Figura 2.11). Cabe notar que representar a la excitación registrada en la estación Canoga Park fue necesario aplicar la leyes de modelado, la cual consistió en escalar el tiempo de la excitación por un factor igual a  $1/\sqrt{8}$ . Asimismo, para obtener la respuesta de desplazamiento del prototipo del edificio fue necesario escalar la respuesta en el tiempo del modelo a escala por un factor igual a  $\sqrt{8}$  y en amplitud con un factor igual a 8. La prueba consistió en someter al modelo ante la excitación escalada, en amplitud, a diferentes intensidades (es decir, empleando los factores de escala de 0.4, 1.0, 1.5 y 1.9). Estos niveles de intensidad corresponden al nivel de servicio del edificio (NS), nivel de diseño sísmico (NDS), nivel de un sismo de intensidades máximas (NSM) y un nivel de colapso (NC) del edificio.



**Figura 2.12** Excitación registrada en la estación Canoga Park, durante el sismo de Northridge de 1994.

Para validar los resultados de este estudio, en la Figura 2.12 se comparan las historias de desplazamiento de azotea obtenidas del prototipo del edificio y del modelo analítico M1 ante una secuencia sísmica. La secuencia sísmica está formada por la misma excitación (excitación registrada en la estación Canoga Park) escalada por un factor de 1.0 y 1.5. Como se puede observar en la figura, el modelo analítico reproduce adecuadamente el desplazamiento máximo y residual de azotea de la respuesta experimental. Asimismo, en la Figura 2.13 se ilustra la distribución en la altura de las distorsiones residuales de entrepiso al final de la excitación y las distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a las intensidades NDS y NSM. De esta manera, se puede concluir que las estrategias de modelado incorporadas al modelo analítico (por ejemplo, la incorporación de un modelo histérico sofisticado y la flexibilidad de la conexión) fueron adecuadas para aproximar la respuesta analítica con la experimental.

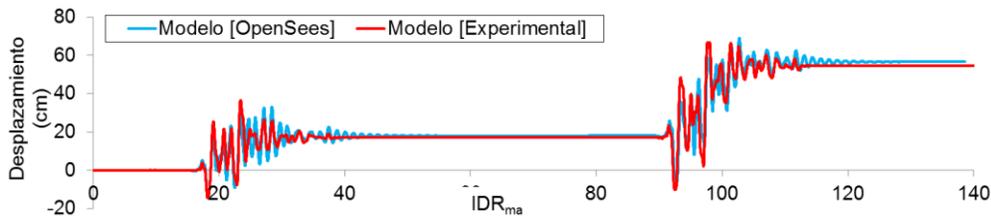


Figura 2.13 Historia de desplazamiento ante la excitación Canoga Park.

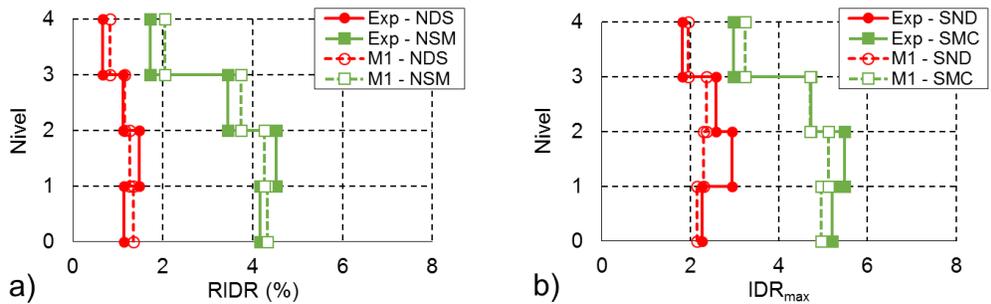


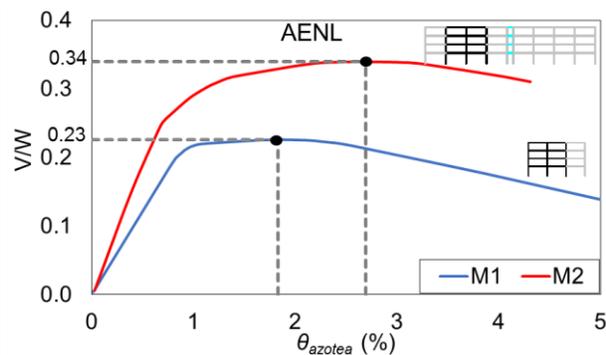
Figura 2.14 Distorsiones de entrepiso ante la excitación Canoga Park: a) RIDR, y b) IDRmax.

## 2.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal es un método que consiste en aplicar cargas laterales en cada nivel de un edificio, las cuales se van incrementando hasta alcanzar un desplazamiento de azotea objetivo en el edificio. En este estudio, se consideró una distribución triangular invertida de cargas laterales obtenida a partir de las fuerzas

sísmicas del método estático. De esta manera, se obtiene la curva de capacidad del edificio en función de la distorsión de azotea y un coeficiente de resistencia ( $V/W$ ).

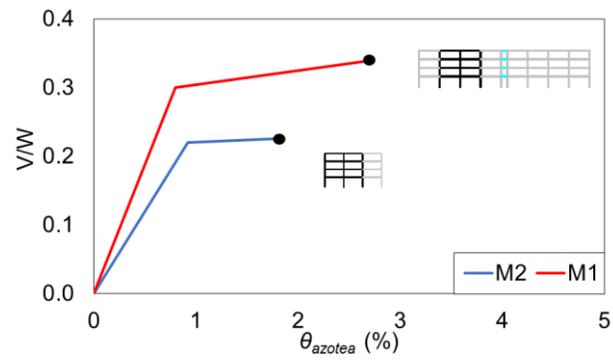
En la Figura 2.14 se presenta la curva de capacidad obtenida con un análisis estático no lineal de los modelos M1 y M2. En las curvas se observa que la rigidez inicial de cada modelo es distinta y, por consiguiente, tienen distinto periodo fundamental. Asimismo, se observa que los elementos del modelo M2 empiezan a fluir para distorsiones de azotea menores que el modelo M1. Por ejemplo, el modelo M1 se comporta elásticamente hasta una distorsión de azotea de 0.82%, mientras que en el modelo M2 se comporta elásticamente hasta una distorsión de azotea igual a 0.7%. Cabe notar que el modelo M2 incrementó su coeficiente de resistencia ( $V/W$ ) en un 48% con respecto al modelo M1. Asimismo, se puede apreciar que la resistencia del modelo M2 se presenta a una distorsión de azotea mayor que la del modelo M1. Una vez que los modelos alcanzan su resistencia, ambos exhiben deterioro de resistencia caracterizado por una pendiente negativa. Sin embargo, el modelo M1 presenta una pendiente mayor que la del modelo M2



**Figura 2.15** Curvas de capacidad de los modelos analíticos.

En la Figura 2.16 se ilustra las curvas envolvente bilineal idealizada, obtenida con un criterio de igual energía, de las curvas de capacidad de los modelos analíticos. En las figuras se observa que las fuentes de sobre-resistencia incluidas en el modelo M2 incrementan significativamente la resistencia y rigidez lateral del edificio en el comportamiento elástico y posterior a la fluencia. En particular, el modelo M2 exhibe una

rigidez de post-fluencia del 5.6%, mientras que el modelo M1 tiene una rigidez de post-fluencia del 2.8%.



**Figura 2.16** Curva envolvente bilineal idealizada de los modelos analíticos.

## CAPÍTULO

## 3

## 3 SELECCIÓN DE SECUENCIAS SÍSMICAS

---

### 3.1 INTRODUCCIÓN

Idealmente, la evaluación de las demandas sísmicas que actúan sobre una estructura requiere de la disponibilidad de acelerogramas (es decir, historias de aceleración del terreno) que representen el peligro sísmico de la región donde se encuentra ubicada la estructura. En particular, el conjunto de acelerogramas debe presentar las características de intensidad (amplitud), contenido de frecuencia y duración que sean compatibles con escenarios sísmicos especificados. Más aún, si se desea evaluar la respuesta de estructuras ante secuencias sísmicas evento principal-réplicas, es necesario que las historias de aceleración de las réplicas también representen el peligro sísmico de la región.

Este capítulo tiene como objetivo presentar la metodología empleada para generar dos grupos de secuencias sísmicas artificiales, cuyos conjuntos de réplicas tienen diferente peligro sísmico. Asimismo se describen dos conjuntos de secuencias sísmicas reales registradas en California (EU).

## 3.2 SECUENCIAS SÍSMICAS INCLUIDAS EN EL GRUPO UNO

### 3.2.1 Acelerogramas

En esta investigación, se consideraron dos conjuntos de secuencias sísmicas artificiales evento principal-réplica, cuya intensidad de las réplicas representa, en conjunto, dos niveles de peligro sísmico. Cada conjunto de secuencias sísmicas artificiales se generó a partir de un conjunto de registros sísmicos (acelerogramas), representativos de eventos principales, empleando la metodología descrita en Li y Ellingwood (2007).

Así, en este estudio, al igual que en el de Li y Ellingwood (2007), se consideraron dos conjuntos de registros sísmicos (acelerogramas) empleados durante el proyecto *FEMA/SAC Steel Project* (Somerville et al., 1997), los cuales representan, en conjunto, dos niveles de peligro sísmico característico de la zona de Los Ángeles, California.

El primer conjunto incluye 20 registros y representan un peligro sísmico de 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, denominado C10-50; mientras que el segundo conjunto incluye 10 registros y representan un peligro sísmico de 2% de probabilidad de excedencia en 50 años, denominado C2-50. Los espectros de respuesta de aceleración derivados de los conjuntos C10-50 y C2-50 pueden considerarse como los espectros de diseño y máximo esperado, respectivamente, para la zona de Los Ángeles, California. Las excitaciones sísmicas incluidas en ambos conjuntos son representativas de excitaciones registradas en terreno firme. En la Figura 3.1 se ilustran los espectros de respuesta de aceleraciones,  $S_a$ , de cada excitación incluida en los conjuntos C10-50 y C2-50. En la misma figura también se indica la mediana de cada conjunto. Se puede observar que la mediana de  $S_a$  del conjunto C10-50 es menor que la del conjunto C2-50. Por ejemplo, la aceleración espectral máxima obtenida con el conjunto C10-50 es de 1.35g (donde g es la aceleración de la gravedad), mientras que para el conjunto C2-50 es de 2.16g. Asimismo, en las Tablas 3.1 y 3.2 se indican los registros correspondientes a cada peligro sísmico, así como las características de cada registro.

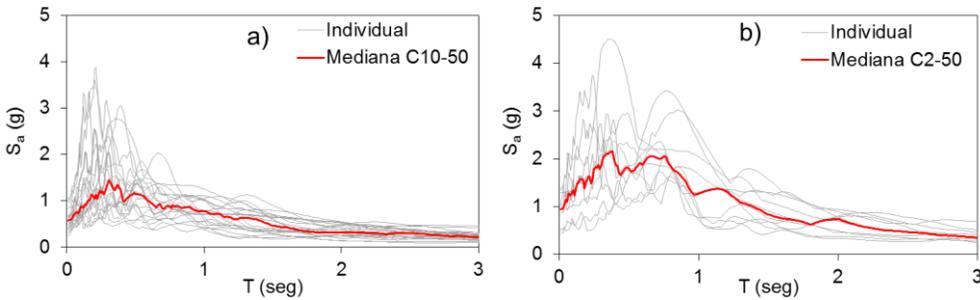


Figura 3.1 Espectros de respuesta de aceleraciones correspondiente al conjunto de registros empleados para generar secuencias sísmicas artificiales: a) C10-50, y b) C2-50.

Tabla 3.1 Características de los registros incluidos en el conjunto C10-50.

SAC Nombre	Registro	Estación	Año	Magnitud	Distancia (km)	Factor de Escala	Número de Puntos	DT (s)	Duración (s)	AMT (cm/s <sup>2</sup> )
LA01	Imperial Valley	El Centro	1940	6.9	10.0	2.01	2674	0.02	39.380	452.03
LA02	Imperial Valley	El Centro	1940	6.9	10.0	2.01	2674	0.02	39.380	662.88
LA03	Imperial Valley	Array #05	1979	6.5	4.1	1.01	3939	0.01	39.380	386.04
LA04	Imperial Valley	Array #05	1979	6.5	4.1	1.01	3939	0.01	39.380	478.65
LA05	Imperial Valley	Array #06	1979	6.5	1.2	0.84	3909	0.01	39.080	295.69
LA06	Imperial Valley	Array #06	1979	6.5	1.2	0.84	3909	0.01	39.080	230.08
LA07	Landers	Barstow	1992	7.3	36.0	3.2	4000	0.02	79.980	412.98
LA08	Landers	Barstow	1992	7.3	36.0	3.2	4000	0.02	79.980	417.49
LA09	Landers	Yermo	1992	7.3	25.0	2.17	4000	0.02	79.980	509.70
LA10	Landers	Yermo	1992	7.3	25.0	2.17	4000	0.02	79.980	353.35
LA11	Loma Prieta	Gilroy	1989	7.0	12.0	1.79	2000	0.02	39.980	652.49
LA12	Loma Prieta	Gilroy	1989	7.0	12.0	1.79	2000	0.02	39.980	950.93
LA13	Northridge	Newhall	1994	6.7	6.7	1.03	3000	0.02	59.980	664.93
LA14	Northridge	Newhall	1994	6.7	6.7	1.03	3000	0.02	59.980	644.49
LA15	Northridge	Rinaldi RS	1994	6.7	7.5	0.79	2990	0.005	14.945	523.30
LA16	Northridge	Rinaldi RS	1994	6.7	7.5	0.79	2990	0.005	14.945	568.58
LA17	Northridge	Sylmar	1994	6.7	6.4	0.99	3000	0.02	59.980	558.43
LA18	Northridge	Sylmar	1994	6.7	6.4	0.99	3000	0.02	59.980	801.44
LA19	North Palm Springs	-	1986	6.0	6.7	2.97	3000	0.02	59.980	999.43
LA20	North Palm Springs	-	1986	6.0	6.7	2.97	3000	0.02	59.980	967.61

Tabla 3.2 Características de los registros incluidos en el conjunto C2-50.

SAC Nombre	Registro	Año	Magnitud	Distancia (km)	Factor de Escala	Número de Puntos	DT (s)	Duración (s)	AMT (cm/s <sup>2</sup> )
LA21	Kobe	1995	6.9	3.4	1.15	3000	0.02	59.980	1258.00
LA22	Kobe	1995	6.9	3.4	1.15	3000	0.02	59.980	902.75
LA23	Loma Prieta	1989	7.0	3.5	0.82	2500	0.01	24.990	409.95
LA24	Loma Prieta	1989	7.0	3.5	0.82	2500	0.01	24.990	463.76
LA25	Northridge	1994	6.7	7.5	1.29	2990	0.005	14.945	851.62
LA26	Northridge	1994	6.7	7.5	1.29	2990	0.005	14.945	925.29
LA27	Northridge	1994	6.7	6.4	1.61	3000	0.02	59.980	908.70
LA28	Northridge	1994	6.7	6.4	1.61	3000	0.02	59.980	1304.10
LA29	Tabas	1974	7.4	1.2	1.08	2500	0.02	49.980	793.45
LA30	Tabas	1974	7.4	1.2	1.08	2500	0.02	49.980	972.58

**3.2.2 Generación de secuencias sísmicas**

Para generar las secuencias sísmicas artificiales a partir de los conjuntos C10-50 y C2-50 se empleó el criterio aleatorio propuesto en Li y Ellingwood (2007). El criterio considera un conjunto de excitaciones sísmicas que representan a las excitaciones del evento principal (por ejemplo, los 20 registros incluidos en el conjunto C10-50), y se emplean para generar las réplicas artificiales. Cabe notar que las combinaciones evento principal-réplica se generan de forma aleatoria sin que se repita la excitación utilizada en una misma combinación. En las Figuras 3.2 y 3.3 se muestra un esquema de las combinaciones de cada conjunto para generar secuencias sísmicas artificiales. Para identificar los registros que forman las secuencias, en la figura se indica el número de registro que corresponde al proyecto SAC. Por ejemplo, la combinación del evento principal (EP) con el número 1 y la réplica con el número 2 corresponden a la secuencia sísmica generada utilizando la combinación LA01 con LA02 de la Tabla 3.1. De esta manera, se generó un nuevo conjunto de 380 secuencias artificiales a partir del conjunto C10-50, denominado CMA15-50; mientras que se generó otro conjunto de 90 secuencias artificiales a partir del conjunto C2-50, denominado CMA3-50.

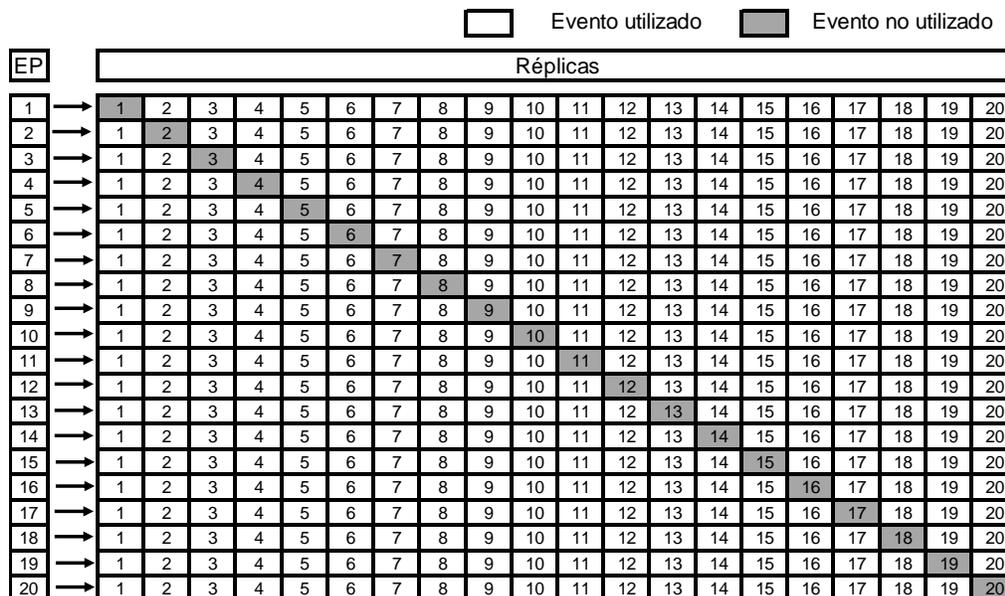
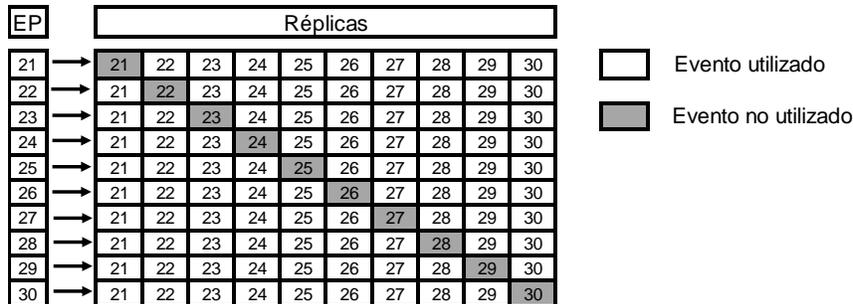
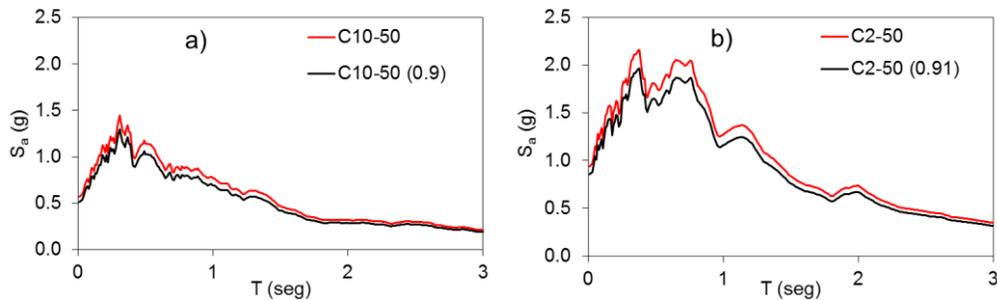


Figura 3.2 Esquema de las combinaciones de los eventos individuales para el conjunto C10-50.



**Figura 3.3** Esquema de las combinaciones de los eventos individuales para el conjunto C2-50.

Con la finalidad de representar un nivel de peligro sísmico específico en el conjunto de réplicas artificiales, Li y Ellingwood (2007) consideraron la relación que existe entre la magnitud de los eventos principales y la magnitud de las réplicas para determinar factores de escala apropiados para aplicar a cada conjunto de réplicas artificiales. Por ejemplo, propusieron que el conjunto de réplicas artificiales en el conjunto CMA3-50 se debe multiplicar por un factor de escala igual a 0.91 para representar, en conjunto, una probabilidad de excedencia del 3% en 50 años; mientras que las réplicas artificiales del conjunto CMA15-50 se deben multiplicar por un factor de escala igual a 0.9 para representar, en conjunto, una probabilidad de excedencia del 15% en 50 años. En la Figura 3.4 se ilustra la mediana de los espectros de respuesta de aceleraciones ( $S_a$ ) para los conjuntos C10-50 y C2-50, así como la mediana de  $S_a$  obtenida a partir del conjunto de réplicas artificiales ya afectadas por los factores de escala. Cabe notar que en esta investigación sólo se consideró el escenario sísmico más desfavorable derivado por Li y Ellingwood (2007). Sin embargo, en la Tabla 3.3 se reproducen niveles de peligro sísmico adicionales y sus respectivos factores de escala para las réplicas artificiales generadas a partir de los conjuntos C2-50 y C10-50.



**Figura 3.4** Mediana de los espectros de respuesta ( $S_a$ ) de los registros originales y escalados para cada conjunto: a) C10-50, y b) C2-50.

### 3.3 SECUENCIAS SÍSMICAS INCLUIDAS EN EL GRUPO DOS

#### 3.3.1 Secuencias sísmicas

El grupo dos incluye secuencias sísmicas reales registradas en estaciones acelerográficas ubicadas en California. En este grupo se distinguen dos subconjuntos que se caracterizan por su distancia epicentral. El primer conjunto cuenta con secuencias sísmicas de fuente cercana a la falla, mientras que el segundo cuenta con secuencias sísmicas de fuente lejana a la falla.

El conjunto de secuencias sísmicas de fuente cercana, con distancia epicentral menor a 15 km, incluye las dos componentes horizontales de las historias de aceleración registradas en 7 estaciones acelerográficas, resultando en un total 14 secuencias sísmicas. Estos registros, tanto los correspondientes al evento principal como a sus respectivas réplicas, se caracterizan por su contenido de frecuencia relativamente largo, con pocos pulsos de gran intensidad (evidentes en la historia de velocidad del terreno) y su corta duración (Ruiz-García y Negrete-Manríquez, 2011).

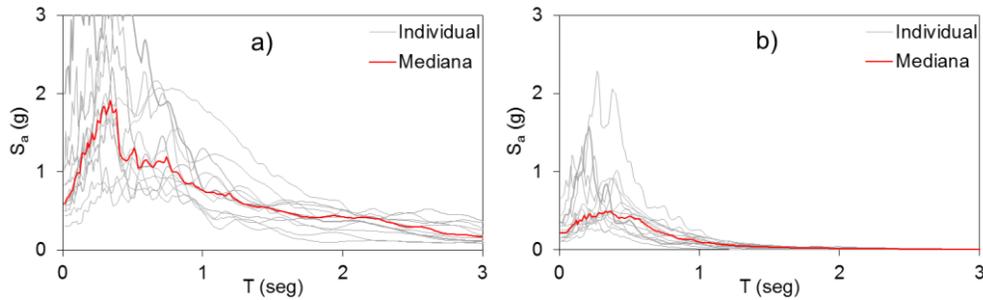
De manera similar, el conjunto de secuencias sísmicas de fuente lejana incluye las dos componentes horizontales en las historias de aceleración registradas en 15 estaciones, lo cual implica total 30 secuencias sísmicas. En las Tablas 3.3 y 3.4 se indican las secuencias sísmicas de fuente cercana y fuente lejana, respectivamente, así como las características de cada secuencia.

**Tabla 3.3** Características de las secuencias sísmicas de fuente cercana.

Nombre de la Secuencia	Nombre de la estación	Año	Día	HRMN	Magnitud	Nombre en el archivo PEER	AMT (cm/s <sup>2</sup> )	T <sub>g</sub> (s)
JEFP	Jensen Filter Plant	1994	0117	1231	6.7	NORTHR/JEN022.at2	559.6	2.94
			0320	2120	5.3	NORTHR/JEN292.at2	1004.0	1.09
						NORTH392/00BN22E.at2	208.1	0.60
						NORTH392/00BW22N.at2	250.4	0.42
JEFG	Jensen Filter Plant Generator	1994	0117	1231	6.7	NORTHR/0655-022.at2	559.6	2.94
			0320	2120	5.3	NORTHR/0655-292.at2	1003.7	1.04
						NORTH392/00GN22E.at2	154.1	0.43
						NORTH392/00GW22N.at2	297.3	0.42
NEWH	Newhall-Fire Station	1994	0117	1231	6.7	NORTHR/NWH090.at2	571.7	1.29
			0117	1241	5.2	NORTHR/NWH360.at2	578.3	1.27
						NORTH009/NEWHA090.at2	104.9	0.46
						NORTH009/NEWHA180.at2	201.5	0.63
PACO	Pacoima Kagel Canyon	1994	0117	1231	6.7	NORTHR/PKC090.at2	295.2	0.86
			0320	2120	5.3	NORTHR/PKC360.at2	424.3	0.65
						NORTH392/PACOI090.at2	149.1	0.31
						NORTH392/PACOI360.at2	223.5	0.68
RINA	Rinaldi Receiving Sta	1994	0117	1231	6.7	NORTHR/RRS228.at2	809.2	1.05
			0320	2120	5.3	NORTHR/RRS318.at2	477.1	2.34
						NORTH392/E-RRS228.at2	639.0	0.41
						NORTH392/E-RRS318.at2	421.9	0.40
SYLM	Sylmar-Converte Sta East	1994	0117	1231	6.7	NORTHR/SCE018.at2	812.2	0.83
			0320	2120	5.3	NORTHR/SCE288.at2	483.5	2.20
						NORTH392/E-SCE018.at2	154.8	0.88
						NORTH392/E-SCE288.at2	122.6	0.22
TARZ	Tarzana-Cedar Hill A	1994	0117	1231	6.7	NORTHR/TAR090.at2	1744.8	0.60
			0320	2120	5.3	NORTHR/TAR360.at2	971.1	0.74
						NORTH392/TARZA090.at2	365.4	0.22
						NORTH392/TARZA360.at2	302.6	0.25

PEER=Catálogo de Centro de Investigaciones en Ingeniería Sísmica del Pacífico

En la Figura 3.5 se ilustran los espectros de respuesta de aceleración correspondiente a los EPs y a las réplicas del subconjunto de secuencias sísmicas de fuente cercana. Asimismo, en la figura se observan la mediana de cada subconjunto. Cabe notar que los EPs inducirán en el edificio una mayor aceleración espectral que las réplicas. Por ejemplo, el modelo M1, considerando su periodo fundamental de 1.06 seg, se verá sometido a una aceleración espectral igual a 0.74g (726 cm/s<sup>2</sup>) cuando es sometido ante los EPs, mientras que ante las réplicas le corresponde una aceleración espectral de 0.09g (88.3 cm/s<sup>2</sup>).



**Figura 3.5** Espectros de respuesta de aceleraciones correspondiente al conjunto de registros de fuente cercana: a) EPs, y b) réplicas.

