



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

TESIS:

**RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS DE ACERO
CONSIDERANDO EL EFECTO DE LAS SECUENCIAS SÍSMICAS**

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

JUAN CARLOS NEGRETE MANRÍQUEZ

ASESOR:

DR. JORGE RUIZ GARCÍA

MORELIA MICHOACÁN, ABRIL DE 2024



CONTENIDO

Resumen	III
Abstract	IV
Lista de figuras	V
Lista de tablas	VII
1. Introducción.....	8
1.1. Motivación.....	8
1.2. Estudios previos	11
1.3. Objetivos	13
1.3.1. Objetivo General	13
1.3.2. Objetivos Particulares	13
1.4. Organización de la tesis	15
2. Edificios considerados en este estudio	16
2.1. Descripción	16
2.2. Modelado.....	16
3. Selección del catálogo de secuencias sísmicas	19
3.1. Introducción	19
3.2. El proyecto NGA	20
3.3. Ensamble de secuencias sísmicas evento principal-réplica	22
3.3.1. Criterios de Selección	22
3.3.2. Análisis del contenido de frecuencia en los eventos sísmicos principales y réplicas.....	28
4. Respuesta sísmica de los edificios de acero.....	33
4.1. Respuesta bajo secuencias sísmicas individuales	33
4.2. Respuesta de modelos de marcos sujetos a secuencias sísmicas de fuente lejana y fuente cercana	38
4.3. Respuesta de modelos de marcos sujetos a secuencias sísmicas artificiales	41
5. Conclusiones.....	45
6. Referencias	47

Resumen

En esta tesis se presentan los resultados de un estudio enfocado a evaluar el efecto de las réplicas en la respuesta sísmica de edificios de acero estructurados a base de marcos resistentes a momento. Para ello, se consideraron tres modelos analíticos de marcos resistentes a momento, representativos de edificios existentes de acero, los cuales fueron sometidos a un conjunto de secuencias sísmicas evento principal-réplica reales (es decir, como fueron registradas en estaciones acelerográficas). Para este propósito, en este estudio se recopilieron 64 secuencias sísmicas evento principal-réplicas registradas durante los terremotos de Northridge en 1994 y Mammoth Lakes en 1980. En particular, esta investigación empleó 14 secuencias sísmicas evento principal-réplicas registradas en 7 estaciones acelerográficas ubicadas en una región cercana a la falla. Un examen de las características del movimiento fuerte del terreno mostró que el contenido de frecuencia del sismo principal y la réplica principal está correlacionado débilmente. La respuesta sísmica de los marcos se midió en términos de las demandas de distorsión máxima y permanente (residual) al final de la excitación sísmica. A partir de los resultados de esta investigación, se encontró que las réplicas registradas no incrementan significativamente las demandas de distorsión de entrepiso máxima y permanente (residual), ya que el periodo predominante de las réplicas es muy diferente al periodo de vibración de los modelos de marco. Lo anterior contradice los resultados previos basados en secuencias sísmicas artificiales, principalmente empleando el criterio de repetición (denominado *back-to-back* en la literatura inglesa), dado que se demostró que las secuencias sísmicas artificiales pueden sobreestimar significativamente las demandas de distorsión lateral máxima y permanente (residual), así como su variabilidad de registro a registro.

Palabras clave: réplicas, secuencias sísmicas, secuencias sísmicas artificiales, desplazamiento residual, demanda máxima de distorsión, demanda de desplazamiento permanente.

Abstract

This thesis presents the results of a study focused on evaluating the effect of aftershocks on the seismic response of steel buildings structured with moment-resisting frames. For this purpose, three analytical models of moment-resisting frames, representative of existing steel buildings, were considered. These models were subjected to a set of real mainshock-aftershock seismic sequences (i.e., as recorded at accelerographic stations). For this purpose, 64 mainshock-aftershock seismic sequences recorded during the Northridge earthquake in 1994 and the Mammoth Lakes earthquake in 1980 were compiled. In particular, this research employed 14 mainshock-aftershock sequences recorded at 7 accelerographic stations located in a region close to the fault. An examination of the characteristics of strong ground motion showed that the frequency content of the mainshock and the primary aftershock is weakly correlated. The seismic response of the frames was measured in terms of maximum and permanent (residual) distortion demands at the end of the seismic excitation. From the results of this research, it was found that the recorded aftershocks do not significantly increase the demands of maximum and permanent (residual) interstory distortion, as the predominant period of the aftershocks is very different from the vibration period of the frame models. This contradicts previous results based on artificial seismic sequences, mainly using the back-to-back criterion, since it was demonstrated that artificial seismic sequences can significantly overestimate the demands of maximum and permanent (residual) lateral distortion, as well as their variability from record to record.