**Tabla 3.4** Características de las secuencias sísmicas de fuente lejana.

Nombre de la Secuencia	Nombre de la estación	Año	Día	HRMN	Magnitud	Nombre en el archivo PEER	AMT (cm/s <sup>2</sup> )	T <sub>g</sub> (s)
CA1	El Centro Array #1	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-E01140.at2	136.8	4.54
					6.5	IMPVALL/H-E01230.at2	131.8	2.04
			2319	5.0	IMPVALL/A-E01140.at2	78.5	0.44	
				5.0	IMPVALL/A-E01230.at2	28.0	0.31	
CA3	El Centro Array #3	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-E03140.at2	261.2	2.26
					6.5	IMPVALL/H-E03230.at2	216.8	4.58
			2319	5.0	IMPVALL/A-E03140.at2	175.7	0.48	
				5.0	IMPVALL/A-E03230.at2	110.6	0.46	
CA4	El Centro Array #4	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-E04140.at2	475.8	0.88
					6.5	IMPVALL/H-E04230.at2	353.0	3.67
			2319	5.0	IMPVALL/A-E04140.at2	256.4	0.37	
				5.0	IMPVALL/A-E04230.at2	153.5	0.41	
CA5	El Centro Array #5	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-E05140.at2	509.1	2.7
					6.5	IMPVALL/H-E05230.at2	371.2	3.46
			2319	5.0	IMPVALL/A-E05140.at2	233.3	0.45	
				5.0	IMPVALL/A-E05230.at2	234.2	0.5	
CA6	El Centro Array #6	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-E06140.at2	402.5	2.88
					6.5	IMPVALL/H-E06230.at2	430.5	3.34
			2319	5.0	IMPVALL/A-E06140.at2	185.7	0.41	
				5.0	IMPVALL/A-E06230.at2	359.1	0.71	
CA7	El Centro Array #7	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-E07140.at2	331.0	1.47
					6.5	IMPVALL/H-E07230.at2	454.0	3.3
			2319	5.0	IMPVALL/A-E07140.at2	129.2	0.38	
				5.0	IMPVALL/A-E07230.at2	188.0	0.38	
CA8	El Centro Array #8	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-E08140.at2	590.1	1.39
					6.5	IMPVALL/H-E08230.at2	445.2	4.2
			2319	5.0	IMPVALL/A-E08140.at2	117.7	0.54	
				5.0	IMPVALL/A-E08230.at2	142.0	0.53	
CA10	El Centro Array #10	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-E10050.at2	167.7	3.97
					6.5	IMPVALL/H-E10320.at2	219.2	1.51
			2319	5.0	IMPVALL/A-E10050.at2	65.1	0.43	
				5.0	IMPVALL/A-E10320.at2	36.0	0.46	
CA11	El Centro Array #11	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-E11140.at2	356.9	1.76
					6.5	IMPVALL/H-E11230.at2	372.2	0.74
			2319	5.0	IMPVALL/A-E11140.at2	121.9	0.67	
				5.0	IMPVALL/A-E11230.at2	169.3	0.39	

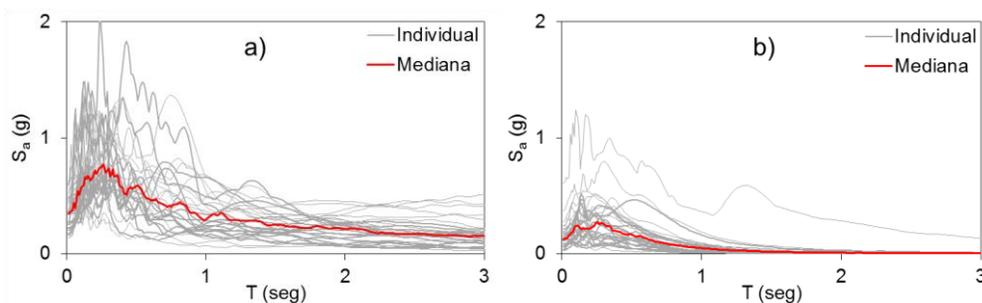
PEER=Catálogo de Centro de Investigaciones en Ingeniería Sísmica del Pacífico

**Tabla 3.4** (Continuación) Características de las secuencias sísmicas de fuente lejana.

Nombre de la Secuencia	Nombre de la estación	Año	Día	HRMN	Magnitud	Nombre en el archivo PEER	AMT (cm/s <sup>2</sup> )	T <sub>g</sub> (s)
CALEX	Calexico Fire Station	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-CXO225.at2	269.5	0.55
					6.5	IMPVALL/H-CXO315.at2	198.0	1.47
			2319	5.0	IMPVALL/A-CXO225.at2	113.9	0.56	
				5.0	IMPVALL/A-CXO315.at2	66.2	0.6	
CDA	Differential Array	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-EDA270.at2	345.3	2.67
					6.5	IMPVALL/H-EDA360.at2	470.5	1.4
			2319	5.0	IMPVALL/A-EDA270.at2	166.0	0.46	
				5.0	IMPVALL/A-EDA360.at2	132.4	0.35	
HOLT	Office	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-HVP225.at2	247.7	4.07
					6.5	IMPVALL/H-HVP315.at2	216.5	3.82
			2319	5.0	IMPVALL/A-HVP225.at2	124.1	0.48	
				5.0	IMPVALL/A-HVP315.at2	206.6	0.7	
BONDS	Bonds Corner	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-BCR140.at2	577.0	0.87
					6.5	IMPVALL/H-BCR230.at2	759.7	0.62
			2319	5.0	IMPVALL/A-BCR140.at2	82.7	0.54	
				5.0	IMPVALL/A-BCR230.at2	98.2	0.85	
BRAW	Brawley Airport	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-BRA225.at2	157.0	4.79
					6.5	IMPVALL/H-BRA315.at2	215.5	1.6
			2319	5.0	IMPVALL/A-BCR140.at2	33.0	0.66	
				5.0	IMPVALL/A-BCR230.at2	65.4	0.23	
DELTA	Delta	1979	1015	2316	6.5	IMPVALL/H-DLT262.at2	233.2	3.29
					6.5	IMPVALL/H-DLT352.at2	344.3	1.67
			2319	5.0	IMPVALL/A-DLT262.at2	57.8	0.34	
				5.0	IMPVALL/A-DLT352.at2	109.7	1.00	

PEER=Catálogo de Centro de Investigaciones en Ingeniería Sísmica del Pacífico

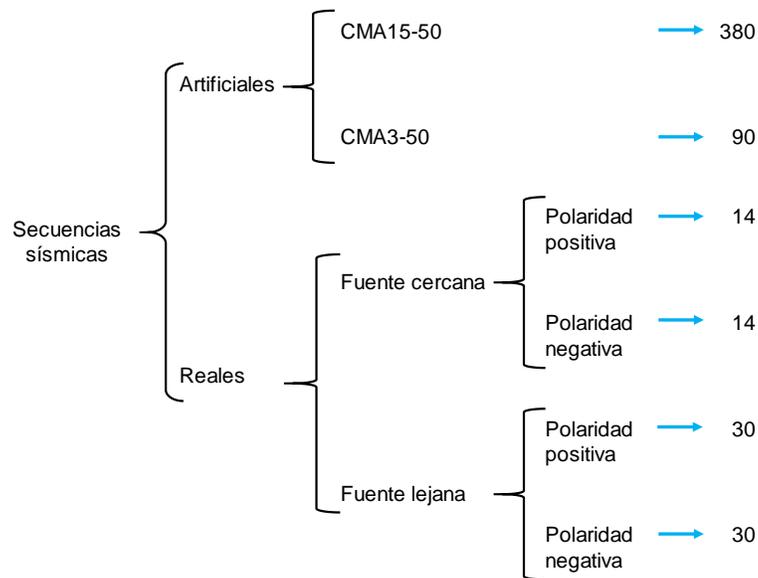
En la Figura 3.6 se presentan los espectros de aceleraciones de los EPs y réplicas incluidos en el subconjunto de secuencias sísmicas de fuente lejana. Como se observa en la figura, estos registros alcanzan menores aceleraciones espectrales que los registros de fuente cercana. Cabe notar que los espectros de ambos subconjuntos presentan una forma espectral similar.



**Figura 3.6** Espectros de respuesta de aceleraciones correspondiente al conjunto de registros de fuente lejana: a) EPs, y b) réplicas.

### 3.4 RESUMEN DE LAS SECUENCIAS SÍSMICAS EMPLEADAS EN ESTE ESTUDIO

En la Figura 3.7 se presentan las secuencias sísmicas utilizadas para llevar a cabo este estudio. En la figura se indican las 470 secuencias sísmicas artificiales generadas para representar el peligro sísmico de la zona de terreno firme en Los Ángeles, California; mientras que en el grupo dos se tienen 88 secuencias sísmicas reales que representan los subconjuntos de secuencias sísmicas de fuente cercana y fuente lejana. Originalmente se tenían 44 secuencias sísmicas reales; sin embargo, al cambiar la polaridad de las réplicas (esta consideración se explica ampliamente en la Sección 5.4.2), se incrementaron a 88.



**Figura 3.7** Resumen de las secuencias sísmicas empleadas en este estudio.

## CAPÍTULO

## 4

## 4 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DE EDIFICIOS DE ACERO ANTE RÉPLICAS CON DIFERENTE PELIGRO SÍSMICO

---

### 4.1 INTRODUCCIÓN

Las estructuras ubicadas en zonas sísmicas están expuestas ante secuencias sísmicas conformadas por sismos precursores-evento principal-réplicas. Por la cual, la réplica puede inducir demandas de distorsión lateral mayores a las desarrolladas por el evento principal. Como consecuencia de las grandes demandas de distorsión residual al final de la réplica, la posibilidad de demoler la estructura se incrementa.

En este capítulo se presenta la evaluación de la respuesta de un edificio de acero ante réplicas con diferente peligro sísmico considerando explícitamente distorsiones residuales de entrepiso. Éstas se eligieron y se modificaron para obtener un 15% de probabilidad de excedencia en 50 años, y para un 3% de probabilidad de excedencia en 50 años.

## 4.2 METODOLOGÍA

Para la evaluar la respuesta del edificio de acero ante el conjunto de secuencias sísmicas con diferentes niveles de peligro sísmico, se siguieron los pasos siguientes:

- 1) Desarrollo de un modelo analítico adecuado de una estructura en estudio, en su estado original (es decir, sin daño). Para tal fin, es deseable que el modelo analítico incluya diversas fuentes de sobre-resistencia que pudieran tener influencia en la respuesta sísmica (por ejemplo, la incorporación de marcos interiores, la contribución de la losa, la flexibilidad de la conexión viga columna, etc.).
- 2) Selección de distorsiones residuales objetivo. Dichas distorsiones deben abarcar un intervalo adecuado que permita evaluar diferentes condiciones de la estructura después de la ocurrencia del evento principal (EP). Por ejemplo, en este estudio se eligió desde una distorsión residual pequeña (es decir, el edificio prácticamente se encuentra en su estado original después del EP) hasta distorsiones residuales mayores al final del EP, cuya amplitud no permita la reparación de la estructura. Para tal fin, es deseable identificar una medida adecuada de distorsión residual (por ejemplo, la distorsión residual de entrepiso objetivo,  $RIDR_o$ ).
- 3) Selección de un conjunto de secuencias sísmicas adecuadas para reproducir el peligro sísmico de las réplicas de la zona en estudio.
- 4) Escalar, en amplitud, los EPs para que induzcan una  $RIDR_o$  dada al edificio en estudio antes de la acción de las réplicas.
- 5) Someter el edificio seleccionado ante la réplica de cada secuencia sísmica para evaluar su respuesta (por ejemplo, distorsión máxima de entrepiso, distorsión residual de entrepiso), la cual es función de la  $RIDR_o$ .

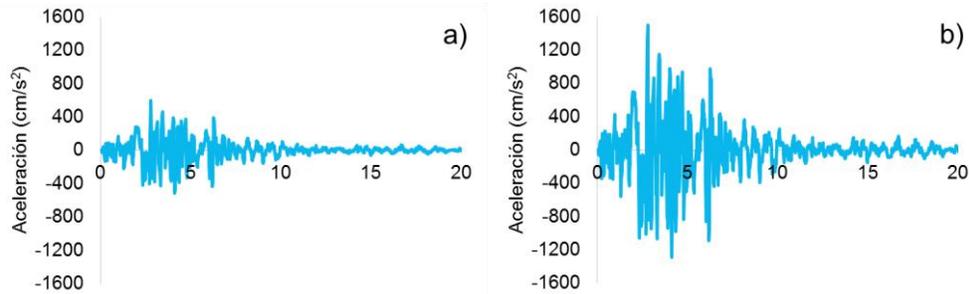
### 4.3 DISTORSIONES RESIDUALES OBJETIVOS Y ESTADOS DE DAÑO

#### 4.3.1 Distorsiones residuales objetivos

Para evaluar la respuesta ante el conjunto de secuencias sísmicas se supone que el edificio cuenta con una  $RIDR_o$  inducida por el EP. En consecuencia, los EPs ya no representan el peligro sísmico original (por ejemplo, 10% de probabilidad de excedencia en 50 años), pero sus respectivas réplicas si preservan su peligro sísmico (por ejemplo, 15% de probabilidad de excedencia en 50 años). Para fines de este estudio se escogieron cinco niveles de  $RIDR_o$ , las cuales se justifican a continuación:

- 1)  $RIDR_o$  de 0.1%. Indica que el edificio se encuentra prácticamente en su estado original (es decir, sus elementos no sufrieron ningún tipo de deterioro de rigidez y resistencia ante la acción del EP).
- 2)  $RIDR_o$  de 0.5%. De acuerdo con las investigaciones realizadas por McCormick et al. (2008), este nivel de distorsión residual de entrepiso puede ser percibido por los ocupantes del edificio.
- 3)  $RIDR_o$  de 1.0%. Recomendaciones recientes para la evaluación sísmica de edificios en los Estados Unidos (EU) sugieren que existen un 50% de probabilidad de demolición cuando se alcanza este nivel de distorsión residual de entrepiso (FEMA, 2013). Asimismo, McCormick et al. (2008) indica que los ocupantes de un edificio pueden sufrir mareos e incomodidades físicas a este nivel de distorsión residual de entrepiso
- 4)  $RIDR_o$  de 1.4%, Fue propuesto por Iwata et al. (2006) como límite máximo de la distorsión residual de entrepiso que aún permite la rehabilitación de edificios de acero, basado en los costos directos e indirectos que implica su reparación.
- 5)  $RIDR_o$  de 2.0%. Este nivel está asociado a la necesidad inminente de demolición de la estructura. De acuerdo con las recomendaciones FEMA P-58 (2013), existe el 100% de probabilidad de demolición cuando se alcanza este nivel de distorsión residual de entrepiso.

Cabe notar que la intensidad de la aceleración del terreno del EP necesaria para inducir una misma  $RIDR_o$  en el edificio en estudio es mayor en el modelo M2 que en modelo M1. Por ejemplo, en la Figura 4.1 se presenta la excitación LA20 escalada, en amplitud, para inducir una  $RIDR_o$  igual a 1.0%. Los factores de escala utilizados son 0.62 y 1.55 para los modelos M1 y M2 respectivamente.



**Figura 4.1** Evento Principal (LA20) escalado, en amplitud, para alcanzar una  $RIDR_o$  de 1.0% en los modelos: a) M1, y b) M2.

#### 4.3.2 Estados de daño

Para proporcionar un contexto de los resultados obtenidos en este estudio, se consideraron los siguientes estados de daño, los cuales están asociados a la máxima distorsión de entrepiso ( $IDR_{max}$ ), indicados en las recomendaciones FEMA P-58 (2013):

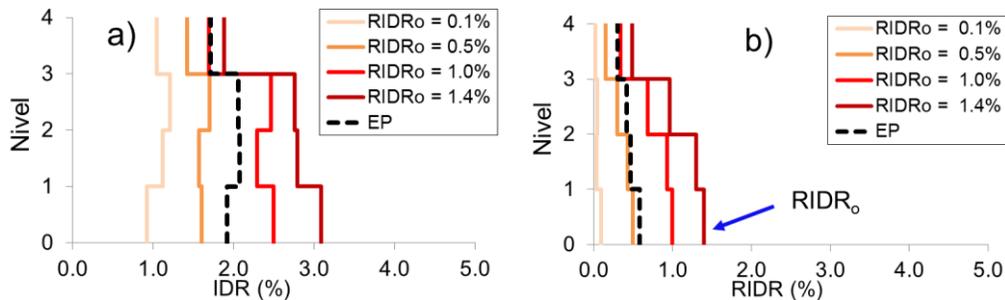
- 1) Estado de daño 1 (ED1). Este estado está asociado a una distorsión de entrepiso ( $IDR$ ) igual a 3%. Implica pandeo local del patín y del alma de la viga; asimismo, requiere enderezamiento con calor en la región pandeada.
- 2) Estado de daño 2 (ED2). Este estado está asociado a una  $IDR$  igual a 4%. Implica una distorsión lateral-torsional de la viga en la zona de formación de la articulación; requiere el remplazo parcial de los patines y el alma de la viga. Además, requiere reparación en la zona adyacente de los componentes estructurales y no estructurales.
- 3) Estado de daño 3 (ED3). Este estado está asociado a una  $IDR$  igual a 5%. Implica la fractura por fatiga de bajo ciclaje en los patines y el alma de la viga en la zona de articulación; asimismo, requiere remplazo de la sección en el tramo de fractura,

y reparación en la zona adyacente de los componentes estructurales y no estructurales.

#### 4.4 RESPUESTA DEL MODELO M1 ANTE EL CONJUNTO DE SECUENCIAS CMA15-50 Y CMA3-50

##### 4.4.1 Respuesta ante el conjunto de secuencias CMA15-50

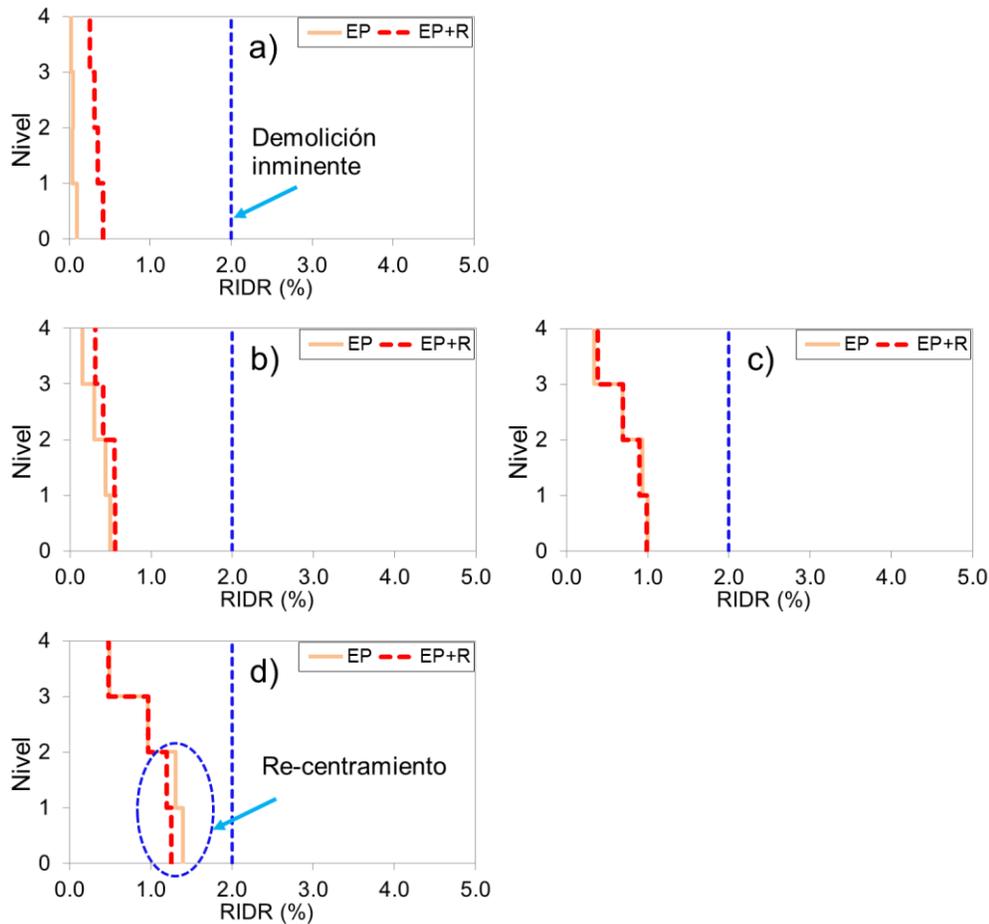
En la Figura 4.2 se ilustra la respuesta, en términos de la IDR y la distorsión residual de entrepiso (RIDR), del modelo M1 ante los EPs del conjunto de secuencias CMA15-50. Con líneas continuas se presenta la mediana de la respuesta correspondiente a cada  $RIDR_o$  y con línea discontinua se indica la mediana obtenida a partir de los EPs originales (sin escalar). Se puede observar que la respuesta ante los EPs originales se encuentra entre la respuesta obtenida cuando se seleccionan  $RIDR_o$  de 0.5% y 1.0%. Esto se atribuye a que las historias de aceleración de los EPs se desescalaron (es decir, se aplicó un factor de escala menor a uno) para alcanzar las  $RIDR_o$  de 0.1% y 0.5%, mientras que las historias de aceleraciones se escalaron para alcanzar las  $RIDR_o$  de 1.0% y 1.4%. Cabe notar que las  $RIDR_o$  corresponden a las distorsiones residuales máxima de entrepiso ( $RIDR_{max}$ ), las cuales se presentan en el primer nivel.



**Figura 4.2** Mediana de las demandas del modelo M1 ante el conjunto de EPs originales y del conjunto de secuencias CMA15-50 (modificados para alcanzar 4 niveles de  $RIDR_o$ ): a) IDR, y b) RIDR.

En la Figura 4.3 se compara la mediana de la demanda de RIDR del modelo M1 ante el conjunto de EPs y secuencias incluidos en el grupo CMA15-50 para cada nivel de  $RIDR_o$ . Por ejemplo, cuando se induce una  $RIDR_o$  igual a 0.1%, dicha distorsión residual se incrementa a 0.41% ante la acción de las réplicas, como se ilustra en la figura 4.3a. Sin embargo, cuando se elige una  $RIDR_o$  de 0.5%, 1.0%, ó 1.4%, el efecto de la réplica no es significativo para incrementar las RIDR. Inclusive, la réplica disminuye la distorsión

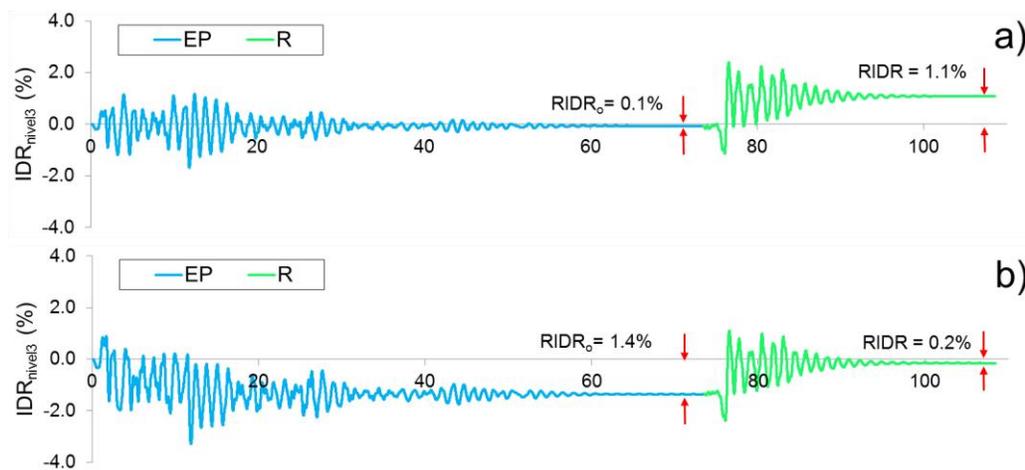
residual para una  $RIDR_o$  de 1.4% (Figura 4.3d), lo cual se asocia a un *re-centramiento* del edificio.



**Figura 4.3** Mediana de la demanda de RIDR del modelo M1 ante el grupo de EPs y las secuencias artificiales del conjunto CMA15-50 para cuatro niveles de  $RIDR_o$ : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.

En relación con el *re-centramiento* del edificio, puede decirse que el efecto es más evidente cuando el edificio experimenta grandes RIDR después de la ocurrencia de los EPs. Es decir, un edificio que permanece en su estado original, o con distorsiones residuales pequeñas (por ejemplo, RIDR de 0.1%), después de la acción del EP puede incrementar las distorsiones residuales ante la acción de una réplica intensa. Sin embargo, cuando el edificio experimenta RIDR mayores (por ejemplo,  $RIDR_o$  de 1.4%), la réplica puede aumentar, o disminuir, las RIDR. Para explicar este comportamiento, en la

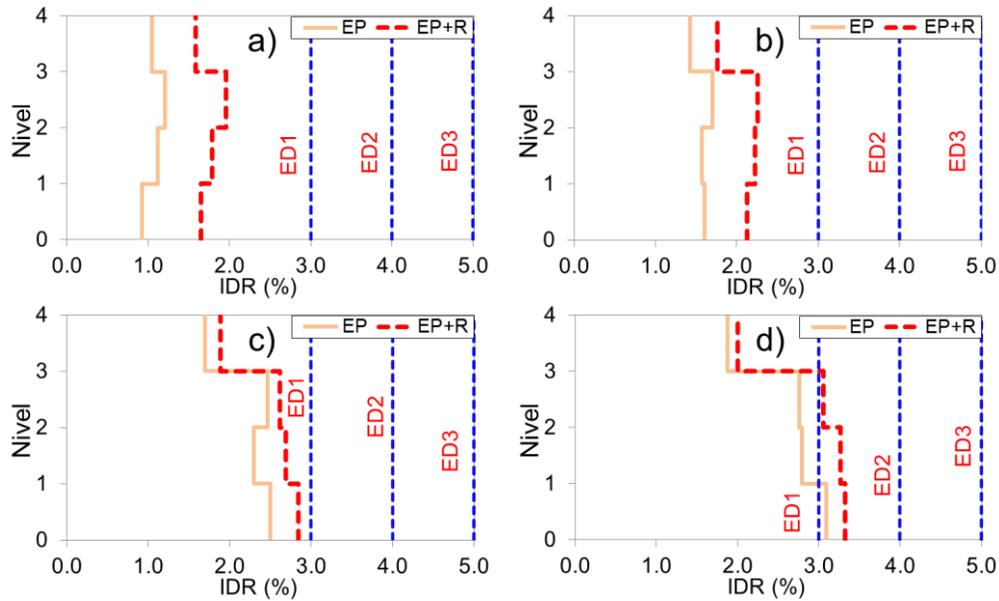
Figura 4.4 se presenta la historia de distorsiones de entrepiso en el nivel 3 ante la secuencia SG1-15 para los casos de  $RIDR_o$  igual a 0.1% y 1.4%. Considerando la misma réplica, el edificio experimenta un incremento en las RIDR al final de la réplica cuando se tiene un  $RIDR_o$  de 0.1%, como se ilustra en la Figura 4.4a. Por el contrario, el edificio tiende a *re-centrarse* cuando se tiene una  $RIDR_o$  de 1.4%, como se muestra en la Figura 4.4b. El comportamiento observado en el edificio ante esta secuencia se denomina *re-centramiento*. Una discusión detallada del *re-centramiento* en los edificios se ofrece en el Capítulo 5.



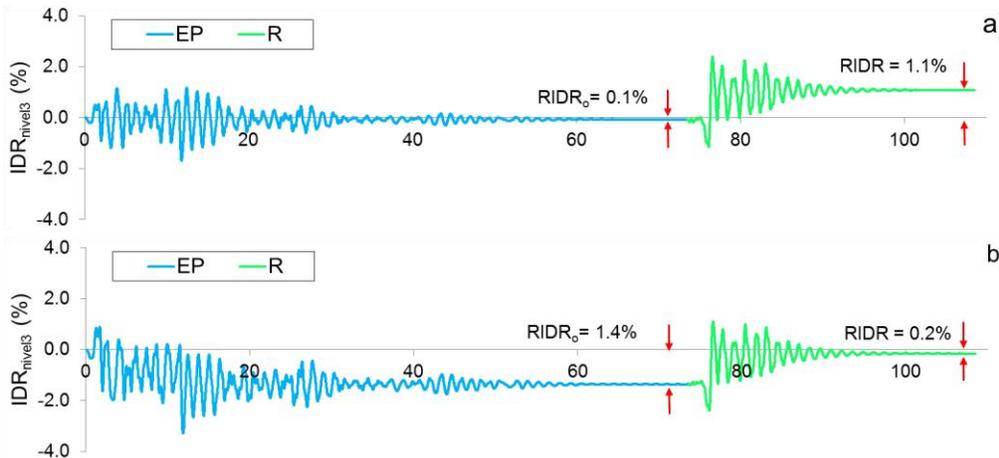
**Figura 4.4** Historia de distorsiones de entrepiso del modelo M1 ante la secuencia artificial SG1-15 para dos niveles de  $RIDR_o$ : a) 0.1%, y b) 1.4%.

Es interesante notar que la respuesta en términos de la IDR se incrementó debido a la acción de las réplicas para todas las  $RIDR_o$ , como se observa en la Figura 4.5. Por ejemplo, el modelo exhibe una IDR igual a 1.2% ante la acción del EP y se incrementa a 2% ante la acción de la réplica cuando se considera una  $RIDR_o$  de 0.1%. En el caso de una  $RIDR_o$  igual a 1%, la IDR es de 2.5% durante el EP y se incrementa a 2.8% (es decir, se alcanza prácticamente el ED1) ante la acción de la réplica. Asimismo, para una  $RIDR_o$  de 1.4%, el ED1 se alcanza durante la acción del EP y se incrementa ligeramente ante la acción de la réplica, como se ilustra en la Figura 4.5d. Sin embargo, este incremento es menor a medida que las  $RIDR_o$  se incrementan. La tendencia descrita anteriormente se puede atribuir a que es necesario desescalar el EP para alcanzar  $RIDR_o$  de 0.1% y 0.5%, lo cual conduce a que la  $IDR_{max}$  ocurra durante la acción de la réplica, como se ilustra en

la Figura 4.6a. Por el contrario, es necesario emplear factores de escala mayores a la unidad para alcanzar una  $RIDR_o$  igual a 1.4% al final del EP; lo cual disminuye la posibilidad de que la  $IDR_{max}$  se presente durante la acción de la réplica, como se muestra en la Figura 4.6b.



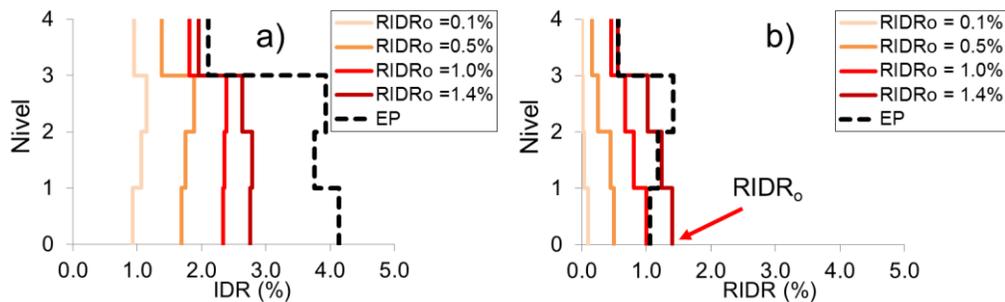
**Figura 4.5** Mediana de la demanda de IDR del modelo M1 ante el conjunto de EPs y el conjunto de secuencias incluidas en el grupo CMA15-50, para cuatro niveles de  $RIDR_o$ : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.



**Figura 4.6** Historia de distorsiones de entrecapso del modelo M1 ante la secuencia artificial SG16-01 para dos niveles de  $RIDR_o$ : a) 0.1%, y b) 1.4%.

#### 4.4.2 Respuesta ante el conjunto de secuencias CMA3-50

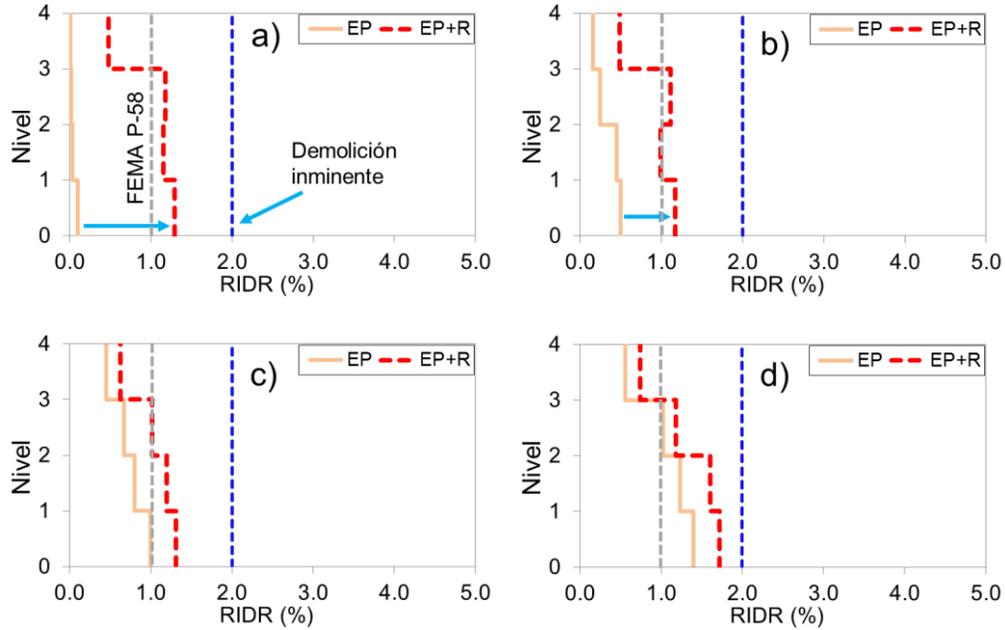
En la Figura 4.7 se presenta la mediana de la demanda de IDR y RIDR del modelo M1 ante el conjunto de secuencias artificiales incluidas en el grupo CMA3-50. Es interesante notar que las IDR y RIDR obtenidas para cada nivel de  $RIDR_o$  son menores que las demandas experimentadas ante el conjunto de EPs originales (sin escalar). Lo anterior se atribuye a que las intensidades de los EPs son altas y requieren desescalarsse para alcanzar las  $RIDR_o$ .



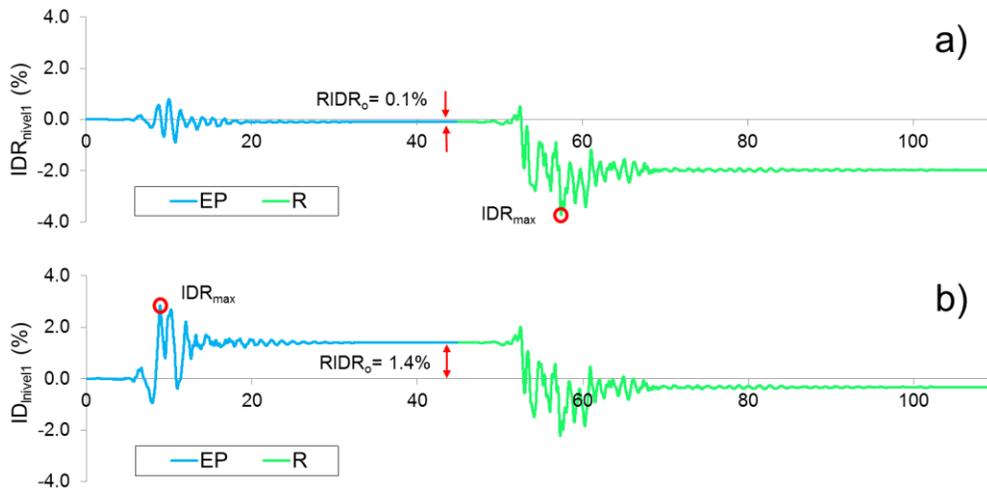
**Figura 4.7** Mediana de las demandas del modelo M1 ante el conjunto de EPs originales y del conjunto de secuencias CMA3-50 (modificados para alcanzar 4 niveles de  $RIDR_o$ ): a) IDR, y b) RIDR.

En la Figura 4.8 se muestra una comparación de la mediana de la RIDR obtenida ante los EPs, escalados para cada nivel, de  $RIDR_o$  y ante el conjunto de secuencias incluidas en el grupo CMA3-50. Se puede observar que las RIDR inducidas por los EPs se incrementan ante la acción de las réplicas, en algunos casos de forma significativa. Asimismo, se observa que la distorsión residual de entrepiso máxima,  $RIDR_{max}$ , se presenta en el primer nivel al final de los eventos sísmicos. Sin embargo, las RIDR obtenidas ante la acción de las réplicas alcanzan amplitudes considerables en los niveles superiores (es decir, RIDR cercanos a los del primer nivel) cuando se consideran niveles de  $RIDR_o$  de 0.1% y 0.5%, como se ilustra en las Figuras 4.8a y 4.8b. Cabe recalcar que en todos los casos estudiados las réplicas incrementan la respuesta de las RIDR a valores mayores a 1%, indicando que la probabilidad para que el edificio se pueda reparar es menor al 50% de acuerdo con las especificaciones FEMA P-58 (2013). Por ejemplo, para una  $RIDR_o$  igual a 0.1% la respuesta máxima de la RIDR se incrementó en un 1190% ante la acción de las réplicas, alcanzando una  $RIDR_{max}$  igual a 1.3%. De acuerdo con las especificaciones FEMA P-58 (2013), la probabilidad de que el edificio se pueda reparar es del 20%. Para una  $RIDR_o$  igual a 1.4%, la respuesta máxima se incrementa en un 23% ante la acción de las réplicas, al alcanzar una  $RIDR_{max}$  igual a 1.72%. Lo anterior implica la demolición

inminente del edificio. El efecto de las réplicas es menos significativo en incrementar las RIDR cuando se incrementa la  $RIDR_0$  debido al fenómeno de *re-centramiento* ante algunas secuencias sísmicas, como se muestra en la Figura 4.9.

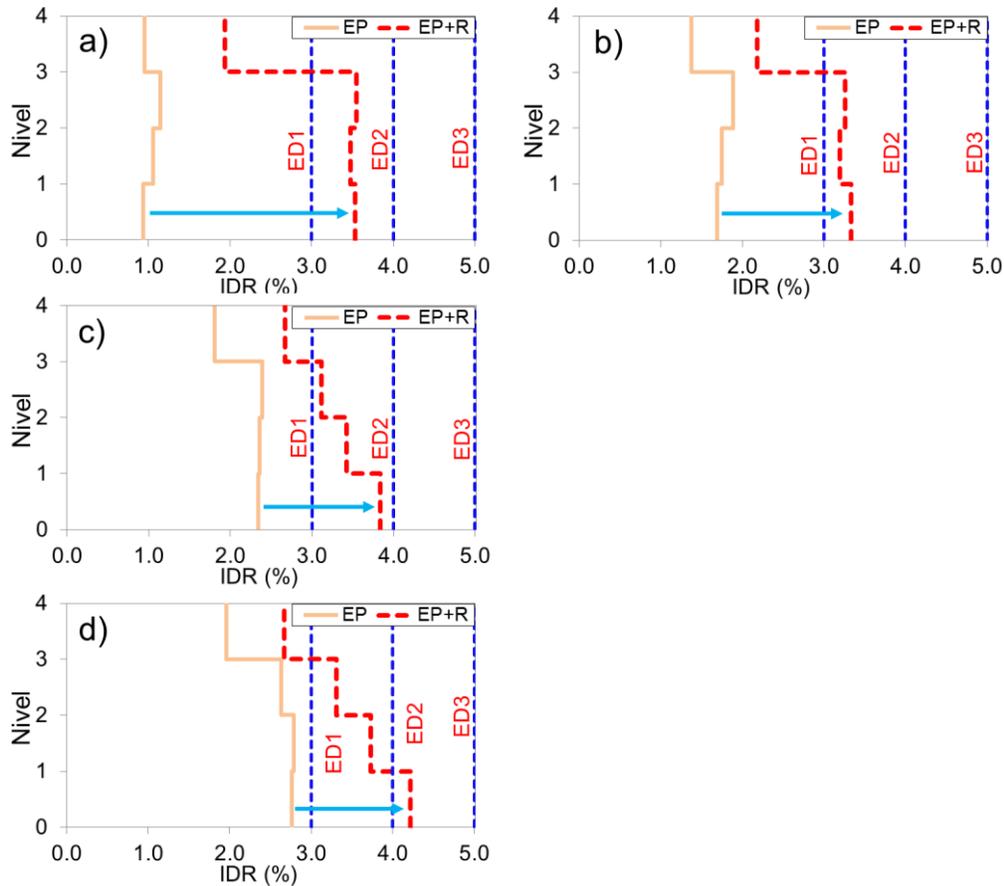


**Figura 4.8** Mediana de la demanda de RIDR del modelo M1 ante el grupo de EPs y las secuencias artificiales del conjunto CMA3-50 para cuatro niveles de  $RIDR_0$ : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.



**Figura 4.9** Historia de distorsiones entrepiso del modelo M1 ante la secuencia artificial SG24-22 para dos niveles de  $RIDR_0$ : a) 0.1%, y b) 1.4%.

En la Figura 4.10 se presenta una comparación de la mediana de la demanda de IDR obtenida ante los EPs, escalados para cada nivel de  $RIDR_o$ , y ante el conjunto de secuencias incluidas en el grupo CMA3-50. Puede observarse que la acción de las réplicas incrementa significativamente la respuesta en todos los niveles. Este incremento tiende a ser menor al aumentar las  $RIDR_o$ , lo cual puede atribuirse al efecto benéfico del *re-centramiento* del edificio. Por ejemplo, cuando el edificio experimenta un  $RIDR_o$  de 0.1%, la  $IDR_{max}$  es de 1.15% y se incrementa a 3.55% como consecuencia de la acción de las réplicas (es decir, la IDR inducida por los EPs se incrementó 3.1 veces). Por el contrario, cuando se tiene una  $RIDR_o$  de 1.4%, la  $IDR_{max}$  es de 2.8% y se incrementa a 4.22% por la acción de las réplicas (es decir, la IDR inducida por los EPs aumentó 1.5 veces). Debe notarse que aunque el incremento en la  $IDR_{max}$  para las  $RIDR_o$  iguales a 1% y 1.4% es menor, el edificio alcanza el estado de daño ED2 debido a la acción de las réplicas.

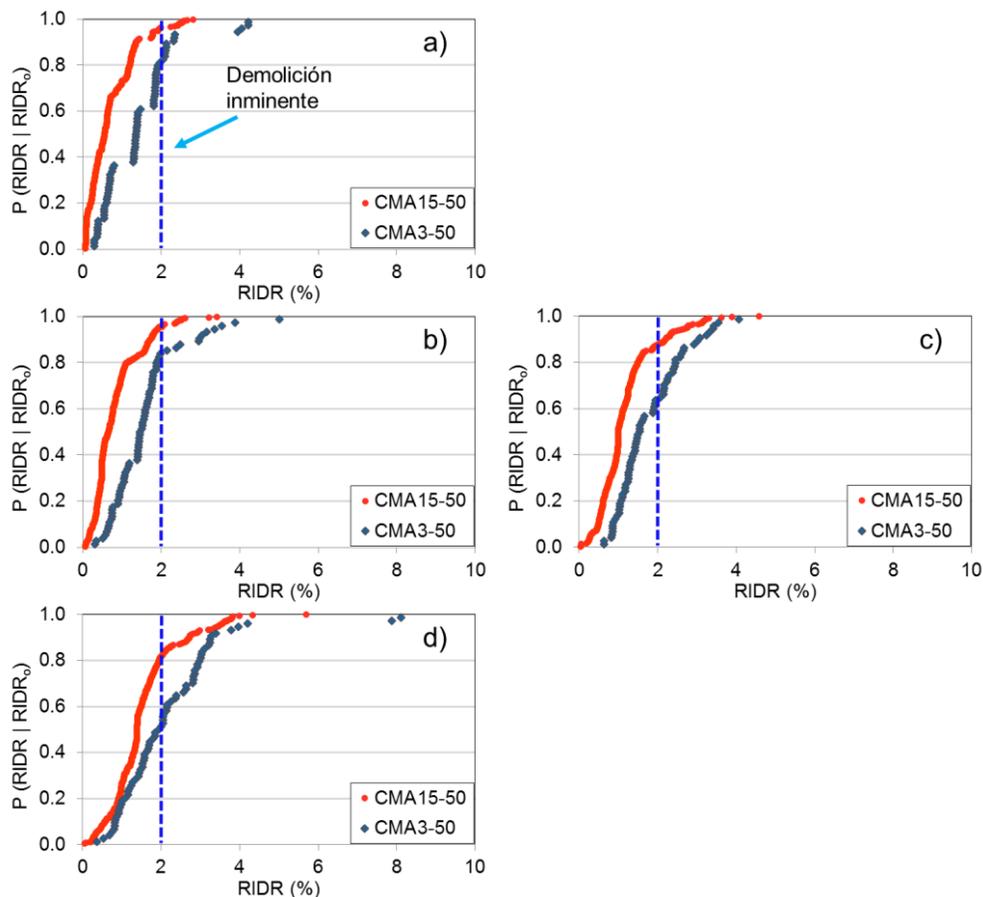


**Figura 4.10** Mediana de la demanda de IDR del modelo M1 ante el conjunto de EPs y el conjunto de secuencias incluidas en el grupo CMA3-50, para cuatro niveles de  $RIDR_o$ : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.

#### 4.4.3 Curvas de fragilidad

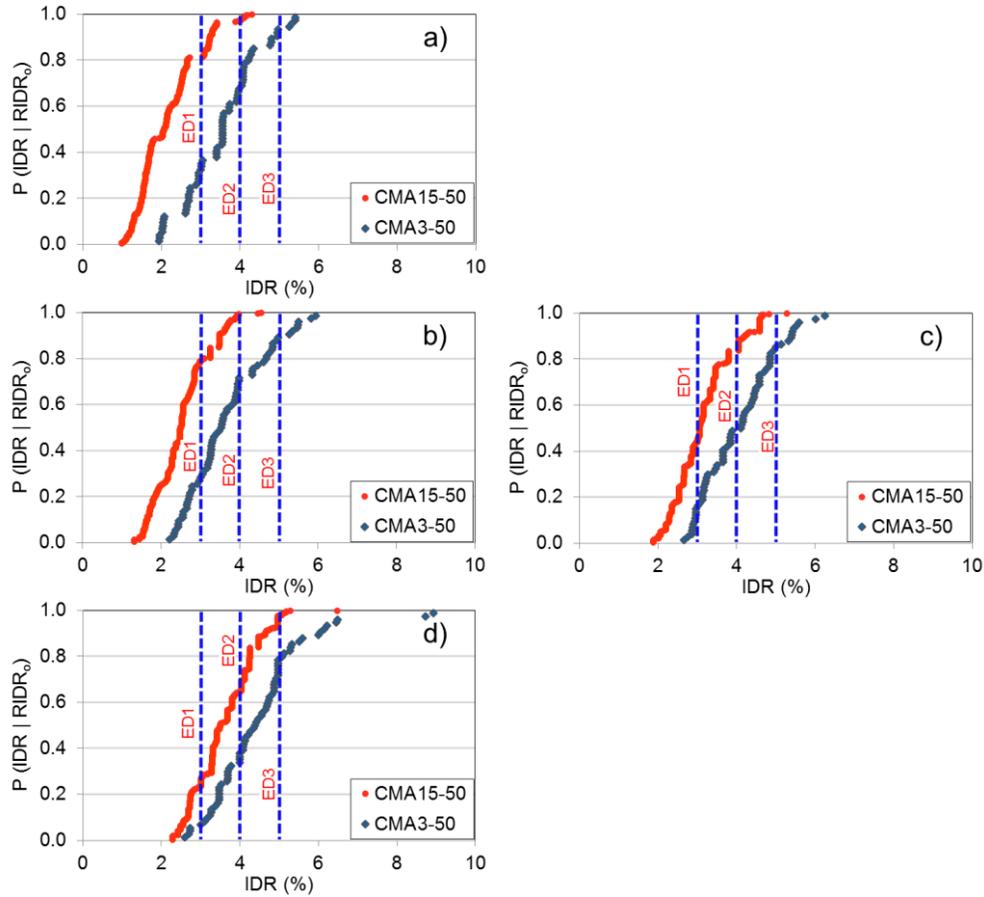
Con la finalidad de incluir la incertidumbre de la respuesta del edificio M1, en este estudio se desarrollaron curvas de fragilidad empíricas (es decir, se derivaron a partir de los datos ordenados en orden ascendente con una probabilidad empírica igual a  $i/n-1$ , donde  $i$  es la posición del dato y  $n$  el tamaño de la muestra) las cuales expresan la probabilidad condicional de que el modelo exceda cierto nivel de RIDR, o IDR, en función de la  $RIDR_o$  para diferente peligro sísmico de las réplicas. En la Figura 4.11 se muestra una comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para cada conjunto de secuencias artificiales correspondiente a cada  $RIDR_o$ . En la misma figura se indica el nivel de RIDR que implica la demolición inminente del edificio. Cuando el edificio exhibe  $RIDR_o$  iguales a 0.1% y 0.5% la probabilidad de que se alcance la demolición inminente ante réplicas es

baja para ambos conjuntos de secuencias, mientras que la probabilidad de alcanzar la demolición inminente se incrementa significativamente cuando se inducen  $RIDR_o$  de 1% y 1.4%. Por ejemplo, existe una probabilidad del 19% de que se alcance el nivel de demolición en el edificio con una  $RIDR_o$  igual a 0.1% cuando se emplea el conjunto CMA3-50, mientras que existe una probabilidad del 4% de que el edificio se demuela cuando se considera el conjunto CMA15-50 de secuencias sísmicas. Por el contrario, para una  $RIDR_o$  igual a 1.4% existe una probabilidad del 49% de que se alcance el nivel de demolición inminente cuando se emplea el conjunto CMA3-50, mientras que existe sólo una probabilidad del 19% de que se demuela el edificio cuando se considera el conjunto CMA15-50 de secuencias sísmicas.



**Figura 4.11** Comparación de curvas de fragilidad de RIDR obtenidas para el modelo M1 a partir de los conjuntos CMA15-50 y CMA3-50, para cuatro niveles de  $RIDR_o$ : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.

En la Figura 4.12 se muestra una comparación similar considerando la IDR. Para proporcionar un contexto, se indican los niveles de IDR asociados a los tres estados de daño considerados en este estudio. Se puede observar que el edificio incrementa la probabilidad de alcanzar un estado de daño en función de las  $RIDR_o$  y del conjunto de secuencias sísmicas. Por ejemplo, el edificio tiene un 19% de probabilidad de alcanzar el ED1 ante el conjunto de secuencias CMA15-50, mientras que tiene una probabilidad del 76% de alcanzar el mismo estado de daño ante el conjunto de secuencias CMA3-50, cuando se considera una  $RIDR_o$  igual a 0.1%. Por otro lado, cuando se considera una  $RIDR_o$  igual a 1.4%, el edificio tiene una probabilidad de 76% y 35% de alcanzar los estados de daño ED1 y ED2 ante las secuencias del conjunto CMA15-50; mientras que ante las secuencias CMA3-50, el edificio tiene una probabilidad de 93% y 64% de alcanzar los mismos estados de daño. Lo anterior demuestra que el peligro sísmico de las réplicas incluidas en el conjunto CMA3-50 tiene mayor impacto en incrementar el estado de daño en el edificio que las réplicas incluidas en el conjunto CMA15-50.



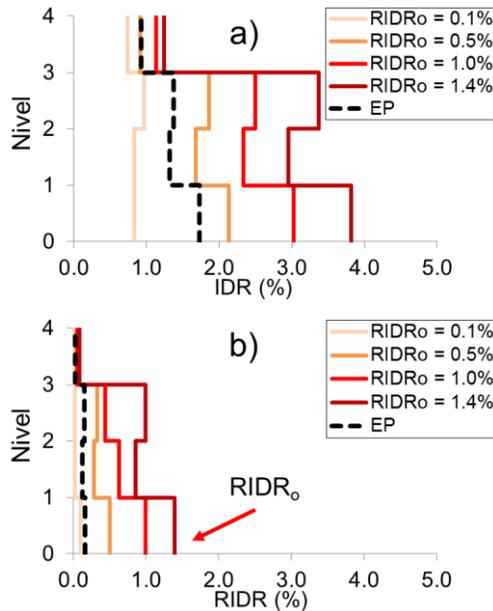
**Figura 4.12** Comparación de curvas de fragilidad de IDR obtenidas para el modelo M1 a partir de los conjuntos CMA15-50 y CMA3-50, para cuatro niveles de  $RIDR_0$ : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.

## 4.5 RESPUESTA DEL MODELO M2 ANTE EL CONJUNTO DE SECUENCIAS CMA15-50 y CMA3-50

### 4.5.1 Respuesta ante el conjunto de secuencias CMA15-50

En relación con la respuesta del modelo M2, en la Figura 4.13 se muestra la mediana de la demanda de IDR y RIDR ante el conjunto de EPs originales (sin escalar) y el conjunto de EPs incluidos en el grupo CMA15-50 escalados para alcanzar cuatro niveles de  $RIDR_0$ . Es interesante notar que la respuesta obtenida a partir de los EPs originales no induce grandes RIDR, como se ilustra en la Figura 4.13b. Lo anterior se atribuye a las fuentes de sobre-resistencia incluidas en el modelo M2. Por ello, las historias de aceleración de los

EPs incluidos en el grupo CMA15-50 se escalaron en amplitud (esto es, se aplicó un factor de escala mayor a uno) para alcanzar las  $RIDR_o$  mayores a 0.1%.

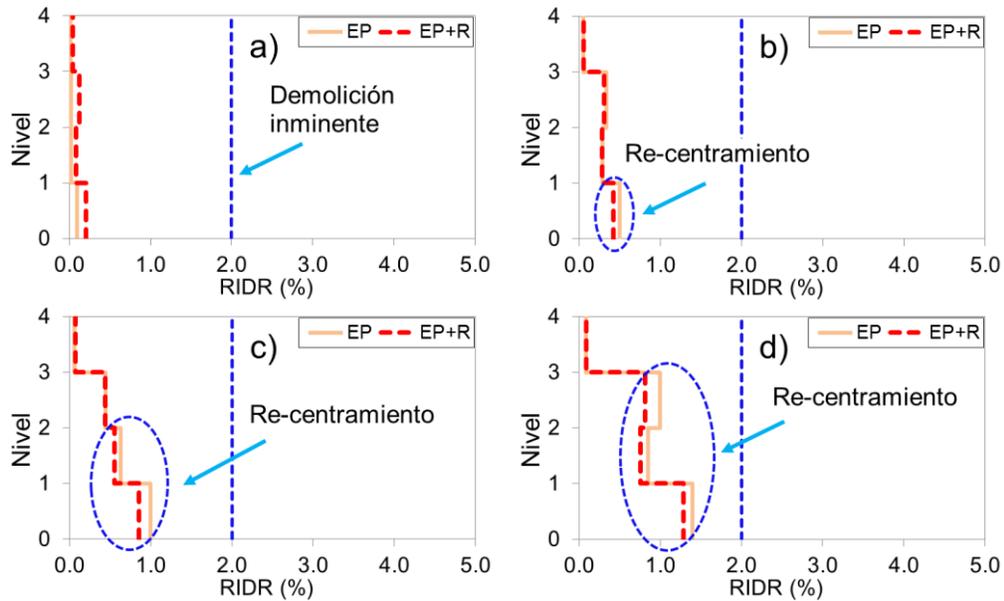


**Figura 4.13** Mediana de las demandas del modelo M2 ante el conjunto de EPs originales y del conjunto de secuencias CMA15-50 (modificados para alcanzar 4 niveles de  $RIDR_o$ ): a) IDR, y b) RIDR.

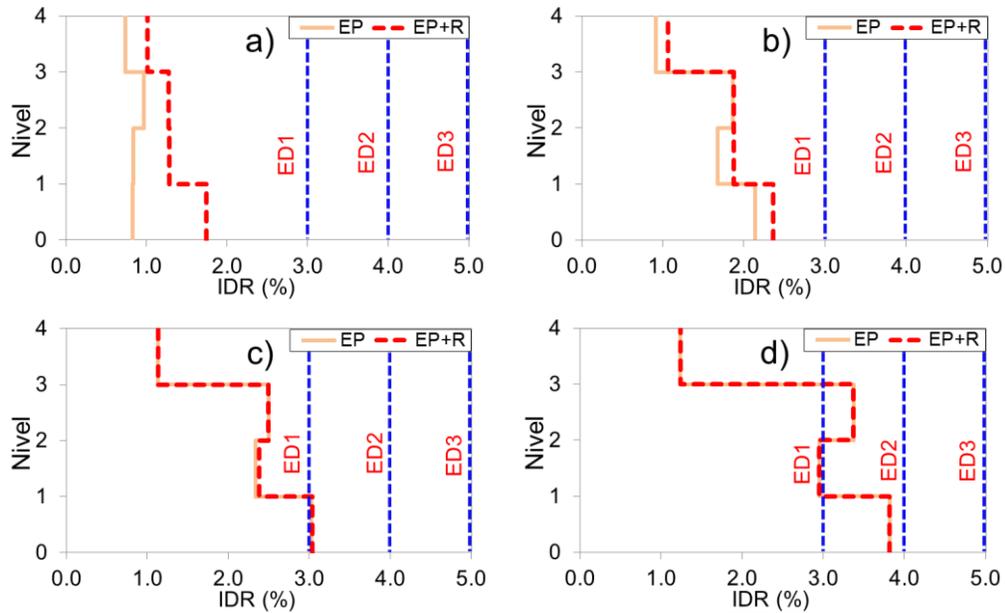
En la Figura 4.14 se muestra una comparación de la demanda de RIDR obtenida ante el conjunto de EPs y el conjunto de secuencias sísmicas incluidas en el grupo CMA15-50. Puede observarse que la acción de las réplicas no incide un cambio significativo en la amplitud de RIDR. Asimismo, se puede observar el fenómeno de *re-centramiento* en el edificio a medida que incrementan las  $RIDR_o$ . Por ejemplo, el *re-centramiento* del edificio ante la acción de las réplicas se presenta en el primer nivel para una  $RIDR_o$  de 0.5%, en el primer y segundo nivel para una  $RIDR_o$  de 1.0%, y en los tres niveles para la  $RIDR_o$  de 1.4 %, como se ilustra en las Figuras 4.14b-4.14d. Por lo tanto, la acción de las réplicas no incrementó la distorsión residual de entrepiso; por lo que no existió una acumulación de distorsión residual de entrepiso como se plantea en Loulelis et al. (2012) y DiSarno (2013).

Es interesante notar que el modelo M2 no experimentó un incremento en la demanda de IDR ante las réplicas cuando se consideró una  $RIDR_o$  de 1.0% y 1.4%, como se ilustra en las Figuras 4.15c y 4.15d. Esto puede atribuirse a que la  $IDR_{max}$  experimentada en el

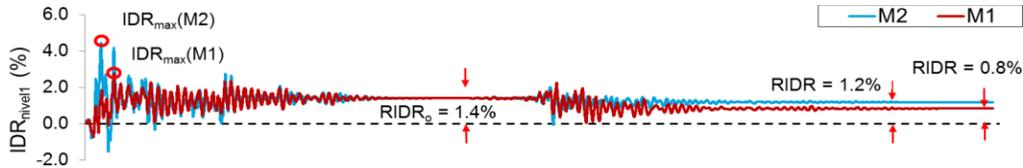
modelo M2 durante la acción de los EPs es mayor que la correspondiente en modelo M1, debido a que los factores de escala utilizados para alcanzar las  $RIDR_o$  son mayores para el modelo M2 que aquellos empleados para el modelo M1, lo cual se ilustra en la Figura 4.16. En consecuencia, este comportamiento disminuye la posibilidad de que la  $IDR_{max}$  se presente durante la acción de las réplicas. Cabe notar que el edificio alcanzó los estados de daño ED1 y ED2 con las  $RIDR_o$  iguales a 1% y 1.4% durante los EPs, los cuales no se incrementaron ante la acción de las réplicas.



**Figura 4.14** Mediana de la demanda de RIDR del modelo M2 ante el grupo de EPs y las secuencias artificiales del conjunto CMA15-50 para cuatro niveles de  $RIDR_o$ : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.



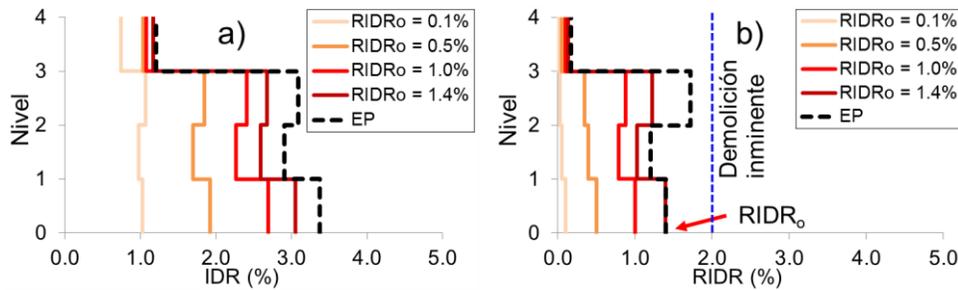
**Figura 4.15** Mediana de la demanda de IDR del modelo M2 ante el conjunto de EPs y el conjunto de secuencias incluidas en el grupo CMA15-50, para cuatro niveles de  $RIDR_0$ : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.



**Figura 4.16** Comparación de la historia de distorsiones del primer nivel en los modelos M1 y M2 ante la secuencia SG02-08 escalada para alcanzar una  $RIDR_0$  de 1.4%.

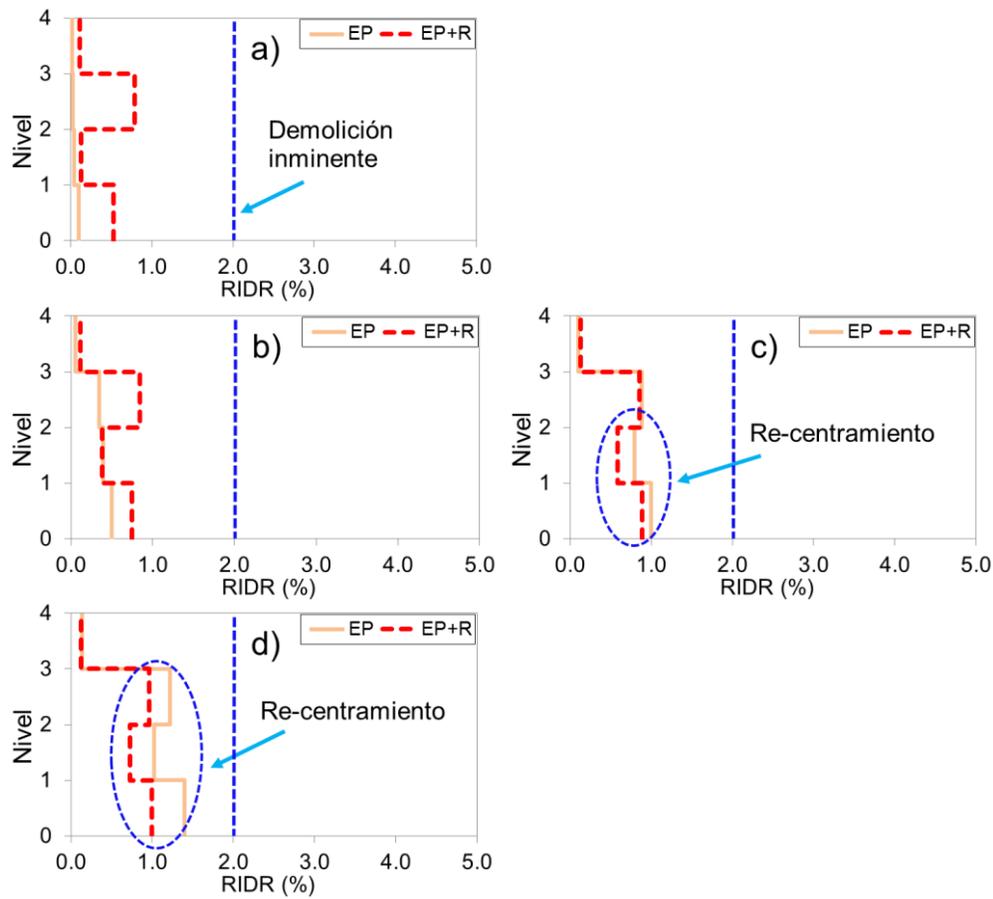
#### 4.5.2 Respuesta ante el conjunto de secuencias CMA3-50

En la Figura 4.17 se muestra una comparación de la mediana de la demanda de IDR y RIDR obtenida a partir del conjunto de EPs originales y del conjunto de EPs incluidos en las secuencias del grupo CMA3-50. Se puede observar que el edificio desarrolla demandas importantes de IDR y RIDR ante los EPs originales. Cabe notar que la respuesta de  $IDR_{max}$  se presenta en el primer nivel; sin embargo, la  $RIDR_{max}$  se presenta en el tercer nivel con una amplitud que implica la posible demolición del edificio.

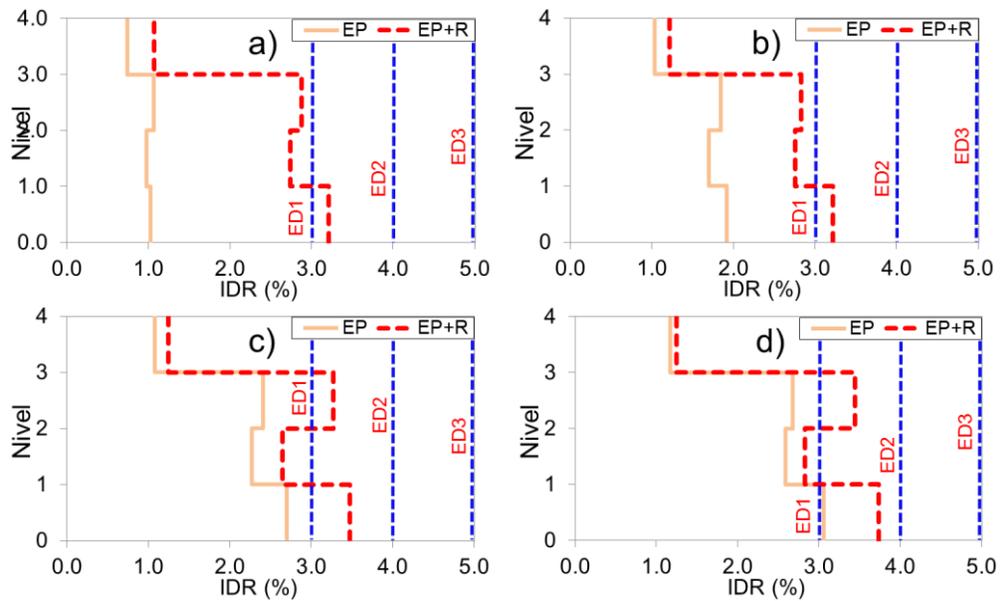


**Figura 4.17** Mediana de las demandas del modelo M2 ante el conjunto de EPs originales y del conjunto de secuencias CMA3-50 (modificados para alcanzar 4 niveles de RIDR<sub>o</sub>): a) IDR, y b) RIDR.

En la Figura 4.18 se muestra el efecto de las réplicas en la mediana de la demanda de RIDR, para los niveles de RIDR<sub>o</sub> considerados en este estudio. En general, las RIDR<sub>max</sub> se concentran en el primer y tercer nivel. Cabe notar que la RIDR<sub>max</sub> ocurre en el tercer nivel ante la acción de las réplicas cuando se consideran RIDR<sub>o</sub> de 0.1% y 0.5%, como se observa en la Figura 4.18a y 4.18b, lo cual puede atribuirse al cambio de rigidez de entrepiso en ese nivel. De manera similar a los resultados del modelo M1, el modelo M2 experimenta un *re-centramiento* cuando se consideran las RIDR<sub>o</sub> de 1.0% y 1.4%, como se ilustra en las Figuras 4.18c y 4.18d. Una comparación similar en términos de IDR se muestra en la Figura 4.19. En la figura se puede apreciar que la demanda de IDR se incrementa ante la acción de las réplicas para todas las RIDR<sub>o</sub>. Es interesante notar que aunque el edificio experimenta *re-centramiento* cuando se consideran RIDR<sub>o</sub> de 1.0% y 1.4%, la demanda de IDR se incrementa ante la acción de las réplicas, como se ilustra en las Figuras 4.19c y 4.19d. En general, el edificio se incrementa la amplitud de IDR ante la acción de las réplicas y, en consecuencia, se excede el ED1 para cualquier nivel de RIDR<sub>o</sub>.



**Figura 4.18** Mediana de la demanda de RIDR del modelo M2 ante el grupo de EPs y las secuencias artificiales del conjunto CMA3-50 para cuatro niveles de  $RIDR_0$ : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.

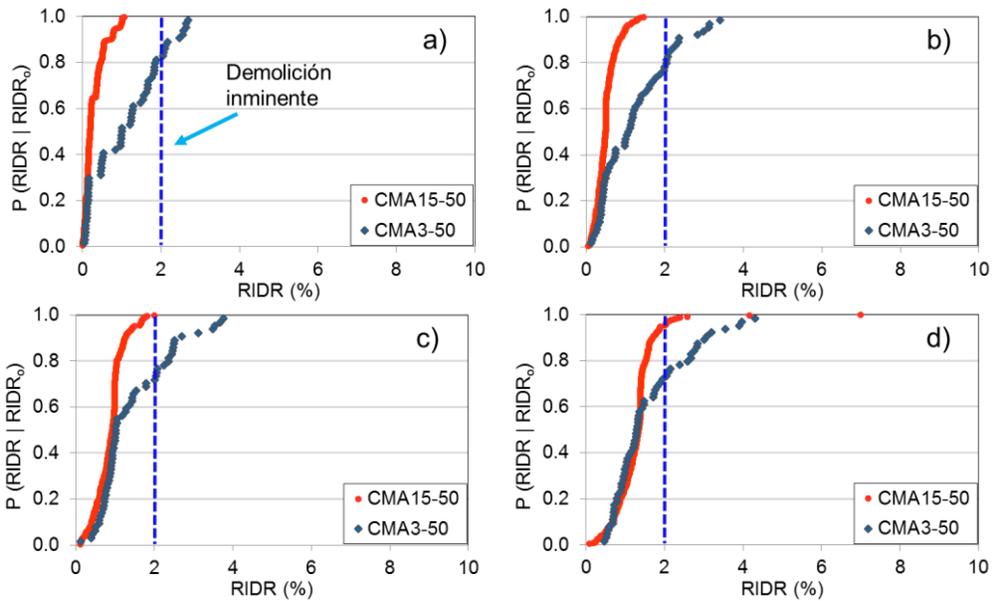


**Figura 4.19** Mediana de la demanda de IDR del modelo M2 ante el conjunto de EPs y el conjunto de secuencias incluidas en el grupo CMA3-50, para cuatro niveles de  $RIDR_0$ : a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.

De esta manera, puede decirse que las fuentes de sobre-resistencia incluidas en el modelo M2 tienen mayor influencia en limitar las demandas de RIDR, más que las demandas de IDR, lo cual es consistente con los resultados obtenidos por Ruiz-García y Miranda (2006).

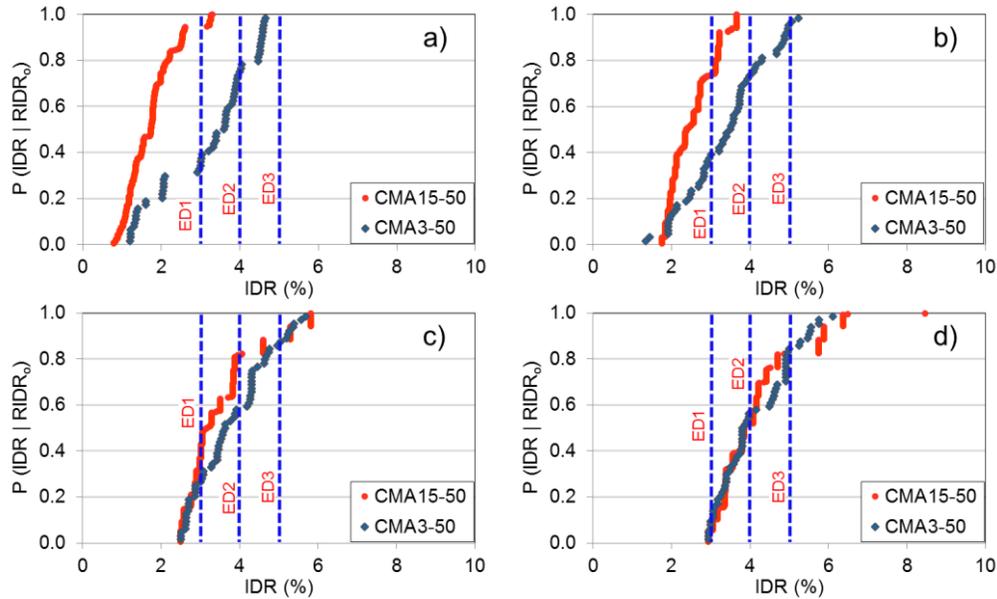
### 4.5.3 Curvas de fragilidad

A continuación se presentan las curvas de fragilidad empíricas desarrolladas para el modelo M2. Como se ilustra en la Figura 4.20, la probabilidad de que se alcance el nivel demolición inminente del edificio ante las secuencias del conjunto CMA15-50 es baja, mientras que existe una probabilidad de demolición de entre 19% y 27% cuando se consideran las secuencias del conjunto CMA3-50. Por ejemplo, cuando el edificio exhibe una  $RIDR_0$  igual a 0.1% se tiene una probabilidad del 19% de alcanzar el nivel de demolición inminente, mientras que la probabilidad de alcanzar el nivel de demolición inminente se incrementa a un 27% cuando el edificio exhibe una  $RIDR_0$  igual a 1.4%.



**Figura 4.20** Comparación de curvas de fragilidad de RIDR obtenidas para el modelo M2 a partir de los conjuntos CMA15-50 y CMA3-50, para cuatro niveles de  $\text{RIDR}_0$ : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.

La influencia del peligro sísmico de las réplicas en las curvas de fragilidad considerando la IDR como parámetro de respuesta se muestra en la Figura 4.21. Nuevamente se indican los niveles de IDR asociados a tres estados de daño. Por ejemplo, el edificio con una  $\text{RIDR}_0$  igual a 0.1% tiene una probabilidad del 7% de alcanzar ED1 ante las secuencias CMA15-50, mientras que la probabilidad se incrementa al 68% cuando se consideran las secuencias del conjunto CMA3-50. Sin embargo, es interesante notar que las curvas de fragilidad son muy similares cuando se considera una  $\text{RIDR}_0$  igual a 1.4%.



**Figura 4.21** Comparación de curvas de fragilidad de IDR obtenidas para el modelo M2 a partir de los conjuntos CMA15-50 y CMA3-50, para cuatro niveles de  $RIDR_0$ : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.

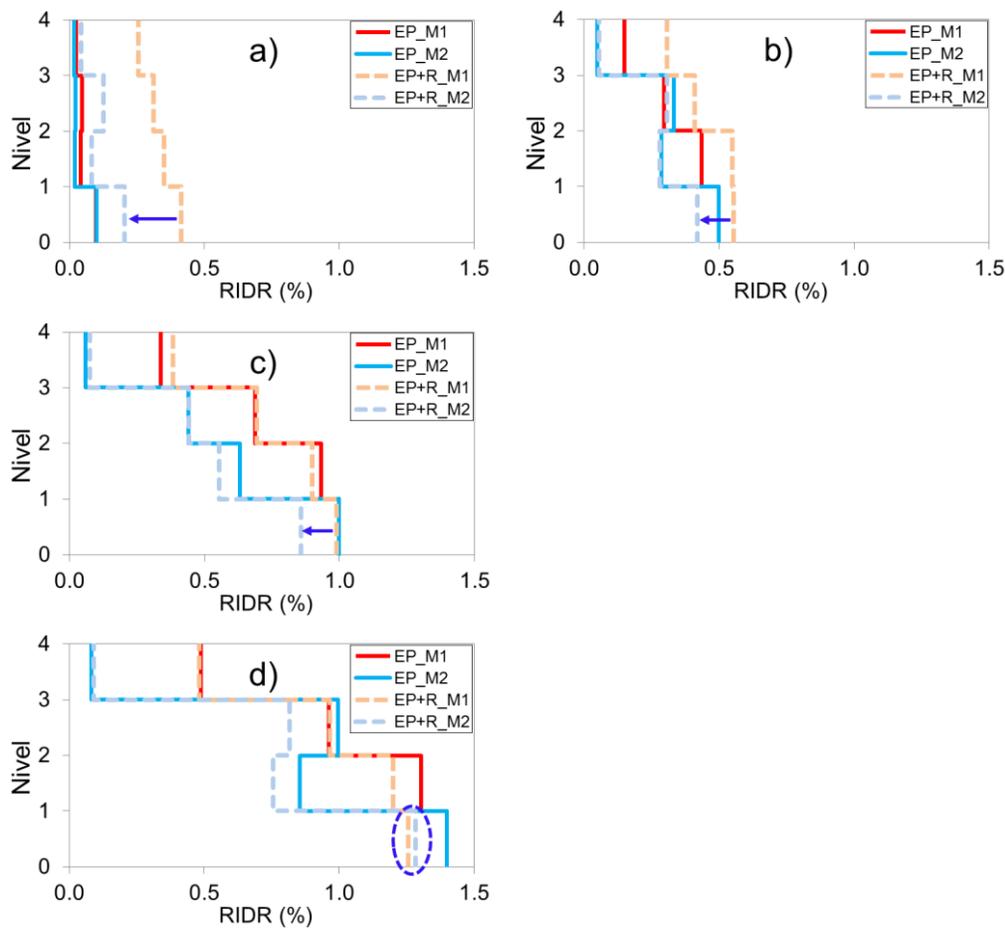
## 4.6 COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA DE LOS MODELOS M1 Y M2

### 4.6.1 Comparación de la respuesta ante los conjuntos CMA15-50 y CMA3-50

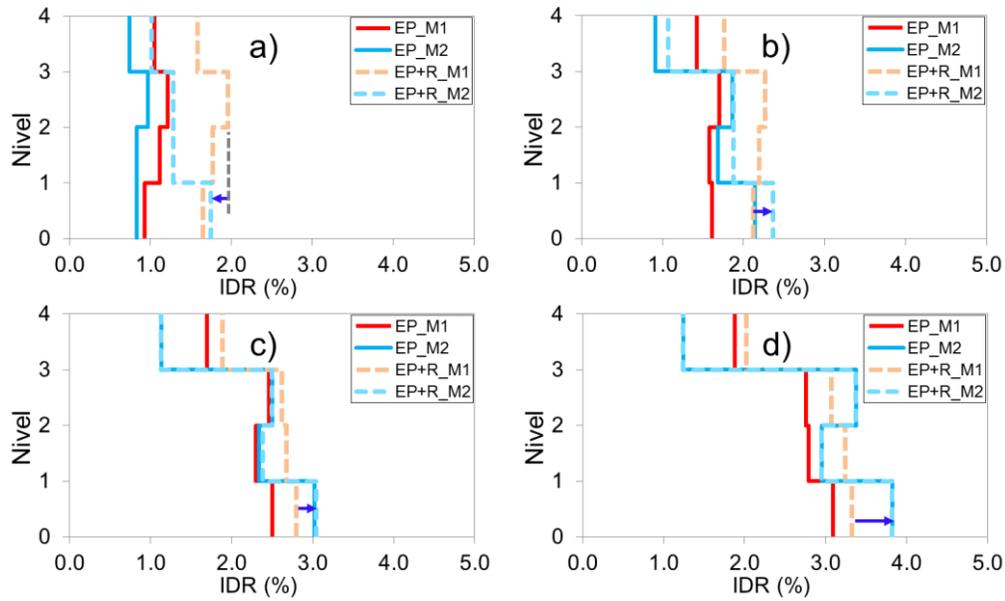
La influencia del tipo de modelado en el edificio en estudio se puede visualizar al comparar la respuesta de los modelos M1 y M2. Por ello, en las Figuras 4.22 y 4.23 se muestran comparaciones de las respuestas, en términos de IDR y RIDR, de los modelos M1 y M2 ante el conjunto de secuencias CMA15-50. En general, no obstante que el modelo M2 fue excitado por un conjunto de EPs con mayor intensidad, éste experimentó menores demandas de RIDR que el modelo M1, como se ilustra en las Figura 4.22. Lo anterior puede atribuirse a la influencia de los marcos interiores considerados en el modelo M2. Sin embargo, el modelo M2 experimentó mayores demandas de IDR que el modelo M1, como se muestra en la Figura 4.23.

De manera similar a los resultados anteriores, el modelo M2 desarrolla menores demandas de RIDR que el modelo M1 ante la acción de las secuencias del conjunto CMA3-50, como se ilustra en la Figura 4.24. La diferencia en las demandas de la RIDR experimentada en los modelos M1 y M2 tiende a incrementarse conforme aumenta el

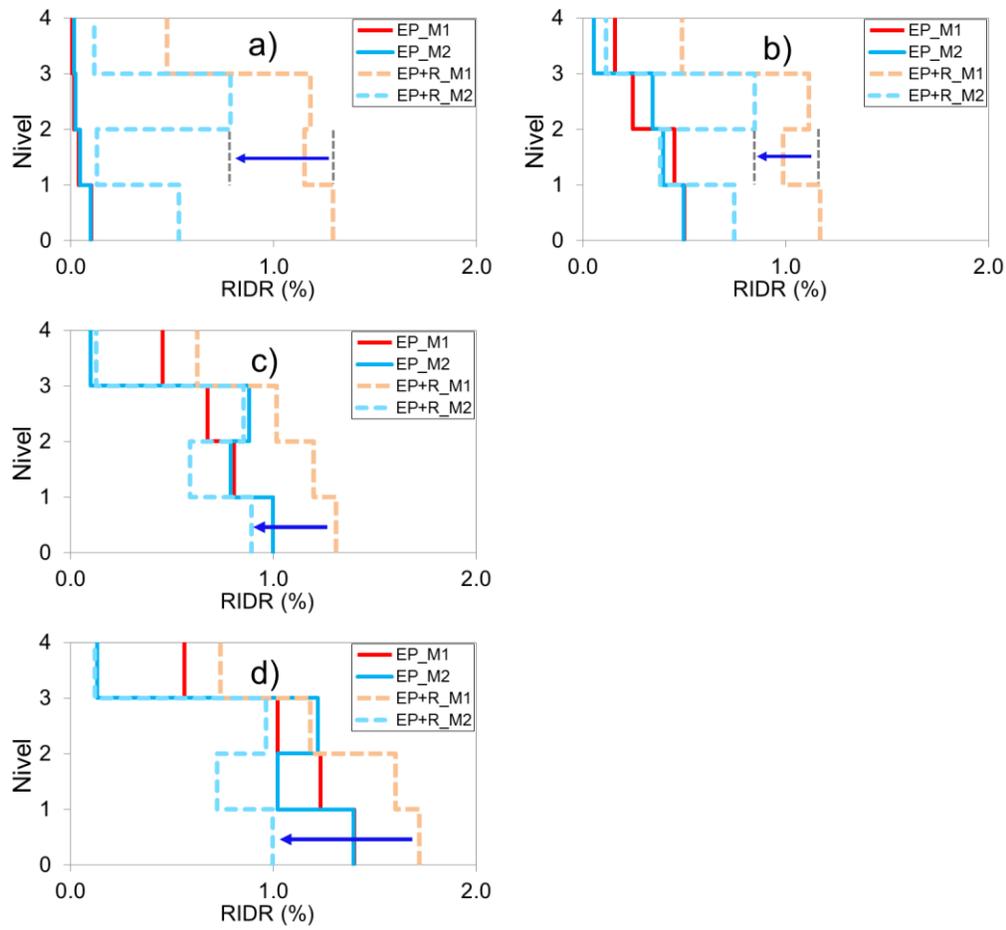
nivel de RIDR<sub>o</sub>, lo cual puede atribuirse al *re-centramiento* en el modelo M2. Sin embargo, como se ilustra en la Figura 4.25, la diferencia en las demandas máximas de IDR experimentadas en los modelos es menos significativa que la diferencia en la demanda máxima de RIDR. Por ello, se puede concluir que el modelo M2 tiene mayor influencia en limitar las demandas de RIDR, que las demandas de IDR. Lo anterior puede atribuirse al incremento de la rigidez y resistencia tanto en el comportamiento elástico como en el comportamiento después de la fluencia del modelo M2, las cuales son incrementadas por la influencia de las fuentes de sobre-resistencia consideradas en el modelo.



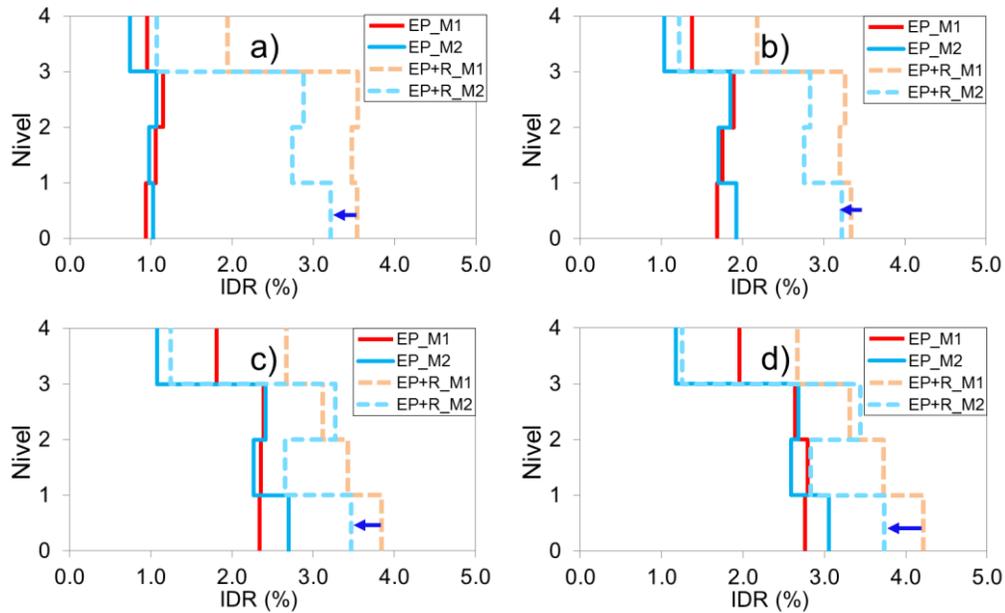
**Figura 4.22** Comparación de la mediana de la demanda de RIDR en los modelos M1 y M2 ante los EPs y secuencias del conjunto CMA15-50, para cuatro niveles de RIDR<sub>o</sub>; a) 0.1%; b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.



**Figura 4.23** Comparación de la mediana de la demanda de IDR en los modelos M1 y M2 ante los EPs y secuencias del conjunto CMA15-50, para cuatro niveles de  $RIDR_c$ ; a) 0.1%; b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.



**Figura 4.24** Comparación de la mediana de la demanda de RIDR en los modelos M1 y M2 ante los EPs y secuencias del conjunto CMA3-50, para cuatro niveles de RIDR<sub>0</sub>; a) 0.1%; b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.

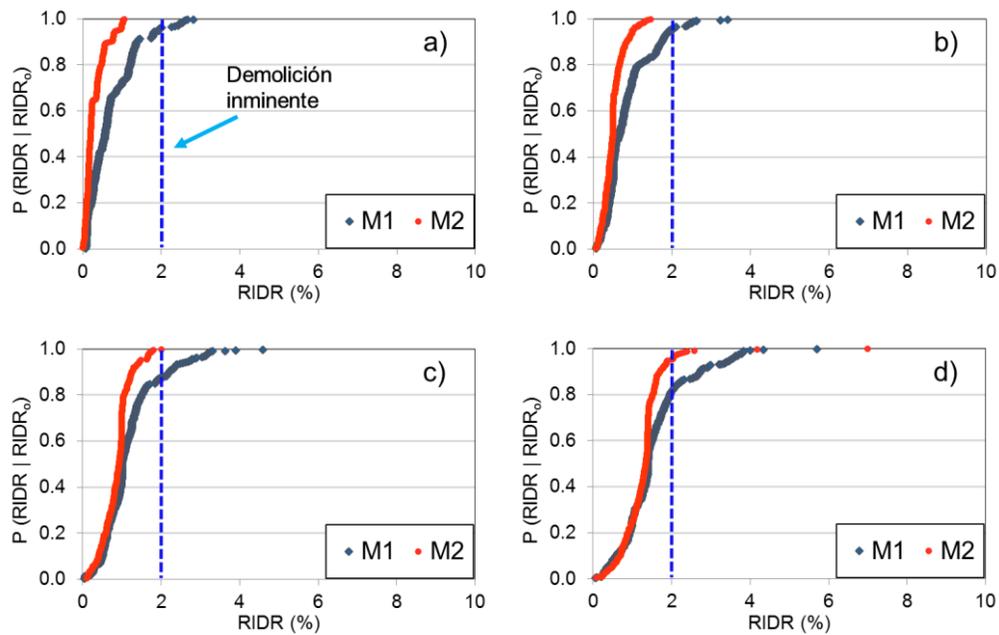


**Figura 4.25** Comparación de la mediana de la demanda de IDR en los modelos M1 y M2 ante los EPs y secuencias del conjunto CMA3-50, para cuatro niveles de  $RIDR_0$ ; a) 0.1%; b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.

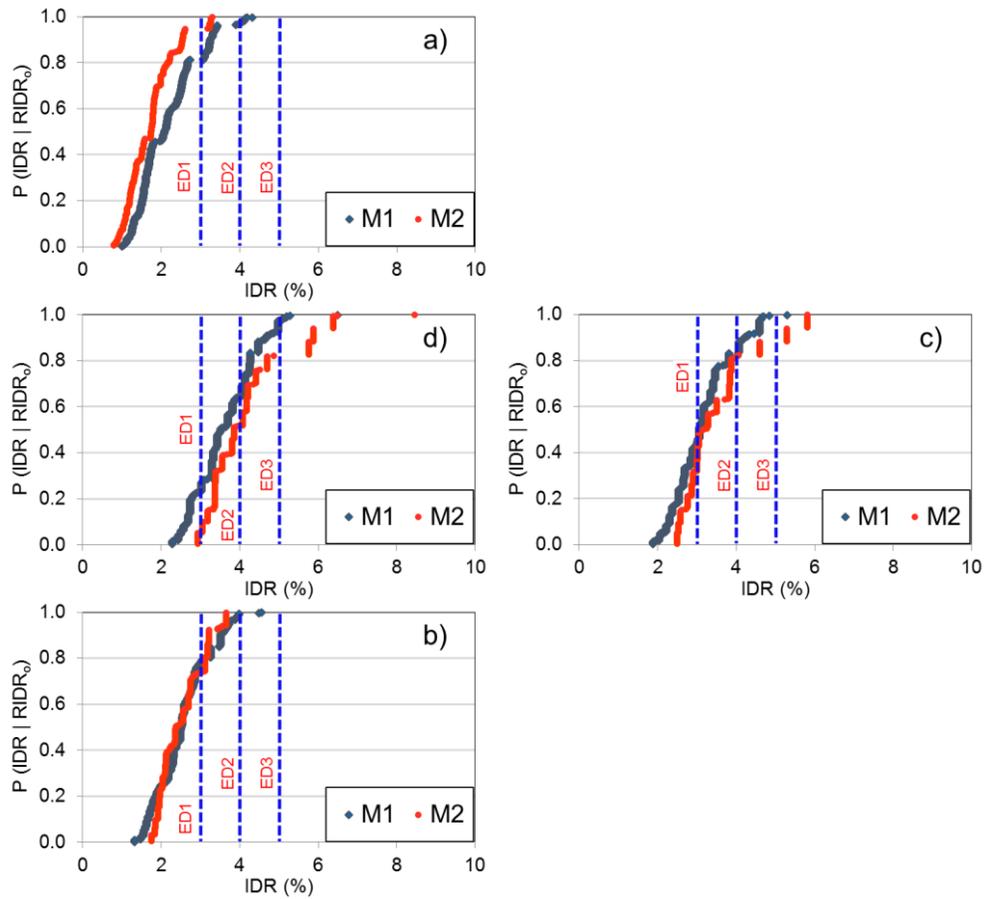
#### 4.6.2 Curvas de fragilidad empíricas del modelo M1 y M2 ante las secuencias CMA15-50 y CMA3-50

En las Figuras 4.30-4.33 se presenta una comparación de las curvas de fragilidad empíricas desarrolladas para los modelos M1 y M2, en función de la  $RIDR_0$  y el peligro sísmico de las réplicas. En la Figura 4.30 se puede observar que no existe probabilidad de que el modelo M2 alcance el nivel de demolición inminente cuando se consideran  $RIDR_0$  iguales a 0.1%, 0.5% y 1% ante las secuencias CMA15-50. Sin embargo, en el modelo M1 existe una probabilidad del 12% y 19% de alcanzar la demolición inminente considerando  $RIDR_0$  iguales a 1% y 1.4%, respectivamente. Aunque existe una probabilidad pequeña de que los modelos alcancen la demolición inminente debido a las  $RIDR$ , los modelos experimentan grandes IDR, lo cual incrementa la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño, como se muestra en la Figura 4.31. Por ejemplo, existe una posibilidad del 100% de que el modelo M2 alcance el ED1, un 48% de probabilidad de alcanzar ED2 y un 18% de probabilidad de alcanzar ED3, cuando se considera la  $RIDR_0$  igual a 1.4%. Cabe añadir que el efecto de incluir las fuentes adicionales de sobre-resistencia y rigidez en el modelo M2 disminuye la probabilidad de que el edificio alcance la demolición inminente.

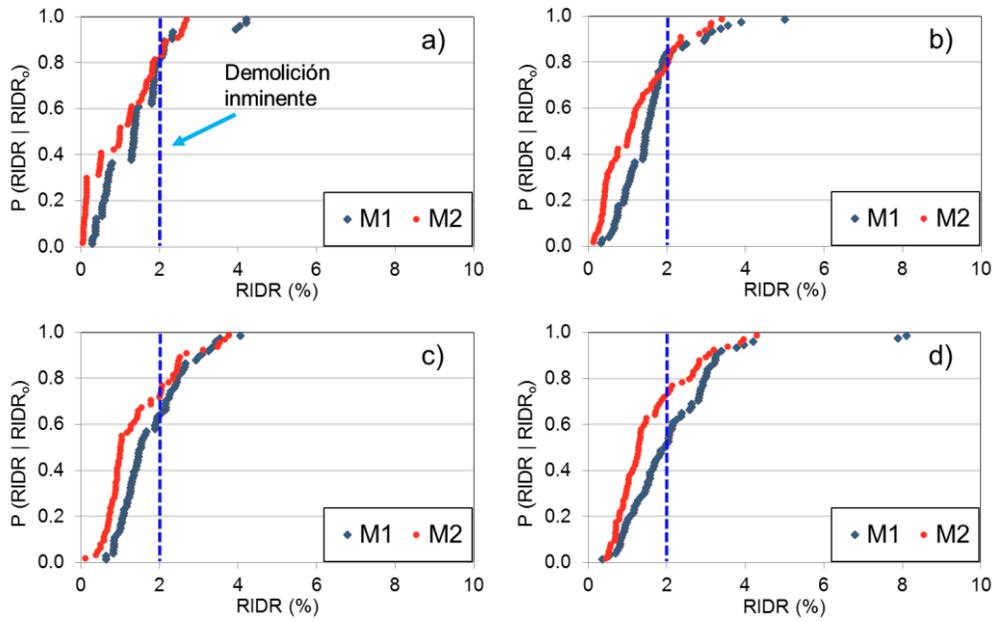
En la figura 4.32 y 4.33 se observan las respuestas, en términos de IDR y RIDR, de los modelos ante las secuencias del conjunto CMA3-50. En las figuras se observa que el modelo M2 tiende a experimentar menores RIDR que el modelo M1. Por ejemplo, cuando se considera una  $RIDR_o$  de 1.4%, el modelo M1 tiene 47% de probabilidad de alcanzar la demolición inminente, mientras que el modelo M2 tiene 27%. Sin embargo, cuando se considera una  $RIDR_o$  de 0.5%, en ambos modelos se tiene un 20% de probabilidad de alcanzar la demolición inminente. Por otro lado, los modelos no exhiben una diferencia significativa en la demanda de IDR. Por ejemplo, cuando se considera una  $RIDR_o$  de 1.4%, el modelo M1 tiene un 93% de probabilidad de alcanzar el ED1, 64% de alcanzar el ED2 y 28% de alcanzar el ED3, mientras que el modelo M2 tiene 94% de probabilidad de alcanzar el ED1, 45% de alcanzar el ED2 y 18% de alcanzar el ED3.



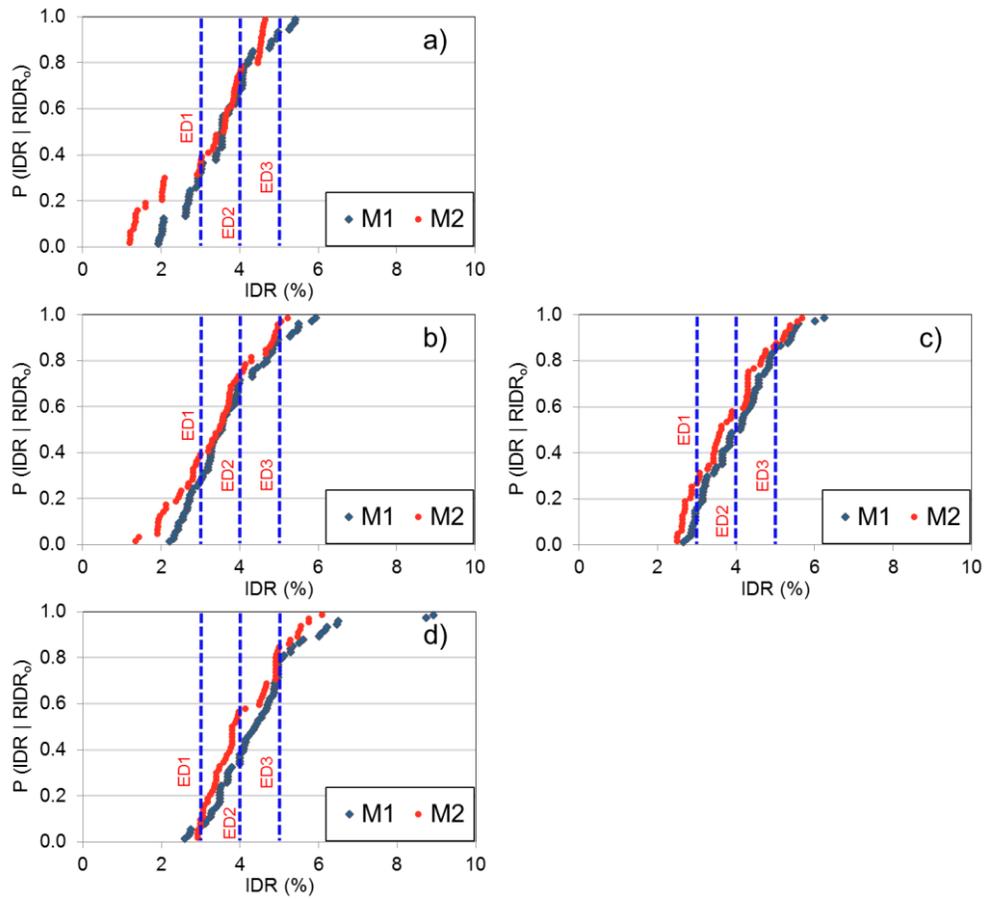
**Figura 4.26** Curvas de fragilidad empíricas de los modelos M1 y M2 para la obtención de la probabilidad de RIDR ante las secuencias incluidas en CMA15-50 de las  $RIDR_o$ : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.



**Figura 4.27** Curvas de fragilidad empíricas de los modelos M1 y M2 para la obtención de la probabilidad de IDR ante las secuencias incluidas en CMA15-50 de las  $\text{RIDR}_0$ : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.



**Figura 4.28** Curvas de fragilidad empíricas de los modelos M1 y M2 para la obtención de la probabilidad de RIDR ante las secuencias incluidas en CMA3-50 de las RIDR<sub>0</sub>: a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.



**Figura 4.29** Curvas de fragilidad empíricas de los modelos M1 y M2 para la obtención de la probabilidad de IDR ante las secuencias incluidas en CMA3-50 de las  $RIDR_0$ : a) 0.1%, b) 0.5%, c) 1.0%, y d) 1.4%.



## CAPÍTULO

## 5

## 5 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE COLAPSO ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS

---

### 5.1 INTRODUCCIÓN

Los reglamentos actuales sólo consideran el peligro sísmico de un evento de gran magnitud (evento principal). Sin embargo, estos vienen acompañados por un segundo evento (réplicas), en ocasiones, con magnitudes importantes en un tiempo relativamente corto. En consecuencia, una estructura que es diseñada sólo para resistir un evento principal importante incrementa su vulnerabilidad ante posibles réplicas.

El objetivo de este capítulo es evaluar el potencial de colapso de un edificio de acero ante réplicas considerando distorsiones residuales de entrepiso inducidas por el evento principal. Asimismo, se estudiará la capacidad del edificio para desarrollar distorsiones residuales asociadas a la demolición (RIDR<sub>D</sub>) ante réplicas.

## 5.2 METODOLOGÍA

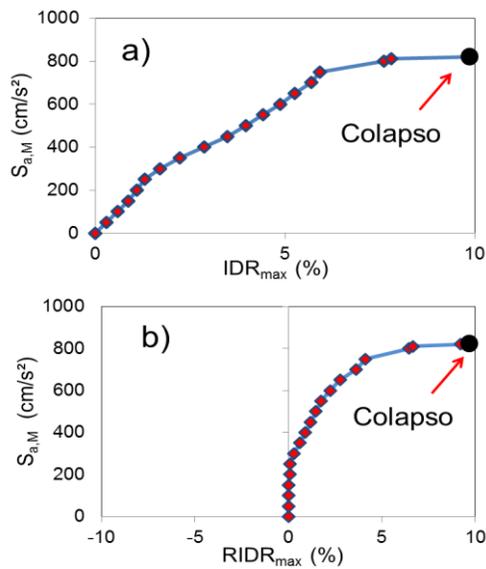
Para evaluar el potencial de colapso del edificio de acero seleccionado en este estudio ante una secuencia sísmica evento principal-réplica, se siguieron los pasos siguientes:

- 1) Desarrollar un modelo analítico adecuado de la estructura en estudio, en su estado original (es decir, sin daño). Para tal fin, es deseable que el modelo analítico incluya diversas fuentes de sobre-resistencia que pudieran tener influencia en la respuesta sísmica (por ejemplo, incorporación de marcos interiores, contribución de la losa, flexibilidad de la conexión viga-columna, etc.).
- 2) Selección de distorsiones residuales objetivo. Dichas distorsiones deben abarcar un intervalo adecuado que permita evaluar diferentes condiciones de la estructura después de la ocurrencia del evento principal (EP). Por ejemplo, en este estudio se eligió desde una distorsión residual pequeña (es decir, el edificio permaneció prácticamente en su estado original después del EP) hasta distorsiones residuales cuya amplitud no permitiría la reparación de la estructura. Para tal fin, es deseable identificar una medida adecuada de distorsión residual (por ejemplo, la distorsión residual de entrepiso objetivo,  $RIDR_o$ ).
- 3) Escalar, en amplitud, el evento principal para que induzca una  $RIDR_o$  dada al edificio en estudio.
- 4) Desarrollar un análisis dinámico incremental (ADI) del edificio seleccionado ante la réplica de la secuencia sísmica para encontrar su capacidad de colapso, la cual es función de la  $RIDR_o$ . La capacidad de colapso de una estructura se define, en este texto, como la aceleración espectral máxima que puede resistir dicha estructura ante una excitación sísmica (ya sea ante el EP o ante la réplica). Para realizar el ADI se toma en cuenta lo siguiente:
  - a) La aceleración espectral asociada al periodo fundamental de la estructura,  $S_a(T_1)$ , se utiliza como medida de intensidad sísmica.
  - b) Se escala, en amplitud, la historia de aceleraciones del terreno de la réplica con incrementos constantes de  $S_a(T_1)$  (por ejemplo, igual a  $50 \text{ cm/s}^2$ ) hasta que

el edificio alcance el colapso. El colapso de una estructura se define, en este texto, como la pérdida de capacidad estructural para resistir fuerzas laterales sísmicas, lo cual ocurre cuando la estructura exhibe grandes distorsiones laterales.

- c) El proceso anterior se repite para cada  $RIDR_o$ .
- d) La distorsión máxima de entrepiso ( $IDR_{max}$ ) y la distorsión residual máxima de entrepiso ( $RIDR_{max}$ ) se usan como parámetros de respuesta.

Para fines de ilustración, en la Figura 5.1 se muestra una curva derivada del ADI considerando la  $IDR_{max}$  y  $RIDR_{max}$  como parámetros de respuesta. Note que el ADI se desarrolló hasta el colapso de la estructura (indicado con un punto negro).



**Figura 5.1** Curvas derivadas del ADI para: a)  $IDR_{max}$ , y b)  $RIDR_{max}$ .

- 5) Una medida del potencial de colapso del edificio ante las réplicas se obtendrá por medio de dos criterios. En el criterio I, la capacidad de colapso ante la réplica considerando  $RIDR_o$  ( $S_{a,A}$ ) se normaliza con respecto a la capacidad de colapso ante el EP ( $S_{a,M}$ ). En el criterio II,  $S_{a,A}$  se normaliza con respecto a la capacidad de colapso ante la réplica considerando una  $RIDR_o = 0\%$ ,  $S_{a,A}^*$  (es decir, cuando se considera una  $RIDR_o$  de 0%, se asume que el edificio presentó un comportamiento

elástico durante el EP). Matemáticamente, los dos criterios se definen de la siguiente manera:

$$\kappa = \frac{S_{a,A}}{S_{a,M}} \quad (5.1)$$

$$\kappa^* = \frac{S_{a,A}}{S_{a,A^*}} \quad (5.2)$$

- 6) El proceso anterior se repite para cada secuencia sísmica incluida en un conjunto de secuencias sísmicas apropiadas para reproducir el peligro sísmico evento principal-réplica de la zona en estudio. Idealmente, las secuencias deben ser registradas en la región donde se encuentra ubicada la estructura.

### 5.3 DISTORSIONES PERMANENTES OBJETIVOS

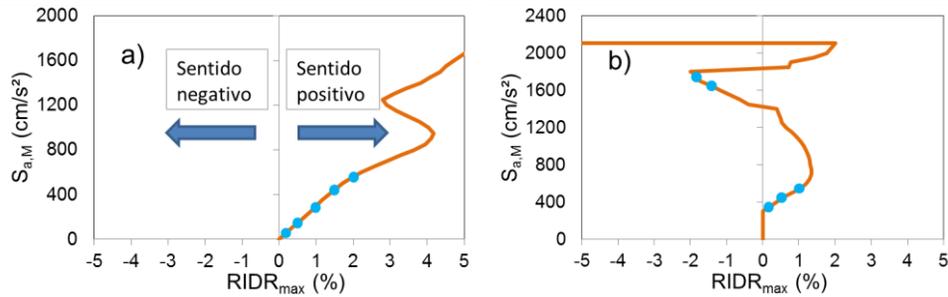
Para evaluar el potencial de colapso ante réplicas, se supone que el edificio cuenta con una  $RIDR_o$  inducida por el EP. Para fines de este estudio, se escogieron cinco niveles de  $RIDR_o$ , las cuales se establecieron y justificaron en la Sección 4.3.1.

En la Figura 5.2 se muestra las curvas derivadas del ADI del modelo M1 ante el EP de las secuencias SYLM288 y RINA228, indicando con puntos azules las  $RIDR_o$ . Cabe notar que durante el ADI ante la excitación SYLM288, el edificio experimentó  $RIDR$  en el sentido positivo, en el cual se encontraron todas las  $RIDR_o$ , como se ilustra en la Figura 5.2a. Sin embargo, debido al comportamiento obtenido en la curva derivada del ADI ante la excitación RINA228, las  $RIDR_o$  se localizan en los dos sentidos, como se muestra en la Figura 5.2b. Por ello, se encontraron tres  $RIDR_o$  (0.1%, 0.5% y 1%) en el sentido positivo del edificio y dos  $RIDR_o$  (1.4% y 2%) en el sentido negativo. Lo anterior se atribuye al *re-centramiento* del edificio, el cual se discute ampliamente en la Sección 5.4.2.

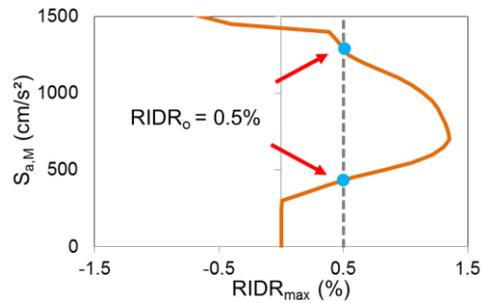
Como consecuencia de los diferentes tipos de comportamiento observados en las curvas derivadas del ADI se estableció el siguiente criterio para encontrar las  $RIDR_o$ :

- a) Cuando no sea posible encontrar todas las  $RIDR_o$  en un sentido, se buscarán en el sentido opuesto las  $RIDR_o$  faltantes, como se ilustra en la Figura 5.2b.

- b) Si la curva derivada del ADI tiene dos o más  $RIDR_o$  iguales por efecto *del re-centramiento* del edificio, se escogerá la  $RIDR_o$  asociado a la menor intensidad, como se muestra en la Figura 5.3.
- c) Si el edificio no desarrolla una  $RIDR_o$  igual, o mayor, a 1.4% al final del EP, entonces no se considerará en el análisis ante la réplica.



**Figura 5.2** Curvas derivadas del ADI del modelo M1 ante el EP de las secuencias: a) SYLM288, y b) RINA228.



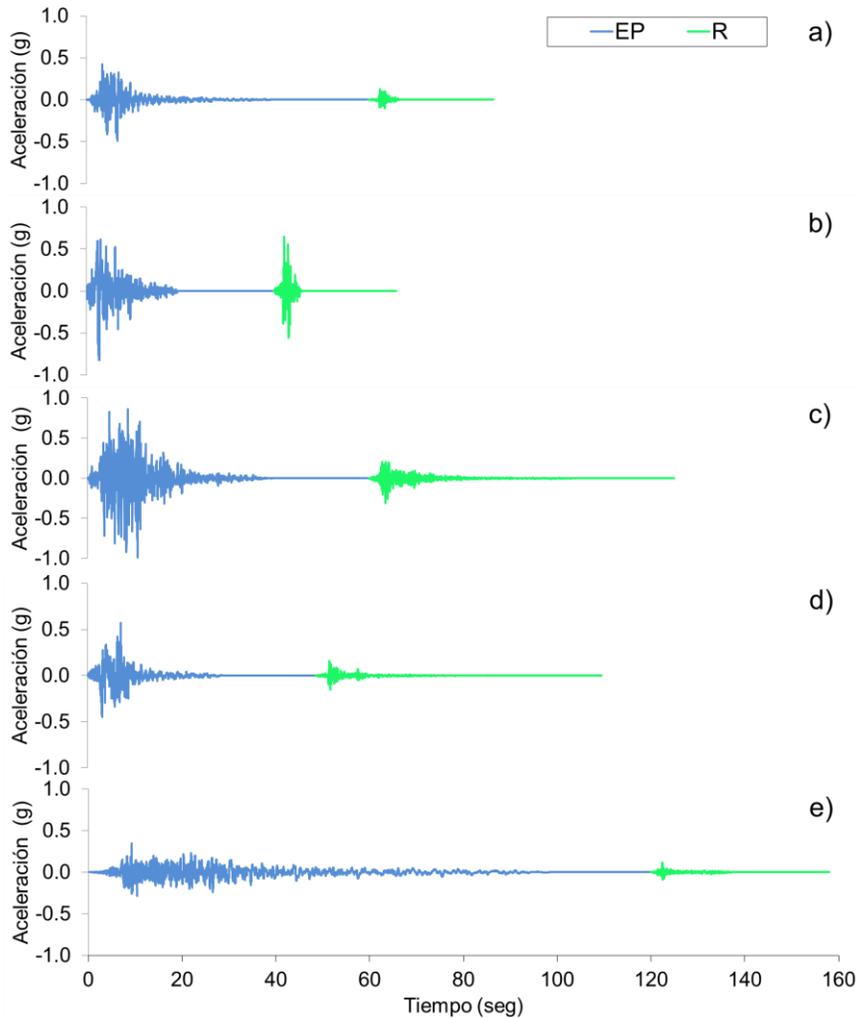
**Figura 5.3** Criterio de selección de la  $RIDR_o$ .

## 5.4 POTENCIAL DE COLAPSO ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS SELECTAS

### 5.4.1 Secuencias sísmicas selectas

A continuación se presentan las secuencias sísmicas selectas incluidas en los conjuntos de secuencias sísmicas de fuente cercana y fuente lejana para explicar con detalle el comportamiento particular del edificio ante distintos escenarios. Para fines de ilustración, en la Figura 5.4 se muestran las cinco secuencias sísmicas utilizadas. Las secuencias de

fuentes cercanas a la falla son SYLM288, RINA228, TARZ360 y JEPG022, mientras que la secuencia de fuente lejana es DELTA352.

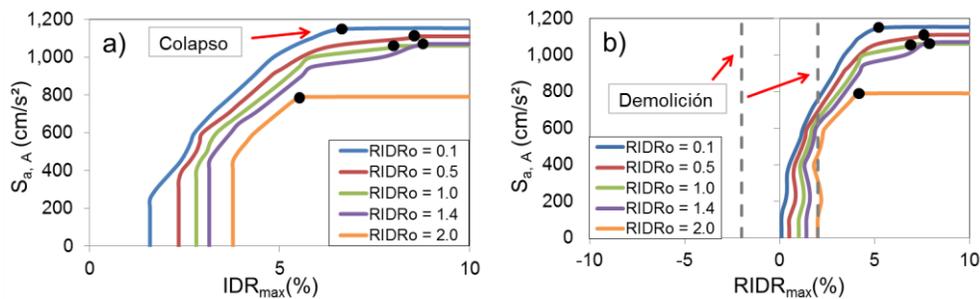


**Figura 5.4** Secuencias sísmicas selectas: a) SYLM288; c) RINA228, d) TARZA360, d) JEPG022, y e) DELTA352.

#### 5.4.2 Efecto de la excitación

En la Figura 5.5 se muestran las curvas derivadas del ADI del modelo M2, en términos de  $IDR_{max}$  y  $RIDR_{max}$ , ante la secuencia SYLM288. Cabe notar que la  $IDR_{max}$  se obtuvo a

partir de los valores absolutos de la IDR, mientras que la  $RIDR_{max}$  se presenta con la amplitud y el sentido original, con el propósito de observar el efecto de *re-centramiento* del edificio durante el ADI. En la figura, se puede observar que el edificio alcanza su capacidad de colapso (indicado con un punto negro) en función del nivel de  $RIDR_o$ . Sin embargo, debe resaltarse que el edificio exhibe una  $RIDR_{max}$  mayor al 2% (indicando con líneas punteadas), asociada a la necesidad inminente de demolición del edificio, a intensidades menores que aquellas asociadas a su capacidad de colapso. **En general**, en la figura se observa un decremento en la capacidad de colapso y la capacidad de demolición del edificio a medida que aumentan las  $RIDR_o$ . Cabe aclarar que en las curvas derivadas del ADI para la demanda de  $IDR_{max}$  se observa un comportamiento lineal al inicio de las mismas, como se muestra en la Figura 5.5a. Lo anterior se atribuye a que el edificio experimentó mayores IDR durante la acción del EP que ante la acción de la réplica para niveles bajos de intensidad.



**Figura 5.5** Curvas derivadas del ADI del modelo M2 ante la réplica de la secuencia SYLM288: a)  $IDR_{max}$ , b)  $RIDR_{max}$ .

Es interesante notar que el potencial de colapso del mismo edificio, cuantificado con las Ecuaciones 5.1 y 5.2, puede ser diferente para cada secuencia sísmica. Por ejemplo, la capacidad de colapso del edificio ante la secuencia SYLM288 es mayor en el EP que ante la réplica, como se ilustra en la Figura 5.6a. Por el contrario, la capacidad de colapso del edificio ante la secuencia JEPG022 es menor en el EP que ante la réplica, como se muestra en la Figura 5.6b. Cabe notar que la capacidad de colapso ante las réplicas se consideraron  $RIDR_o$ . En consecuencia, al evaluar el potencial de colapso del edificio ante réplicas normalizando con base en la capacidad de colapso del EP (criterio I) se obtienen resultados sensiblemente diferentes. Por ejemplo, ante la secuencia SYLM288, los valores de  $\kappa$  son menores a la unidad para todos los niveles de la  $RIDR_o$ , mientras que

son mayores a la unidad cuando se considera la secuencia JEPG022. Lo anterior puede atribuirse a que no obstante que el edificio alcanza el mismo nivel de  $RIDR_o$ , después del EP, la réplica tiene características diferentes (e.g. contenido de frecuencia).

En la Figura 5.7 se muestra las curvas derivadas del ADI del modelo M2 ante las réplicas de las secuencias SYLM288 y JEPG022 considerando  $RIDR_o$  de 0%, 0.1%, 0.5%, 1.0%, 1.4% y 2%. En la figura se observa que la capacidad de colapso del edificio sano (sin daño previo) ante réplicas ( $S_{a,A}$ ) son menores a la capacidad de colapso del edificio ante réplicas considerando  $RIDR_o$  ( $S_{a,A}$ ). En este caso, el valor de  $\kappa^*$  es ligeramente menor a la unidad, indicando que el edificio disminuyó su capacidad de colapso al experimentar una  $RIDR_o$ . De esta manera, los valores de  $\kappa^*$  menores a la unidad, indican que la capacidad de colapso del edificio considerando  $RIDR_o$  es menor a la capacidad de colapso del edificio sano. Para los valores de  $\kappa^*$  mayores a uno, indican que la capacidad de colapso del edificio considerando  $RIDR_o$  es mayor que la capacidad de colapso del edificio sano.

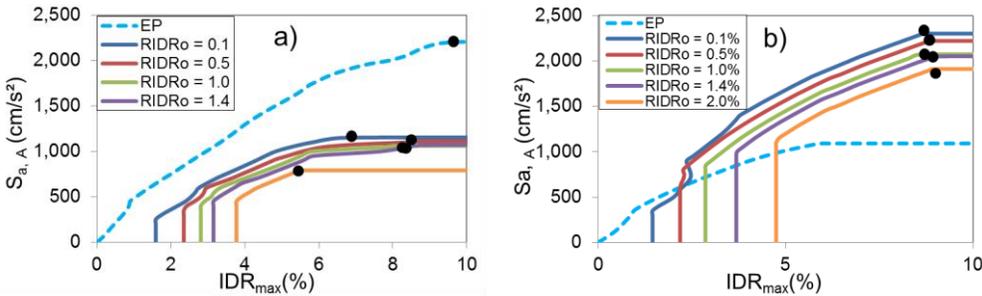


Figura 5.6 Curvas derivadas del ADI del modelo M2 ante el EP y ante las réplicas de las secuencias: a) SYLM288, y b) JEPG022.

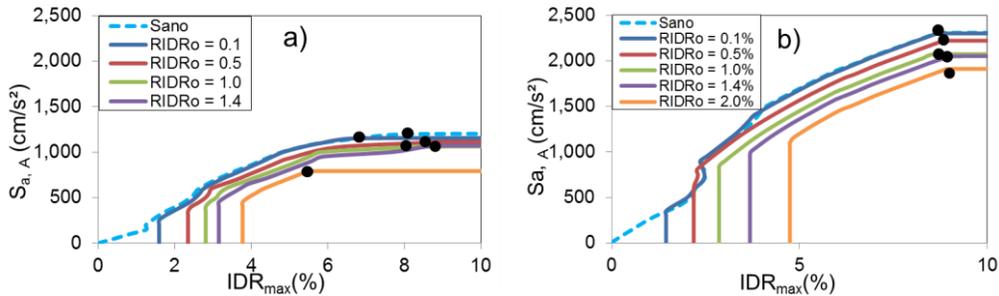


Figura 5.7 Curvas derivadas del ADI del modelo M2 ante las réplicas de las secuencias: a) SYLM288, y b) JEPG022.

Para una mejor explicación, en la Figura 5.8 se ilustra la capacidad de colapso del edificio ante las secuencias SYLM288 y JEPG022 utilizando ambos criterios. En la figura se observan valores de  $\kappa$  igual a 0.5 ante la secuencia SYLM288 y valores de  $\kappa$  igual a 2.1 ante la secuencia JEPG022 considerando una  $RIDR_o$  de 0.1%, mientras que los valores de  $\kappa^*$  son cercanos a 1.0 en ambas secuencias. Cabe notar que los valores de  $\kappa$  obtenidos ante la secuencia JEPG022, indican que la capacidad de colapso del edificio con una  $RIDR$  es alrededor de un 100% mayor que la capacidad de colapso del edificio ante el EP.

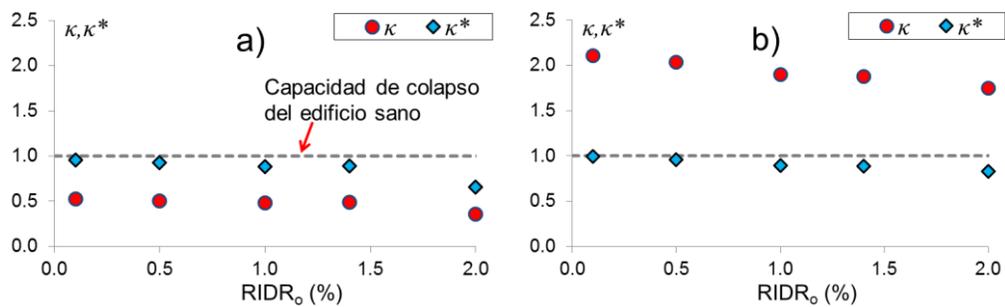


Figura 5.8 Capacidad de colapso del modelo M2 ante las secuencias: a) SYLM288, y b) JEPG022.

En conclusión, el criterio II tiende a representar de forma adecuada la capacidad de colapso del edificio ante réplicas. Por el contrario, el criterio I se obtiene valores muy dispersos para determinar la capacidad de colapso del edificio, como se muestra en la Figura 5.8.

### 5.4.3 Efecto del *re-centramiento*

Una excitación sísmica contiene un conjunto de pulsos con diferentes duraciones y amplitudes. Tales pulsos gobiernan la respuesta de la estructura (es decir, la  $IDR_{max}$  y  $RIDR_{max}$ ). En una secuencia sísmica se tiene dos excitaciones con características individuales (evento principal-réplicas). El EP, debido a los pulsos intensos, puede inducir, en el edificio, un desplazamiento residual en un sentido, mientras que ante la réplica, el desplazamiento residual puede ser incrementado o disminuido (es decir, el edificio puede *re-centrarse* ante la acción de la réplica), en ocasiones, a tal grado que el edificio terminar con un desplazamiento residual en el sentido opuesto.

En las Figuras 5.9 y 5.10 se muestran las curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2, respectivamente, al ser sometidos ante la secuencia TARZA360. En ambas figuras

puede notarse que en una etapa inicial el edificio exhibe una  $RIDR_o$  debido al EP en el sentido positivo. Sin embargo, ante la acción de la réplica, el edificio tiende a *re-centrarse* (es decir, el edificio regresa a su posición original). Conforme aumenta la intensidad de la réplica, el edificio continúa exhibiendo una  $RIDR_{max}$  en el sentido opuesto al inicial y se mantiene, en ese sentido, hasta el colapso. Es interesante notar que el efecto del *re-centramiento* del edificio ante réplicas, cuando se considera una  $RIDR_o$ , resulta benéfico, dado que la capacidad de colapso se incrementa a medida que aumenta la  $RIDR_o$ . Para fines de comparación, también se realizó el ADI con la estructura *sana* ante la réplica (indicada con una línea punteada). Cabe notar que el modelo M2 exhibe mayor capacidad de colapso y capacidad de demolición ante la réplica que el modelo M1, como se ilustra en las Figuras 5.9 y 5.10.

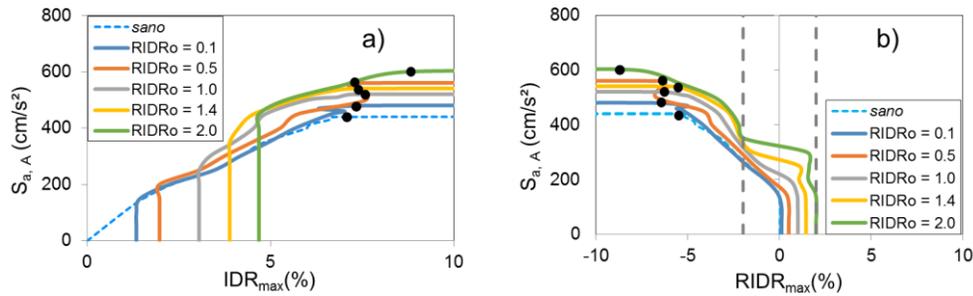


Figura 5.9 Curvas derivadas del ADI del modelo M1 ante la réplica de la secuencia TARZA360: a)  $IDR_{max}$ , b)  $RIDR_{max}$ .

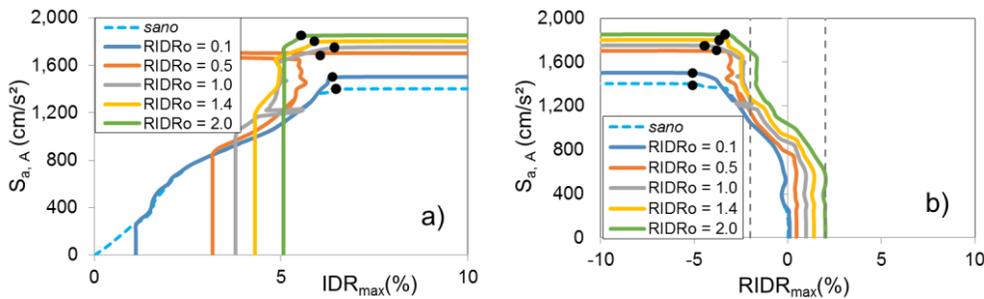
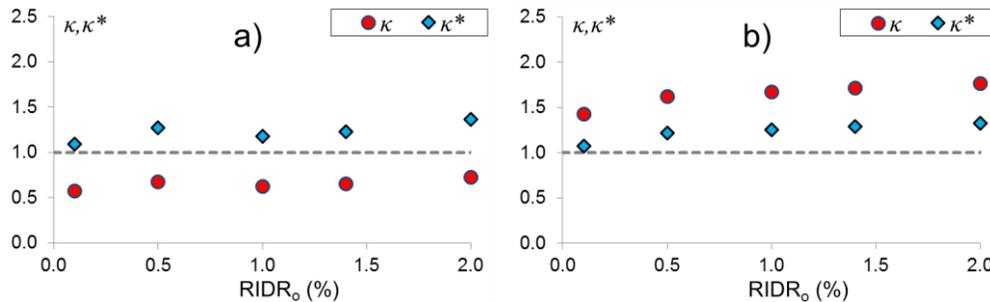


Figura 5.10 Curvas derivadas del ADI del modelo M2 ante la réplica de la secuencia TARZA360: a)  $IDR_{max}$ , b)  $RIDR_{max}$ .

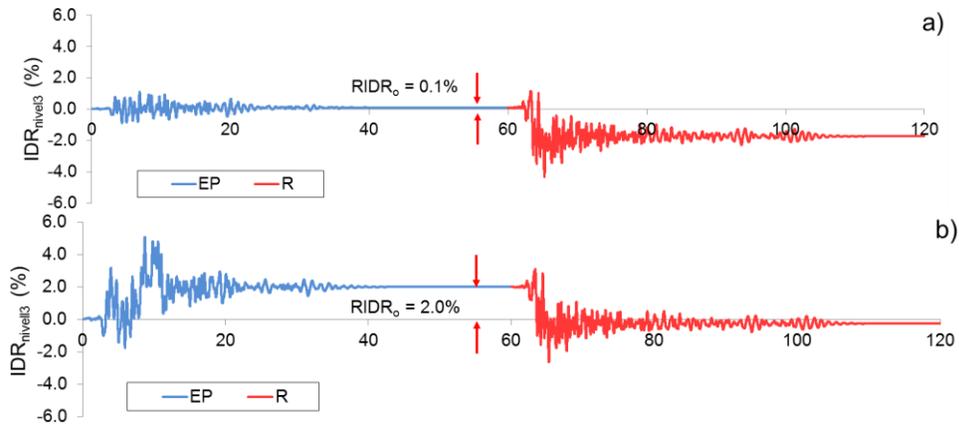
En resumen, cuando el edificio presenta *re-centramiento* ante réplicas, su capacidad de colapso se incrementa a medida que incrementa la  $RIDR_o$ , como se ilustra en la Figura 5.11. Sin embargo, nuevamente se puede confirmar que los valores obtenidos de  $\kappa$  presentan resultados sensiblemente diferentes. Por el contrario, los valores obtenidos de

$\kappa^*$  tienden a iniciar en la unidad para bajas RIDR<sub>o</sub> e incrementa a medida que aumentan las RIDR<sub>o</sub>.



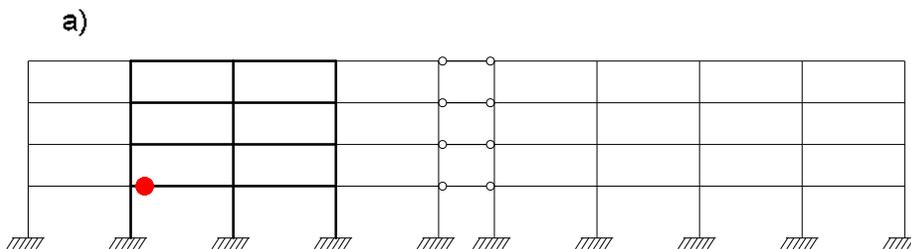
**Figura 5.11** Capacidad de colapso ante la secuencia TARZA360 para los modelos: a) M1, y b) M2.

Para fines de explicación sobre el aumento en la capacidad de colapso debido al *re-centramiento*, en la Figura 5.12 se ilustra la historia de distorsiones del modelo M2 ante dos secuencias generadas a partir de la secuencia TARZA360. En ambas secuencias, la réplica tiene la misma intensidad ( $S_a = 1000 \text{ cm/s}^2$ ). No obstante, el EP es escalado, en amplitud, para inducir una RIDR<sub>o</sub> en el edificio igual a 0.1% y 2.0% para la secuencia I y II, respectivamente. El modelo M2 se comporta prácticamente lineal ante el EP de la secuencia I; mientras que ante la secuencia II incursiona en el rango inelástico. Es interesante notar que durante la acción de la réplica de la secuencia II, el edificio es desplazado en el sentido negativo, regresándolo a su posición original. Por el contrario, ante la acción de la réplica de la secuencia I, la RIDR se incrementa. En consecuencia, cuando el edificio, considerando RIDR<sub>o</sub>, presenta *re-centramiento* ante la réplica, requiere incrementar su intensidad sensiblemente para llevarlo al colapso. Este fenómeno se refleja en el cálculo de  $\kappa$  y  $\kappa^*$ .



**Figura 5.12** Historia de IDR del modelo M2 ante las secuencias generadas a partir de TARZA360: a) secuencia I y b) secuencia II.

Durante el análisis, se pudo apreciar que algunos elementos experimentan deterioro de resistencia aún cuando el edificio es *re-centrado* por la réplica (por ejemplo, el modelo M2 sometido ante la secuencia II). Para fines de comparación, en la Figura 5.13 se ilustran los ciclos de histéresis registrados en la viga del primer nivel del marco resistente a momento ante el EP (indicado con una línea azul) y ante la réplica (indicada con una línea roja) de las secuencias artificiales I y II. Asimismo, con una línea negra de puntos, se indica la rotación residual al final del EP,  $R(EP)$ , y con una línea negra discontinua, se indica la rotación residual ante la réplica,  $R(RE)$ . En la figura se puede observar un decremento en la rotación residual ante la réplica de la secuencia II (Figura 5.13b), mientras que la rotación residual se incrementa ante la réplica de la secuencia I (Figura 5.13a). Note que durante la secuencia II, los ciclos de histéresis muestran una mayor degradación de resistencia que ante la secuencia I. Por ello, el deterioro estructural no necesariamente está al nivel de distorsiones, o rotaciones residuales.



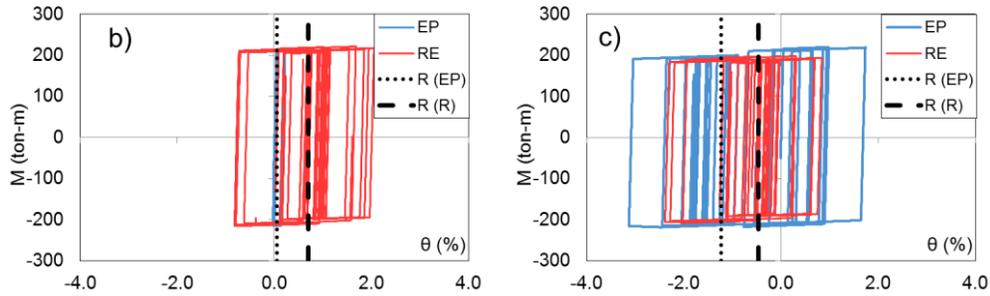


Figura 5.13 Ciclos de histéresis del modelo M2 ante la secuencia TARZA360: a) Ubicación de la articulación analizada; b) secuencia I, y c) secuencia II.

5.4.4 Efecto de la polaridad

El término de polaridad se refiere a la dirección del movimiento del terreno (ya sea el EP o la réplica). Para fines de este estudio, las excitaciones con polaridad positiva (PP) son aquellas que no sufren alteración (es decir, el registro mantiene la amplitud y sentido de la historia de aceleración del terreno de la que se registraron originalmente), mientras que la misma excitación con polaridad negativa (PN) indica que su amplitud tiene el signo contrario a la excitación original. Para fines de ilustración, en las Figuras 5.14a y 5.14b se presenta la excitación SYLM288 con PP y PN, respectivamente. Como se muestra en la Figura 5.15, si un edificio simétrico en planta y elevación es sometido ante una excitación sísmica con PP, el edificio exhibirá un desplazamiento residual en un sentido. Sin embargo, al cambiar la polaridad de la excitación, el edificio tendrá la misma amplitud del desplazamiento residual, pero en sentido contrario.

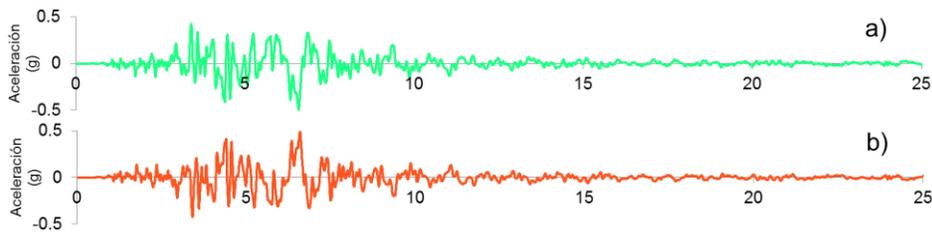
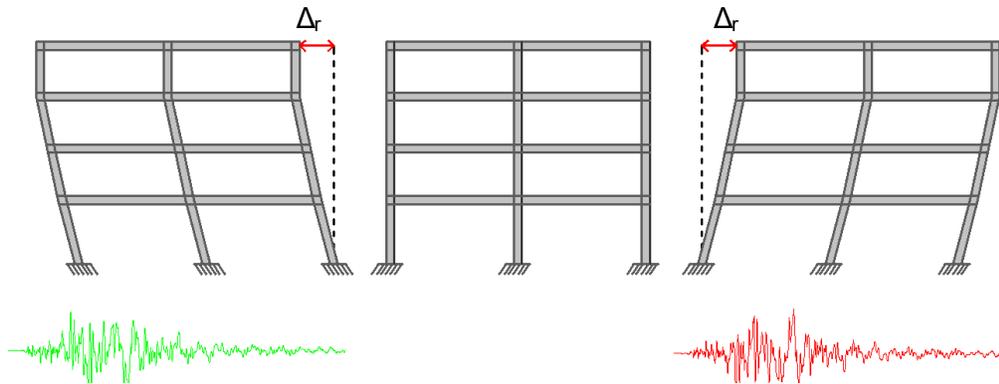


Figura 5.14 Excitación SYLM288 con; a) PP, y b) PN.



**Figura 5.15** Respuesta del edificio ante una excitación con PP y PN.

Puede decirse que el cambio de polaridad en una excitación no tiene un efecto significativo cuando se somete a un edificio *sano* (sin daño previo), simétrico en planta y elevación, dado que su respuesta ante la excitación con PP y PN sería la misma, pero con sentido opuesto. Sin embargo, cuando el edificio es sometido ante una secuencia sísmica, el efecto de la polaridad de la excitación puede ser importante. Por ejemplo, en la Figura 5.16 se muestra la respuesta del primer nivel en el modelo M2 ante la secuencia sísmica SYLM288 considerando la réplica con PP y PN. El EP fue escalado, en amplitud, para inducir una  $RIDR_o$  de 1.0%, mientras que la réplica fue escalada para producir una  $S_a(T_1)$  igual a  $1000 \text{ cm/s}^2$ . Puede observarse que la  $IDR_{max}$  y la  $RIDR_{max}$  se incrementa ante la réplica con PP; mientras que, el edificio se *re-centra* cuando la réplica actúa con PN, ocasionando que su distorsión residual al final de la réplica sea menor que el caso con PP.

El efecto de la polaridad de la excitación a nivel de las articulaciones se ilustra en la Figura 5.17. En la figura se muestran los ciclos de histéresis en la base de la columna central del marco resistente a momento del modelo M2 ante la secuencia SYLM288, con PP y PN. Se observa que la rotación residual se incrementó por la acción de la réplica con PP en el mismo sentido que la rotación residual inducida por el EP (Figura 5.17a). Por el contrario, la rotación residual se incrementa por la acción de la réplica con PN, pero en el sentido contrario a la rotación residual que indujo el EP (Figura 5.17b).

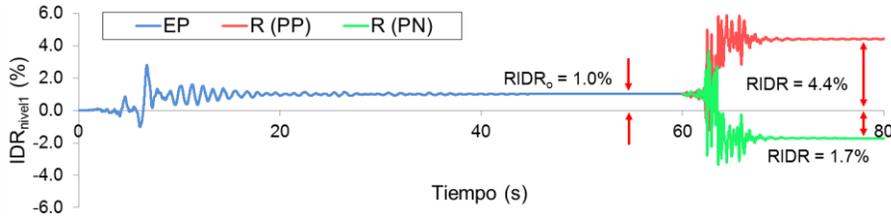


Figura 5.16 Historia de distorsión de entrepiso del modelo M2 ante la secuencia SYLM288, con PP y PN.

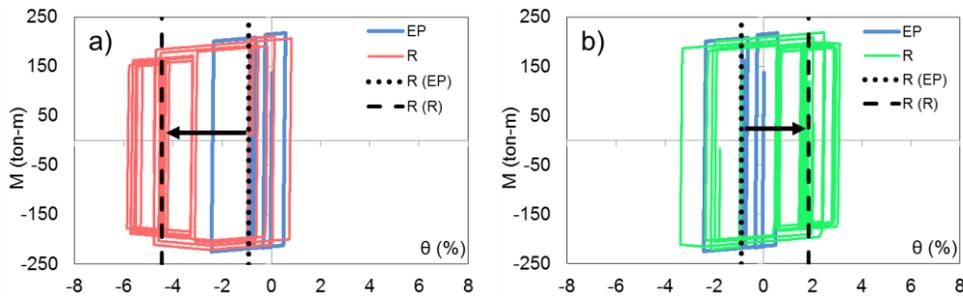
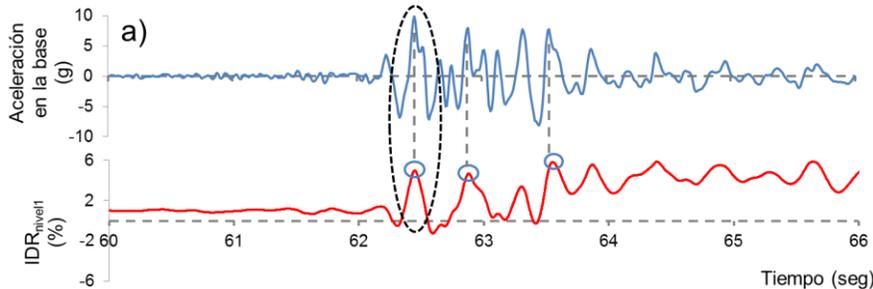
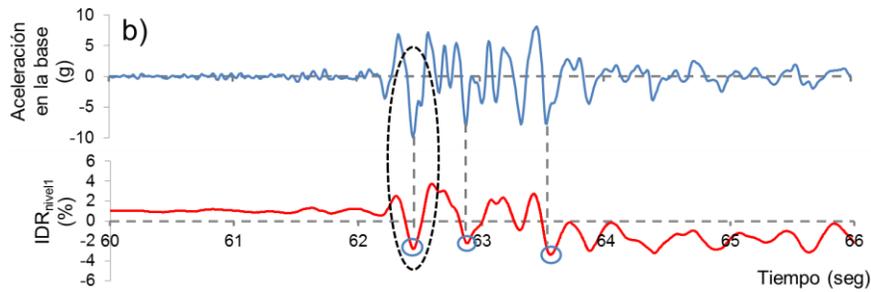


Figura 5.17 Ciclos de histéresis en la base de la columna central del marco resistente a momento con: a) PP, y b) PN.

El efecto de la polaridad de una excitación en un edificio es generado, principalmente, por los pulsos que la conforman. Para explicar con mayor detalle, en la Figura 5.18 se ilustra la historia de aceleraciones de la réplica de la secuencia SYLM288 para alcanzar una  $S_a(T_1)$  igual a  $1000 \text{ cm/s}^2$ , con PP y PN. En la misma figura se añade la historia de distorsiones en el primer nivel del modelo M2. En la figura se observan tres pulsos de gran amplitud que inciden en la respuesta de IDR y RIDR. Puede notarse que el primer pulso (ubicado en el interior de un óvalo de color negro y línea punteada) es el más importante, dado que cuando la excitación actúa con PN invierte el sentido de la distorsión.





**Figura 5.18** Respuesta del Modelo M2 ante la réplica de la secuencia de SYLM288: a) PP, y b) PN.

#### 5.4.5 Efecto del modelado

El edificio en estudio está formado por marcos resistentes a momentos perimetrales, lo cual es consistente con la práctica de diseño Americana. Normalmente, en su modelado sólo se consideran los marcos exteriores para el análisis en una dirección (análisis 2D). Sin embargo, debe considerarse que existen otros elementos y efectos que pueden influir notablemente en la respuesta del edificio (por ejemplo, los marcos interiores, la contribución de la losa, la flexibilidad de la conexión, etc.). Como se ilustra en la Sección 2.3.2, la incorporación de estos elementos y efectos conduce a una sobre-resistencia adicional, principalmente, que no se considera en los análisis convencionales. Sin embargo, cabe notar que no es posible incorporar todas las fuentes de sobre-resistencia y rigidez para fines de análisis. A continuación se presenta la influencia del modelado en la respuesta del edificio en estudio.

En las Figuras 5.19-5.24 se muestran las respuestas de los modelos M1 y M2 ante los EPs de las secuencias SYLM288, RINA228, TARZA360 y DELTA352, respectivamente. Como puede intuirse, la capacidad de colapso del modelo M1 es menor que la del modelo M2 en todos los casos analizados. Cabe notar que el modelo M1, en general, desarrolla mayores  $IDR_{max}$  y  $RIDR_{max}$  que el modelo M2, para el mismo nivel de intensidad. Además, puede notarse que las  $IDR_{max}$  y  $RIDR_{max}$  del modelo M1 al alcanzar el colapso son distintas a las del modelo M2. Por ejemplo, el modelo M2 exhibe mayores  $IDR_{max}$  al alcanzar el colapso ante la acción de los EPs de las secuencias RINA228 y TRAZA352 que en el modelo M1, como se muestra en las Figuras 5.20a y 5.21a.

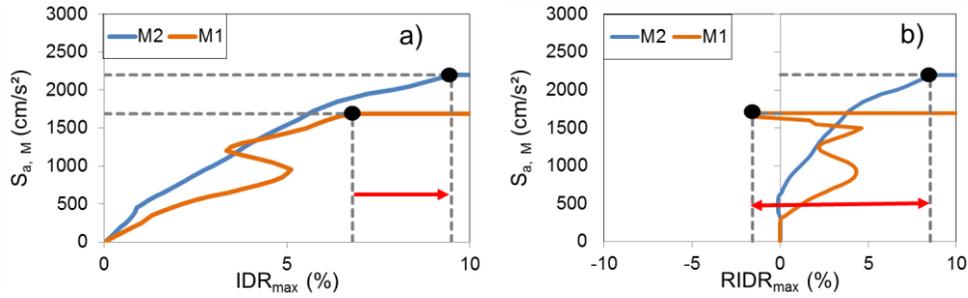


Figura 5.19 Curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la excitación SYLM288; a)  $IDR_{max}$ , y b)  $RIDR_{max}$ .

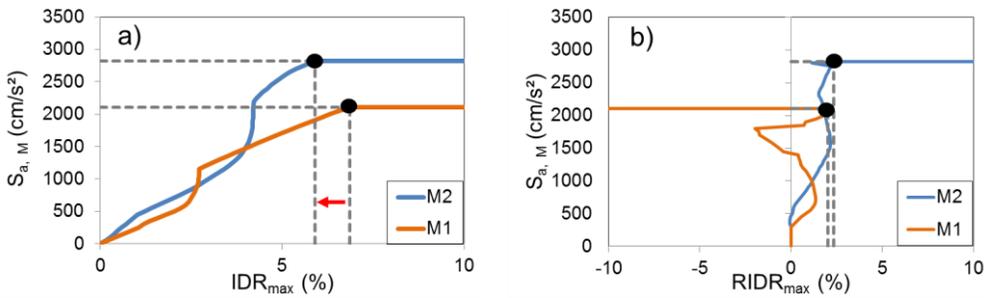


Figura 5.20 Curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la excitación RINA228; a)  $IDR_{max}$ , y b)  $RIDR_{max}$ .

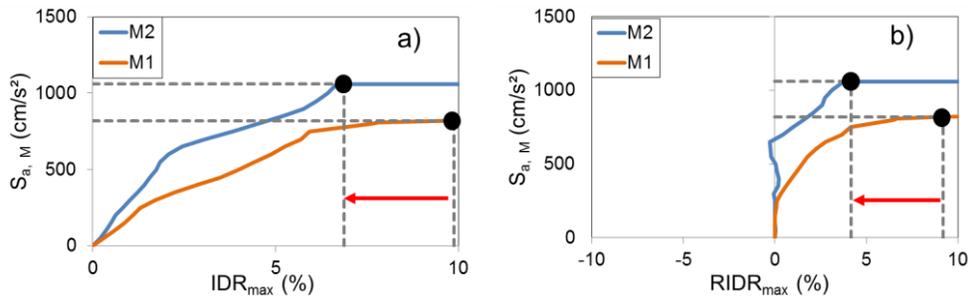
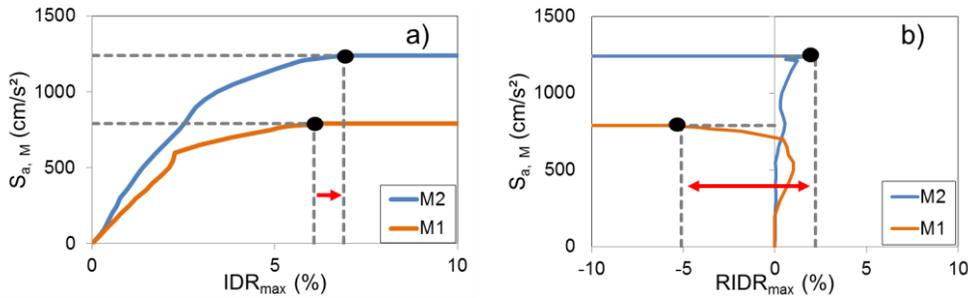


Figura 5.21 Curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la excitación TARZA360; a)  $IDR_{max}$ , y b)  $RIDR_{max}$ .



**Figura 5.22** Curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la excitación DELTA352; a)  $IDR_{max}$ , y b)  $RIDR_{max}$ .

La capacidad de colapso del modelo M2 se incrementó alrededor del 30% con respecto al modelo M1 ante la acción de los EPs de las secuencias de fuente cercana; mientras que, ante el EP de la secuencia de fuente lejana incrementó 57%. Los resultados particulares se presentan en la Tabla 5.1. De esta manera, sí consideramos el modelo M1 para estimar el potencial de colapso ante el EP, la respuesta del edificio sería subestimada significativamente.

**Tabla 5.1** Potencial de colapso de los modelo M1 y M2 ante el EP.

Excitación	M1 (cm/s <sup>2</sup> )	M2 (cm/s <sup>2</sup> )	M2/M1	Incremento (%)
SYLM	1690	2200	1.30	30
RINA	2108	2820	1.34	34
TARZA	820	1060	1.29	29
DELTA	791	1240	1.57	57

En las Figura 5.23 se muestra una comparación de las curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la secuencia SYLM288 considerando  $RIDR_0$  de 0.1%, 1.0%, 1.4% y 2.0%. En la figura, se puede apreciar que el modelo M2 exhibe mayor capacidad de colapso ante la réplica que el modelo M1. Lo anterior se atribuye al incremento de la resistencia y rigidez lateral en el comportamiento después de la fluencia observada en la curva de capacidad, dado que se consideran fuentes de sobre-resistencia en el modelo M2. Una comparación similar considerando la secuencia RINA228 se presenta en la Figura 5.24. De modo cuantitativo, la comparación de la capacidad de colapso de los modelos M1 y M2 se presenta en las Tablas 5.2 y 5.3, respectivamente. Los resultados nuevamente confirman la influencia de la sobre-resistencia en el potencial de colapso ante réplicas.

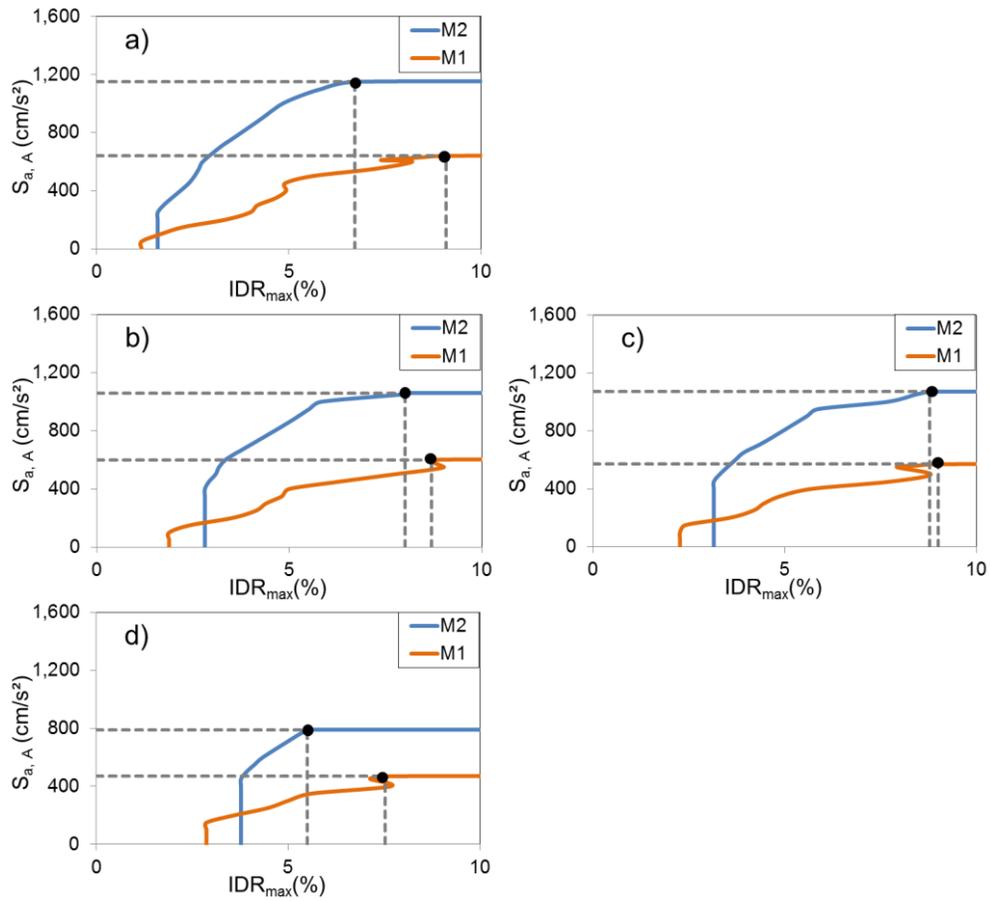


Figura 5.23 Curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la réplica de la secuencia SYLM288 para las  $RIDR_0$ : a) 0.1%; b) 1.0%; c) 1.4%, y c) 2.0%.

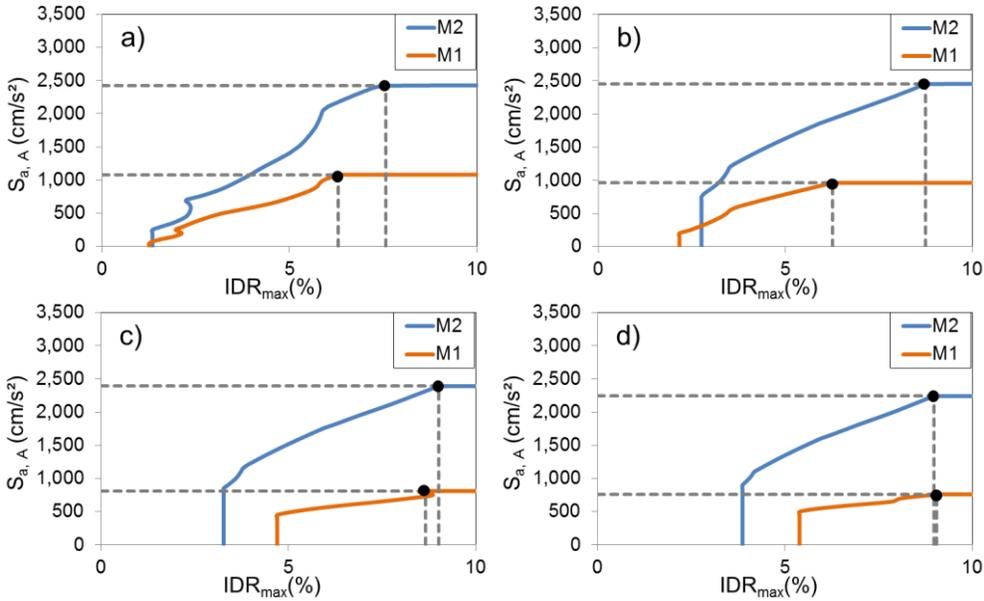


Figura 5.24 Curvas derivadas del ADI de los modelos M1 y M2 ante la réplica de la secuencia RINA228 para las RIDR<sub>0</sub>: a) 0.1%; b) 1.0%; c) 1.4%, y c) 2.0%.

Tabla 5.2 Potencial de colapso de los modelo M1 y M2 ante la secuencia SYLM288.

RIDR <sub>0</sub> (%)	M1 (cm/s <sup>2</sup> )	M2 (cm/s <sup>2</sup> )	M2/M1	Incremento (%)
0.1	640	1150	1.80	80
0.5	600	1110	1.85	85
1.0	600	1060	1.77	77
1.4	570	1070	1.88	88
2.0	470	790	1.68	68

Tabla 5.3 Potencial de colapso de los modelo M1 y M2 ante la secuencia RINA228.

RIDR <sub>0</sub> (%)	M1 (cm/s <sup>2</sup> )	M2 (cm/s <sup>2</sup> )	M2/M1	Incremento (%)
0.1	1080	2420	2.24	124
0.5	1020	2500	2.45	145
1.0	960	2450	2.55	155
1.4	810	2390	2.95	195
2.0	760	2240	2.95	195

5.5 POTENCIAL DE COLAPSO ANTE EL CONJUNTO DE SECUENCIAS SÍSMICAS

5.5.1 Potencial de colapso ante secuencias de fuente cercana

En la Figura 5.25 y 5.26 se presentan los resultados obtenidos con el criterio I para evaluar el potencial de colapso del edificio ante réplicas considerando la PP y PN, respectivamente, incluidas en el subconjunto de secuencias sísmicas de fuente cercana. En general, la mediana de  $\kappa$  del modelo M1 es menor a uno (donde uno es la capacidad de colapso del edificio sano ante réplicas). Sin embargo, sólo en el modelo M2 se obtiene que la mediana de  $\kappa$  inicia en uno y disminuye ligeramente a medida que aumentan las RIDR<sub>0</sub>. Como se observa en las figuras, los resultados de  $\kappa$  son sensiblemente diferentes en cada secuencia sísmica. Lo anterior se atribuye al efecto de la excitación que se presenta en la respuesta del edificio ante las secuencias sísmicas. Además, el *re-centramiento* del edificio induce que la mediana disminuya o incremente ligeramente al aumentar las RIDR<sub>0</sub>.

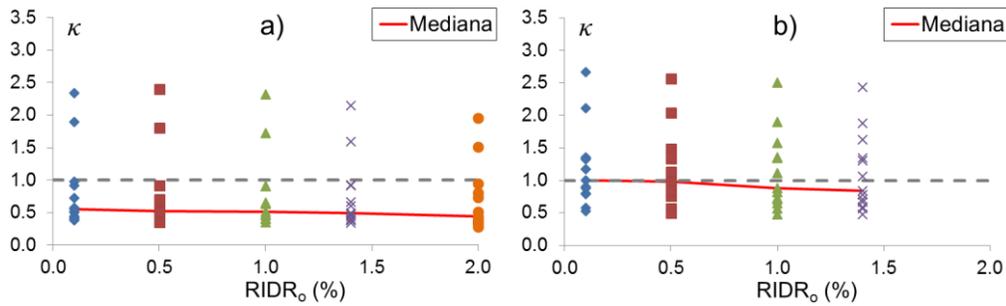


Figura 5.25 Capacidad de colapso de los modelos ante las secuencias de fuente cercana con PP: a) M1, y b) M2.

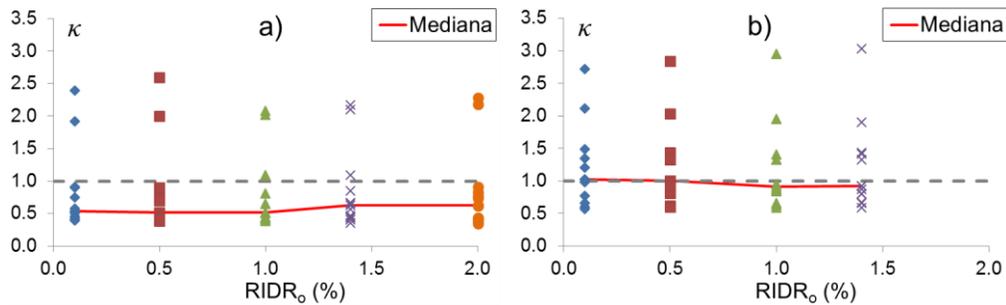
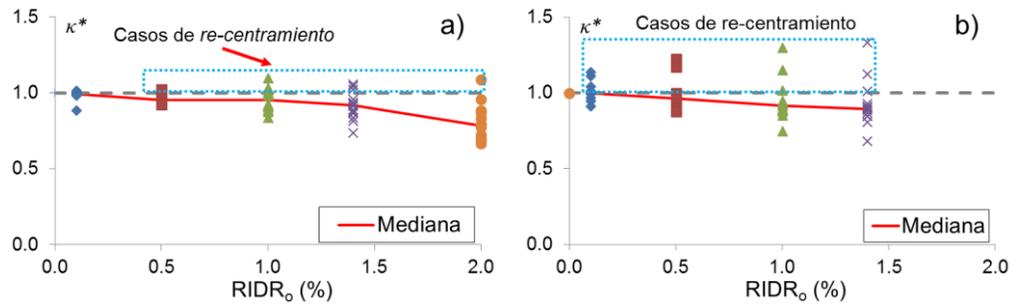


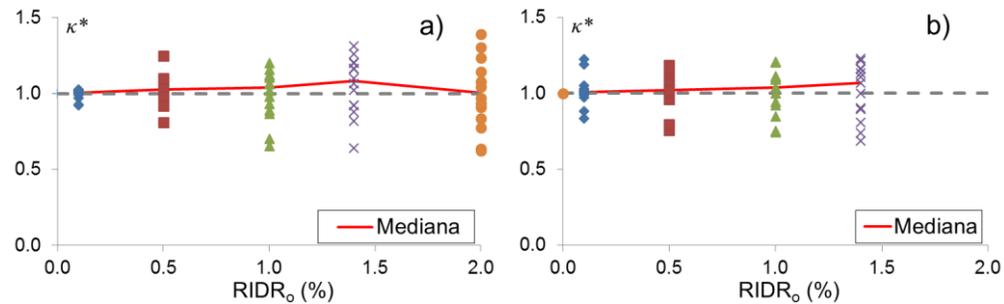
Figura 5.26 Capacidad de colapso de los modelos ante las secuencias de fuente cercana con PN: a) M1, y b) M2.

En el criterio II, el efecto de la excitación se elimina, sin embargo, el efecto del *re-centramiento* se sigue presentando. Por ejemplo, los modelos M1 y M2 presentan *re-centramiento* ante las réplicas de las secuencias TARZ360, PACO180, y PACO090 considerando PP, como se ilustra en la Figura 5.27. Por el contrario, ante las réplicas considerando PN, el edificio presenta *re-centramiento* en más de la mitad de los casos, como se muestra en la Figura 5.28. En las figuras se observa que el efecto del *re-centramiento* tiene mayor influencia a mediada que incrementan las RIDR<sub>o</sub>.

Cuando se considera una RIDR<sub>o</sub> de 0.1%, la mediana de  $\kappa^*$  es cercana a la unidad, esto indica que la capacidad de colapso del edificio ante una réplica es, prácticamente, la misma que la capacidad de colapso del edificio *sano*. Cabe notar que cuando el edificio no exhibe *re-centramiento*, la capacidad de colapso disminuye a medida que incrementa la RIDR<sub>o</sub>. Por el contrario, cuando el edificio exhibe *re-centramiento* la capacidad de colapso aumenta a medida que incrementa la RIDR<sub>o</sub>.



**Figura 5.27** Capacidad de colapso de los modelos ante las secuencias de fuente cercana con PP: a) M1, y b) M2.



**Figura 5.28** Capacidad de colapso de los modelos ante las secuencias de fuente cercana con PN: a) M1, y b) M2.

Para fines de comparación entre ambos criterios, en la Tabla 5.4 se muestran los valores de las medianas de  $\kappa$  y  $\kappa^*$  para los modelo M1 y M2 ante las secuencias de fuente

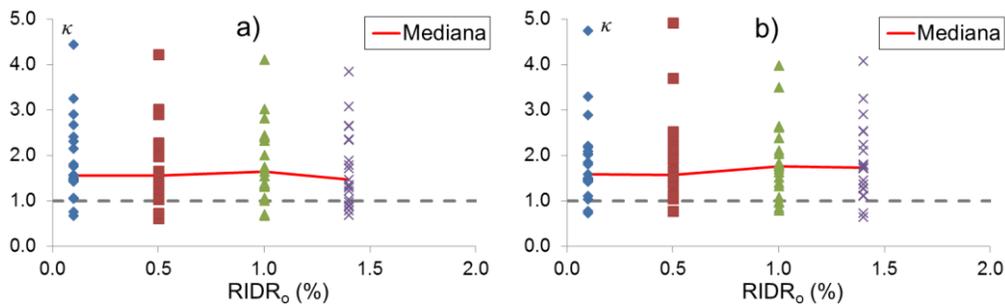
cercana considerando  $RIDR_o$ . Los resultados confirman nuevamente que el criterio II es el más adecuado para evaluar el potencial de colapso.

**Tabla 5.4** Capacidad de colapso del edificio ante secuencias de fuente cercana.

Criterio	Modelo	Polaridad	$RIDR_o(\%)$				
			0.1	0.5	1.0	1.4	2.0
I	M1	PP	0.55	0.52	0.51	0.49	0.44
		PN	0.54	0.51	0.51	0.63	0.63
	M2	PP	1.00	0.98	0.88	0.84	
		PN	1.02	1.00	0.91	0.92	
II	M1	PP	0.99	0.95	0.95	0.92	0.78
		PN	1.00	1.03	1.04	1.08	1.01
	M2	PP	1.00	0.96	0.92	0.89	
		PN	1.01	1.02	1.04	1.07	

**5.5.2 Potencial de colapso ante secuencias de fuente lejana**

En la Figura 5.29 se ilustran los resultados del potencial de colapso del modelo M2 ante secuencias sísmicas de fuente lejana considerando el criterio I. En la figura se observa que el efecto de la excitación influyó notablemente en la respuesta del modelo. Por ejemplo, la mediana de  $\kappa$  es, aproximadamente, 1.6, lo cual indica que la capacidad de colapso del edificio ante las réplicas considerando  $RIDR_o$  es mayor que la capacidad de colapso ante los EPs. Asimismo, el edificio presenta *re-centramiento* ante las réplicas, dado que la mediana de  $\kappa$  no disminuye, ni incrementa significativamente a medida que aumenta la  $RIDR_o$ .



**Figura 5.29** Capacidad de colapso del modelo M2 ante las secuencias de fuente lejana: a) PP, y b) PN.

En la Figura 5.30 se ilustra los resultados del modelo M2 ante las réplicas de las secuencias de fuente lejana considerando la PP y PN. En la figura se observa que no

existe un cambio significativo de la capacidad de colapso del edificio ante réplicas a medida que incrementa la RIDR<sub>o</sub>. En la Tabla 5.5 se indican los valores de las medianas de  $\kappa$  y  $\kappa^*$  de los modelos M1 y M2 ante las secuencias de fuente lejana.

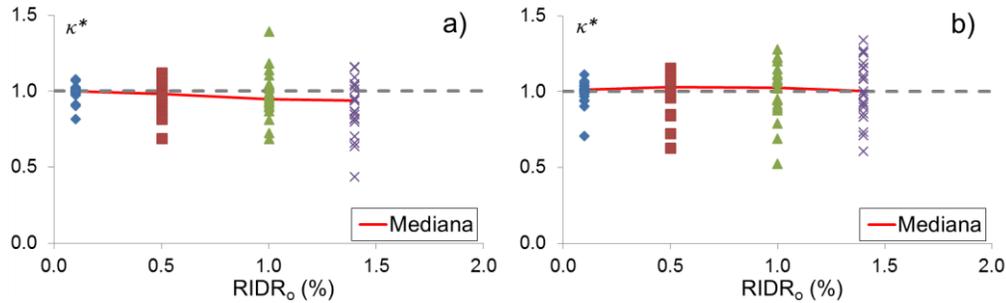


Figura 5.30 Capacidad de colapso del modelo M2 ante las secuencias de fuente lejana: a) PP, y b) PN.

Tabla 5.5 Capacidad de colapso ante secuencias de fuente lejana.

Criterio	Modelo	Polaridad	RIDR <sub>o</sub> (%)			
			0.1	0.5	1.0	1.4
I	M2	PP	1.56	1.56	1.64	1.47
		PN	1.59	1.57	1.75	1.73
II	M2	PP	1.00	0.98	0.95	0.94
		PN	1.01	1.03	1.02	1.00

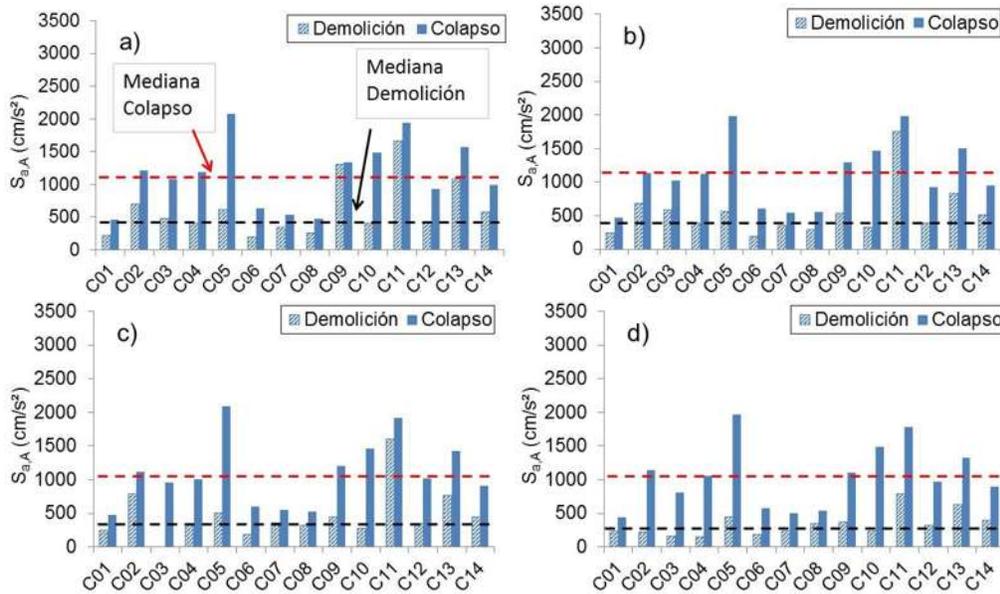
### 5.5.3 Capacidad de demolición y potencial de colapso

Aunque el edificio en estudio ha demostrado tener bastante reserva de resistencia ante réplicas; éste experimenta grandes RIDR en bajas intensidades comparadas con las intensidades asociadas a la capacidad de colapso. En las Figuras 5.31 y 5.32 se muestran las intensidades necesarias para alcanzar la demolición inminente y el colapso en el modelo M1 ante réplicas de las secuencias de fuente cercana considerando PP y PN. En general, la capacidad de demolición es menor al 50% que la capacidad de colapso. Por ejemplo, cuando se considera una RIDR<sub>o</sub> de 0.1%, la mediana de la capacidad de colapso es de 1135 cm/s<sup>2</sup>, mientras que la mediana de la capacidad de demolición es de 450 cm/s<sup>2</sup>.

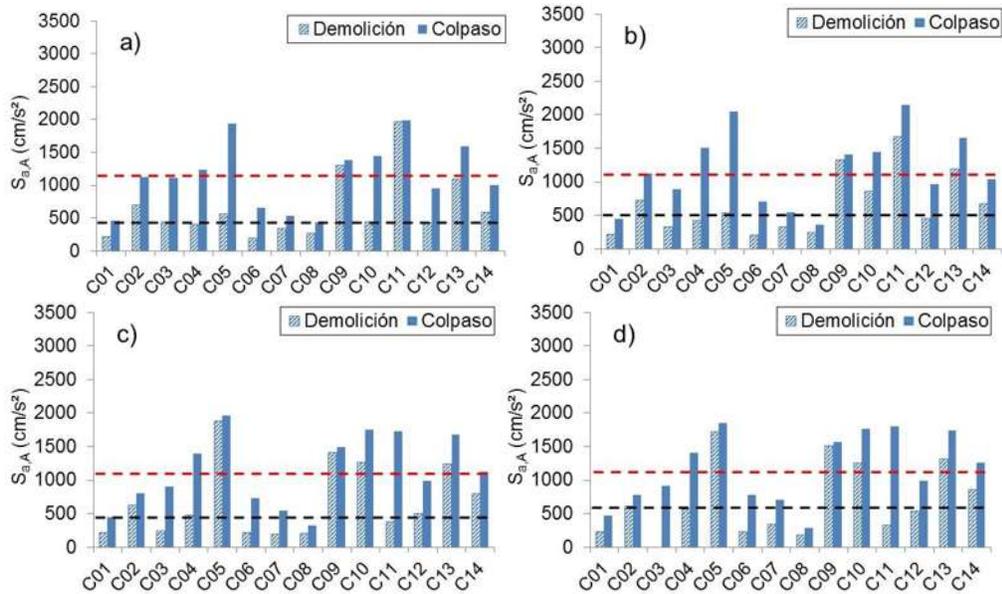
En la Figura 5.33 y 5.34 se ilustra la respuesta del modelo M2 ante las secuencias de fuente cercana. En las figuras se observa que la capacidad de colapso y la capacidad de demolición del modelo M2 se incrementaron considerablemente. Asimismo, se observa que el modelo M2 tiende a disminuir las RIDR. Por ejemplo, considerando una RIDR<sub>o</sub> de

0.1% la mediana de la capacidad de colapso es de 1840  $\text{cm/s}^2$ , mientras que la capacidad de demolición es de 1048  $\text{cm/s}^2$ .

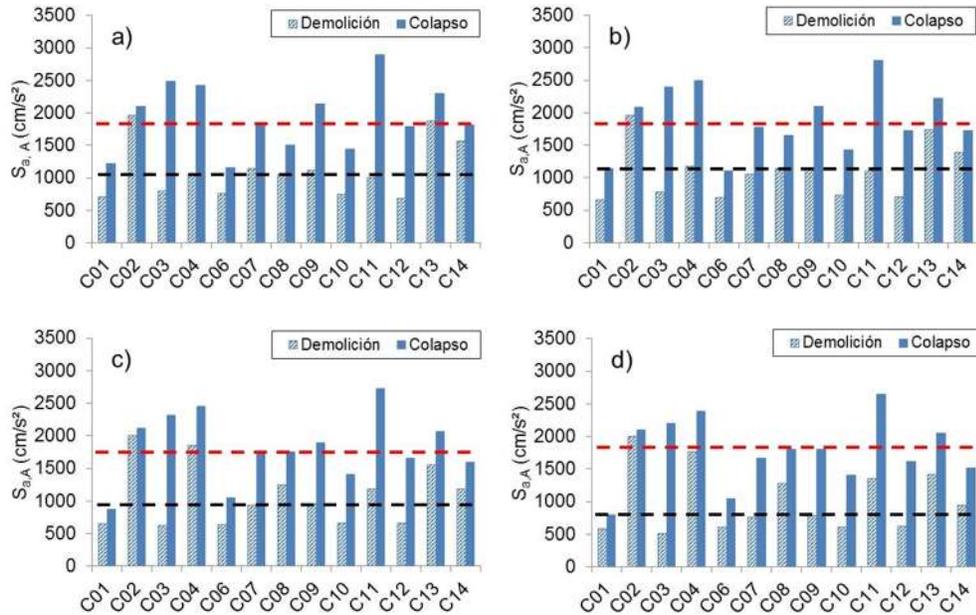
El edificio exhibió mayor capacidad de colapso y la capacidad de demolición ante las secuencias de fuente lejana que ante las secuencias de fuente cercana, como se muestra en la Figura 5.35. Esto puede atribuirse a las propiedades dinámicas de los registros incluidos en este grupo de secuencias sísmicas (e.g. contenido de frecuencia).



**Figura 5.31** Capacidad de colapso y demolición del modelo M1 ante las secuencias de fuente cercana a la falla con PP para las RIDR<sub>0</sub>: a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.



**Figura 5.32** Capacidad de colapso y demolición del modelo M1 ante las secuencias de fuente cercana a la falla con PN para las RIDR<sub>c</sub>: a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.



**Figura 5.33** Capacidad de colapso y demolición del modelo M2 ante las secuencias de fuente cercana con PP para las RIDR<sub>c</sub>: a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.

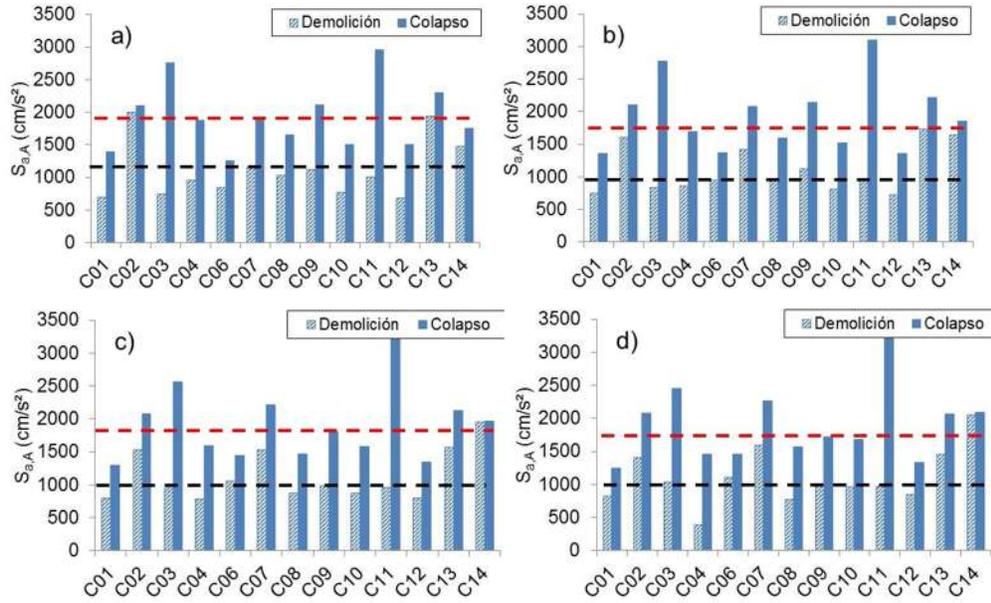
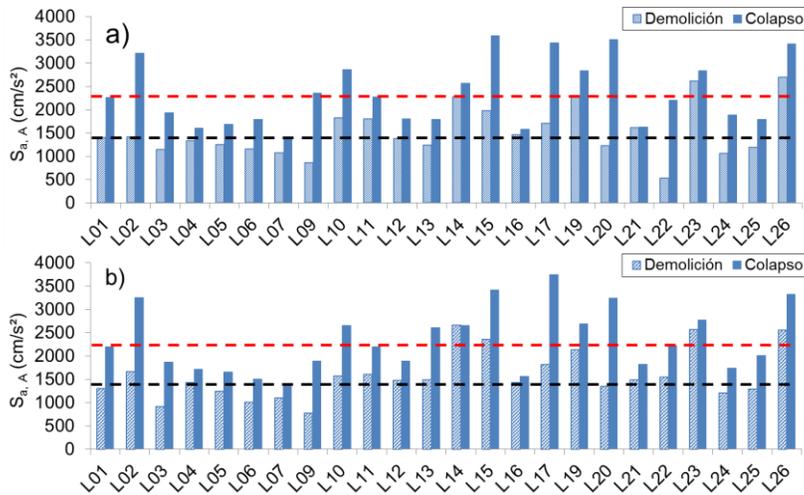
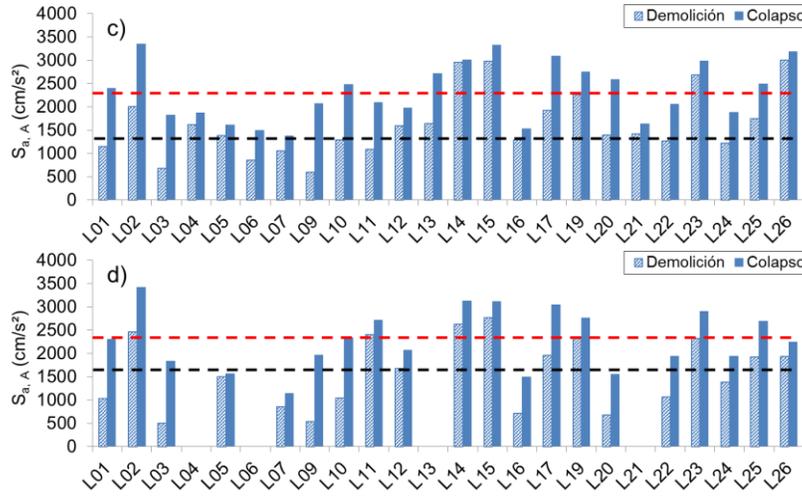


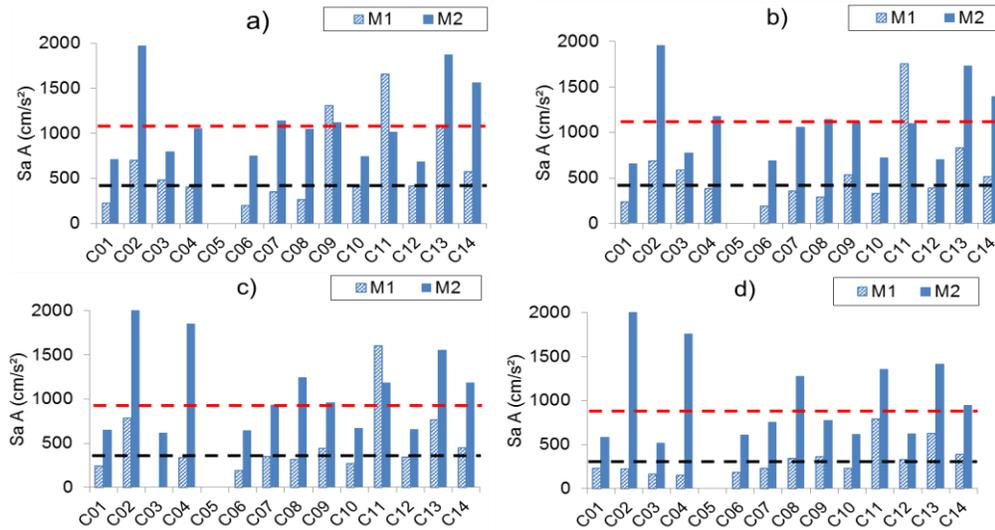
Figura 5.34 Capacidad de colapso y demolición del modelo M2 ante las secuencias de fuente cercana con PN para las RIDR<sub>0</sub>: a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.





**Figura 5.35** Capacidad de colapso y demolición del modelo M2 ante las secuencias de fuente lejana con PP para las RIDR<sub>0</sub>: a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.

En la Figura 5.36 se ilustra la respuesta de los modelos ante secuencias de fuente cercana considerando la PP en las réplicas. Las fuentes de sobre-resistencia incluidas en el modelo M2 limitan las RIDR, lo cual incrementa su capacidad a la demolición. Por ejemplo, la capacidad de demolición del modelo M1 considerando una RIDR<sub>0</sub> de 0.1% es de 416 cm/s<sup>2</sup>, mientras que para el modelo M2 es de 1048 cm/s<sup>2</sup> (es decir, la capacidad de demolición incrementó 152% en el modelo M2 con respecto al modelo M1).



**Figura 5.36** Capacidad de demolición de los modelos M1 y M2 ante las secuencias de fuente cercana con PP para las RIDR<sub>0</sub>: a) 0.1%; b) 0.5%; c) 1.0%, y d) 1.4%.





CAPÍTULO  
6

## 6 CONCLUSIONES

---

### 6.1 RESUMEN

Esta investigación se enfocó en evaluar la respuesta de un edificio ante la acción subsecuente de réplicas considerando explícitamente que exhibe un desplazamiento residual al final de la acción del evento principal. Este desplazamiento residual puede presentarse cuando el edificio incursiona en el intervalo de comportamiento inelástico, lo cual puede ocurrir ante la acción de un evento sísmico intenso. Dado que la acción de un evento sísmico posterior puede ocurrir en un tiempo relativamente corto, no es técnicamente posible intervenir al edificio para su reparación, lo cual incrementa su vulnerabilidad ante réplicas importantes.

En este estudio se evaluó la respuesta sísmica de un edificio de 4 niveles de acero, el cual sirvió de prototipo para investigar un modelo a escala 1:8 ensayado en una mesa vibradora. Para tal fin, se desarrolló un modelo analítico sofisticado, el cual considera la degradación de rigidez y resistencia de sus elementos empleando la plataforma computacional *OpenSees* (McKenna et al. 2006). La respuesta del modelo analítico fue validada con la respuesta experimental del modelo a escala.

Dado que el modelo analítico inicial, denominado M1, sólo consideró la aportación de un marco resistente a momento, se desarrolló un segundo modelo, denominado M2, con la finalidad de incorporar, de forma aproximada, algunas fuentes de sobre-resistencia y rigidez adicional que influyen en el comportamiento de un edificio real.

Ambos modelos analíticos fueron sometidos ante dos grupos de secuencias sísmicas cuyas réplicas eran representativas del peligro sísmico de la zona de Los Ángeles, California (EU). El primer grupo incluyó 470 secuencias sísmicas artificiales, dividido en dos subconjuntos. El primer subconjunto incluyó 380 secuencias, con un peligro sísmico de las réplicas de 15% de probabilidad de excedencia en 50 años. El segundo subconjunto consideró 90 secuencias, con un 3% de probabilidad de excedencia en 50 años. En el segundo grupo se utilizaron 88 secuencias sísmicas reales, de las cuales 60 secuencias son de fuente lejana a la falla y 28 de fuente cercana.

Para estudiar la respuesta del edificio ante réplicas se propusieron distorsiones residuales objetivo al final del evento principal de 0.1%, 0.5%, 1%, 1.5% y 2%. Una parte de este estudio abordó la influencia que exhibe el peligro sísmico de las réplicas, incluidas en el primer grupo, al edificio en estudio. En una segunda etapa se abordó el tema de la capacidad de colapso del edificio, en el cual se emplearon las secuencias sísmicas reales. En esta etapa, el edificio se sometió ante análisis dinámicos incrementales ante la réplica hasta alcanzar su colapso.

## 6.2 CONCLUSIONES

Con base en las observaciones derivadas de este estudio, se ofrecen las siguientes conclusiones:

- 1) La inclusión de algunas fuentes adicionales de *sobre-resistencia* y rigidez incluidas en el modelado del edificio en estudio (modelo M2) tuvieron una influencia significativa en la respuesta sísmica del edificio, comparada con la respuesta sísmica del modelo M1. Por ello, es necesario emplear modelos analíticos más sofisticados para evaluar adecuadamente la respuesta sísmica de edificios ante réplicas.
- 2) En la evaluación de la respuesta del edificio ante réplicas con diferente peligro sísmico, se observó que la demanda de distorsiones de entrepiso se incrementó

significativamente a medida que se incrementaban las distorsiones residuales de entrepiso objetivo.

- 3) La respuesta del edificio ante las secuencias sísmicas incluidas en el conjunto CMA3-50 exhibió grandes probabilidades de alcanzar algún estado de daño (ED1, ED2 y ED3). Inclusive, el edificio exhibió grandes probabilidades de alcanzar la distorsión residual de entrepiso asociada a la demolición inminente.
- 4) Se observó que a medida que incrementaba la distorsión residual de entrepiso del edificio, se incrementó considerablemente la probabilidad de alcanzar un estado de daño mayor. Por ejemplo, el modelo M1 del edificio considerando una distorsión residual de 0.1% ante las secuencias CMA15-50 exhibe una probabilidad del 19% de alcanzar el estado de daño 1, mientras que para una distorsión residual de 1.4% tiene una probabilidad del 76%.
- 5) Cuando el edificio experimentó el efecto de *re-centramiento* durante la acción de la réplica, su capacidad de colapso y capacidad de demolición se incrementaban a medida que se incrementaba la distorsión residual de entrepiso objetivo.
- 6) En general, se observó que las fuentes de *sobre-resistencia* incorporadas en el modelo M2 incrementaron significativamente su capacidad de colapso. Asimismo, el modelo M2 exhibió menores distorsiones de entrepiso máxima y residual que el modelo M1 ante una misma excitación sísmica.
- 7) El edificio analizado en este estudio fue diseñado con especificaciones modernas las cuales incorporaron a la estructura un comportamiento dúctil ante secuencias sísmicas importantes. Lo anterior influyó notablemente en la respuesta sísmica del edificio. Por ejemplo, la capacidad de colapso del edificio ante réplicas considerando diferentes distorsiones residuales de entrepiso objetivos no cambió significativamente.
- 8) Se observó que el edificio es suficientemente resistente al colapso ante réplicas, sin embargo, el edificio experimentó grandes distorsiones residuales asociadas a la demolición inminente de la estructura en intensidades menores que las necesarias para alcanzar el colapso. Por ejemplo, para una distorsión residual de

entrepiso objetivo de 0.1%, la capacidad de colapso del edificio ante secuencias de fuente cercana es de 1135 cm/s<sup>2</sup>, mientras que la capacidad de demolición es de 450 cm/s<sup>2</sup>, (es decir, la capacidad de demolición es menor al 50% de la capacidad de colapso). Lo anterior conduce a que la capacidad de demolición debería ser una mejor medida de la capacidad del edificio ante réplicas.

- 9) Las distorsiones residuales de entrepiso de un edificio son muy importante dado que influyen notablemente en la repuesta sísmica del edificio, las cuales pueden incrementar o disminuir la capacidad de colapso y de demolición del edificio a mediada que incrementa la distorsión residual. Por ello, la distorsión residual de entrepiso es una medida adecuada para identificar la capacidad del edificio ante réplicas.

### 6.3 INVESTIGACIONES SUGERIDAS

A continuación se mencionan algunas investigaciones adicionales que se pueden desarrollar para ampliar el conocimiento sobre el efecto de las réplicas en edificios considerando las distorsiones residuales:

- Se recomienda realizar estudios con un mayor número de secuencias sísmicas para la evaluación del potencial de colapso.
- Estudiar el comportamiento de los edificios ante secuencias sísmicas registradas en suelo blando.
- Utilizar nuevos modelos analíticos que tomen en cuenta otras fuentes de *sobre-resistencia* que podrían influir en el comportamiento del edificio (por ejemplo, la flexibilidad de la base, la interacción suelo-estructura, entre otros). Asimismo, emplear modelos en tres dimensiones para considerar el ángulo de ataque del sismo y el efecto de torsión en los elementos.
- Emplear edificios existentes diseñados con especificaciones anteriores, los cuales fueron diseñados sin comportamiento dúctil ante movimientos sísmicos.
- Ampliar el estudio utilizando edificios con diferente número de niveles y distinto material.

## APÉNDICE

## A

## 7 ECUACIONES PARA DETERMINAR LOS PARÁMETROS DE LOS MODELOS HISTERÉTICOS UTILIZADOS

### A.1 ECUACIONES PARA DETERMINAR LOS PARÁMETROS DEL MODELO MODIFICADO DE IBARRA-KRAWINKLER

A continuación se presentan las ecuaciones para determinar los parámetros  $\theta_p$ ,  $\theta_{pc}$  y  $\Lambda$  necesarios para caracterizar el modelo Modificado de Ibarra-Krawinkler (Lignos y Krawinkler, 2011).

Las Ecuaciones 2.1 a 2.3 son para secciones I con  $d < 533$  mm:

$$\theta_p = 0.0865 \times \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.365} \times \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.140} \times \left(\frac{L}{d}\right)^{0.340} \times \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.721} \times \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.230} \quad (A.1)$$

$$\theta_{pc} = 5.63 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.565} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.800} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.280} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.430} \quad (A.2)$$

$$\Lambda = 495 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.34} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.595} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.360} \quad (A.3)$$

**Comentario [JRG4]:** ¿Qué significa d? lo mismo va a ocurrir con hf, etc...debes indicar que significa cada variable.

Donde  $d$  es el peralte de la viga;  $h$  es el peralte la viga sin incluir el espesor de los patines;  $t_w$  es el espesor del alma;  $b_f$  ancho del patín de la viga;  $t_f$  es pesor del patín;  $L$  es distancia entre la articulación plástica y el punto de inflexión de la viga;  $c_{unit}^1$  y  $c_{unit}^2$  son coeficientes para la conversión de unidades con valores de 1.0 cuando se utilizan milímetros y megapascuales, y cuando se usan pulgadas y ksi los valores son  $c_{unit}^1 = 25.4$  y  $c_{unit}^2 = 6.895$ , y  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero.

Las Ecuaciones 2.4 a 2.6 son para el caso de secciones I con  $d \geq 533$  mm:

$$\theta_p = 0.318 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.55} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.345} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.023} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.09} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.33} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.13} \quad (A.4)$$

$$\theta_{pc} = 7.5 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.610} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.710} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.110} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.161} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.320} \quad (A.5)$$

$$\Lambda = 536 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.26} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.525} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.130} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.291} \quad (A.6)$$

Donde  $r_y$  es el radio de giro alrededor del eje y-y, y  $L_b$  es la longitud libre entre secciones soportadas lateralmente.

Por último, las Ecuaciones 2.7 a 2.9 permiten calcular los parámetros para vigas con RBS:

$$\theta_p = 0.19 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.314} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.1} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.185} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.113} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.76} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.07} \quad (A.7)$$

$$\theta_{pc} = 9.52 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.513} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.863} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.108} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.360} \quad (A.8)$$

$$\Lambda = 585 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.14} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.632} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.205} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.391} \quad (A.9)$$

## A.2 ECUACIONES PARA DETERMINAR LOS PARÁMETROS DEL MODELO TRILINEAL DE KRAWINKLER

A continuación se presentan las ecuaciones para determinar los parámetros  $K_e$ ,  $K_p$ ,  $V_y$ ,  $\gamma_y$ ,  $\gamma_p$  y  $\gamma_u$  necesarios en el modelo trilineal propuesto por Krawinkler (1978).

$$K_e = 0.95d_c t_p G \quad (\text{A.10})$$

$$K_p = 0.95Gb_{fc} \frac{t_{fc}^2}{d_b} \quad (\text{A.11})$$

$$V_y = 0.55f_y d_c t_p \quad (\text{A.12})$$

$$\gamma_y = \frac{V_y}{K_e} \quad (\text{A.13})$$

$$\gamma_p = 4\gamma_y \quad (\text{A.14})$$

$$\gamma_u = 100\gamma_y \quad (\text{A.15})$$

Donde  $d_c$  es el peralte de la columna;  $t_p$  es el espesor del alma de la columna;  $G$  es módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero;  $b_{fc}$  es el ancho del patín de la columna;  $t_{fc}$  es el espesor del alma de la columna, y  $d_b$  es el peralte de la viga.

**REFERENCIAS**

**Comentario [JRG5]:** Faltan referencias!!!!...las de Hatzigeorgiu y Di Sarno...Revisa que todas las referencias mencionadas en el texto, estén incluidas en esta lista....se ve pésimo que alguien busque la referencia y no este incluida.

AISC (2005), "Seismic provisions for structural steel buildings," American Institute of Steel Construction (AISC), AISC-341-05, Inc. Chicago, Illinois.

AISC (2005), "Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications," American Institute of Steel Construction (AISC), AISC-358-05, Inc. Chicago, Illinois.

AISC (2010), "Specification for Structural Steel Buildings," American Institute of Steel Construction (AISC), AISC-360-10, Inc. Chicago, Illinois.

ASCE-7 (2002), "Minimum design loads for buildings and other structures," Structural Engineering Institute.

Bazzurro, P., Cornell, C.A., Menun, C. and Motahari, M. (2004). "Guidelines for Seismic Assessment of Damaged Buildings". Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1708, Vancouver, Canada.

Di Sarno, L., (2013). "Effects of multiple earthquakes on inelastic structural response". Engineering Structures, 56, 673-681.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). "Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame building", Report No. FEMA-350., Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2013). "Seismic Performance Assessment of Buildings", FEMA-P58-1, Volume 1 - Methodology.

Gupta, A., and Krawinkler, H. (1999). "Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures", John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. 132, Department of Civil Engineering, Stanford University.

Hauksson, E., L. M. Jones and K. Hutton, (1995). "The 1994 Northridge earthquake sequence in California: seismological and tectonic aspects". J. Geophys. Res., 100(B7), 12335-12355.

IBC (2003), "International building code IBC 2003," International Code Council, Birmingham, AL.

Incorporated Research Institutions for Seismology (IRIS). (2014). "IRIS Community Instrument Deployment in Chile Maps and Figures". [Fecha de consulta: Mayo 2014] Disponible en: <http://www.iris.edu/hq/chile/maps>

Iwata, Y., Sugimoto, H., Kugumura, H. (2006), "Reparability limit of steel structural buildings based on the actual data of the Hyogoken-Nanbu earthquake", Proceedings of the 38th Joint Panel. Wind and Seismic effects. NIST Special Publication 1057. pp 23-32.

Jeon, JS and DesRoches, R and Brilakis, I. (2012) "Aftershock Fragility Curves for Damaged Non-Ductile Reinforced Concrete Buildings". In: the 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012-9-24 to 2012-9-28, Lisbon, Portugal 0909.

- Krawinkler, H. (1994). "New trends in seismic design methodology," Proceedings of the 10<sup>th</sup> European Conference in Earthquake Engineering, Vienna, Austria.
- Li, Q. and Ellingwood, B.R. (2007). "Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock–aftershock earthquake sequences". *Earthquake engineering & structural dynamics*, 36: 3 405-427.
- Lignos D. G., Krawinkler H., Whittaker A. S., (2011), "Prediction and validation of sidesway collapse of two scale models of a 4-story steel moment frame", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40, 7: pg. 807–825.
- Lignos, D. G., and Krawinkler, H. (2008). "Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations." Rep. No. TB 177, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ., Stanford, CA.
- Liu, J. and Astaneh-Asl, A. (2000) "Cyclic Testing of Simple Connections, Including Effects of the Slab," *J. of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 126, No. 1, pp. 32-39.
- Loulelis D., Hatzigeorgiou G.D. and Beskos D.E. (2012), Moment resisting steel frames under repeated earthquakes, *Earthquakes and Structures*, 3(3-4), 231-248.
- Luco, N., Bazzurro, P., Cornell, C.A. (2004). "Dynamic versus static computation of the residual capacity of a mainshock-damaged building to withstand an aftershock". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper no. 2405.
- Luco N, Gerstenberger MC, Uma SR, Ryu H, Liel AB, & Raghunandan M (2011), "A methodology for post-mainshock probabilistic assessment of building collapse risk," Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 210.
- McCormick J, Aburano H, Ikenaga M, Nakashima, M. (2008) "Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements". Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper No. 05-06-0071.
- McKenna, F., Fenves, G. L., and Scott, M. H. (2006). "Open system for earthquake engineering simulation", Univ. of Calif., Berkeley, Calif., <http://opensees.berkeley.edu>.
- Nazari, N., J.W. van de Lindt, and Y. Li. (2013). "Effect of Mainshock-Aftershock Sequences on Woodframe Building Damage Fragilities", *ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities*, Accepted.
- Raghunandan, M, A.B. Liel, H. Ryu, N. Luco, S.R. Uma. (2012) "Aftershock Fragility Curves and Tagging Assessments for a Mainshock-Damaged Building", the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon.
- Ricles, J., Zhang, X., Lu, L.W., and Fisher, J., (2004), "Development of Seismic Guidelines for Deep-Column Steel Moment Connections": ATLSS Report No. 04-13, ATLSS Engineering Research Center, Lehigh University, Bethlehem, PA.
- Rosenblueth, E. y R. Meli (1986). "The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City, *Concrete International*". Vol. 8, N° 5, *Concrete International*, ACI.

Ruiz-García, J. and Negrete-Manriquez, J.C. (2011). "Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock–aftershock seismic sequences". *Engineering Structures*. 33:2, 621-634.

Ruiz-García, J. and Miranda, E. (2006). "Inelastic displacement ratios for evaluation of structures built on soft sites". *Journal of Structural Engineering, ASCE* 130 (12), 2051-2061.

Ryu, H., Luco, N., Uma, S.R. and Liel, A.B. (2011). "Developing Fragilities for Mainshock-Damaged Structures Through Incremental Dynamic Analysis". *Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 225, Auckland, New Zealand*.

Sherstobitoff, J., Cajiao, P., and Adebar, P., (2012) "Repair of 18-Story Shear Wall Building Damaged in 2010 Chile Earthquake", *EERI Earthquake Spectra*, vol. 28, no. S1, pp. S335-S348.

Somerville, P. G., N. F. Smith, R. W. Graves, and N. A. Abrahamson (1997). "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity", *Seismol. Res. Lett.* 68, no. 1, 199–222.

Southern California Earthquake Center (SCEC), (2014). "A Comparison of the February 28, 2001, Nisqually, Washington, and January 17, 1994, Northridge, California Earthquakes". [Fecha de consulta: Mayo 2014]. Disponible en: <http://www.scec.org/news/01news/feature010313.html>

Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2006). "Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 35:9,1097-1117.

Zareian, F., and Kanvinde, A.M.,(2013). "Effect of Column Base Flexibility on the Seismic Safety of Steel Moment Resisting Frames," *Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute*, 29(4), 1-23.