Keywords: aftershocks, seismic sequence, artificial seismic sequences, residual displacement, peak drift demands, residual drift demands.

Lista de figuras

Figura 1.1. Fotografías del conjunto Pino Suárez donde colapsó una torre de acero al presentarse la réplica más importante del sismo de la Ciudad de México de 1985. Tomadas de a) http://img291.imageshack.us y b) http://www.skyscrapercity.com	9
Figura 1.2. Pila del viaducto Hanshin en la ciudad de Kobe con deformación permanente después del sismo de 1995.....	10
Figura 2.1. Geometría de los edificios considerados en este estudio.	17
Figura 3.1. Pantalla de base de datos de PEER (https://peer.berkeley.edu/research/databases)	21
Figura 3.2. Ejemplos de secuencias sísmicas de fuente cercana consideradas en este estudio: (a) Estación Jensen Filter Plant (comp. 22), (b) Estación Rinaldi Receiving (comp. 228), (c) Estación Newhall (comp. 180), (d) Estación Sylmar Converter (comp. 288).	24
Figura 3.3. Historias de velocidad en el tiempo registradas en estaciones acelerográficas cercanas a la zona de falla causante del sismo de Northridge de 1994: (a) Estación Jensen Filter Plant (comp. 22), (b) Estación Rinaldi Receiving (comp. 228), (c) Estación Newhall (comp. 180), (d) Estación Sylmar Converter (comp. 288).....	24
Figura 3.4. Estimación del periodo predominante del terreno en registros sísmicos de fuente cercana, eventos principales y sus réplicas, a través del espectro de velocidad, y típicos considerados en este estudio: (a) Tarzana (comp. 090), (b) Rinaldi (comp. 228), (c) Jensen Filter Plant Generator (comp. 022).	30
Figura 3.5. Relación entre T_g y Ω para el evento principal y la réplica principal: a) 44 registros de fuente lejana (ordinarios) registrados durante el sismo de Northridge de 1994, b) 14 registros de fuente lejana registrados durante el sismo de Northridge de 1994, c) 6 registros de fuente lejana (ordinarios) registrados durante el sismo de Mammoth Lakes de 1980.	31
Figura 3.6. Relación entre el T_g de los eventos principales y el T_g de las réplicas: (a) registros de fuente lejana, (b) registros de fuente cercana, ambos del sismo de Northridge de 1994.....	32
Figura 4.1. Historia de la respuesta de desplazamiento del primer entrepiso correspondiente al marco de cuatro niveles sometido a las secuencias sísmicas de fuente cercana seleccionadas.....	33
Figura 4.2. Secuencias sísmicas de fuente cercana (Estación Rinaldi Receiving, comp. 228): (a) secuencia real; (b) secuencia artificial (criterio repetido); (c) secuencia artificial (criterio aleatorio).....	34

Figura 4.3. Historias de respuesta de desplazamiento de los modelos bajo la secuencia sísmica registrada y las secuencias sísmicas artificiales de la estación Rinaldi Receiving (comp. 228): (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 12 niveles.	35
Figura 4.4. Comparación de las historias de velocidad y de aceleración de la réplica principal, registradas en la estación Rinaldi Receiving, con un modelo de pulso propuesto en Menun y Fu (2002).....	37
Figura 4.5. Historias de respuesta de desplazamiento del marco de 4 niveles sometido al evento principal y réplicas artificiales tipo pulso.	37
Figura 4.6. Distribución de la demanda máxima (transitoria) de distorsión de entrepiso, IDR, a lo largo de la altura, calculada a partir de 6 secuencias sísmicas registradas durante el sismo de Mammoth Lakes de 1980: (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.	39
Figura 4.7. Distribución de la demanda máxima (transitoria) de distorsión de entrepiso, IDR, a lo largo de la altura, calculada para las secuencias de fuente cercana y fuente lejana capturadas durante el sismo de Northridge de 1994: (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.....	40
Figura 4.8. Distribución de la demanda media de distorsión de entrepiso permanente (residual), RIDR, a lo largo de la altura, calculada para las 14 secuencias de fuente cercana capturadas durante el sismo de Northridge de 1994: (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.....	41
Figura 4.9. Distribución de la demanda máxima (transitoria) de distorsión de entrepiso, a lo largo de la altura, bajo secuencias sísmicas registradas de fuente cercana y secuencias artificiales, criterios de eventos repetidos y aleatorios: (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.	42
Figura 4.10. Distribución de desviación estándar logarítmica de la demanda máxima (transitoria) de distorsión de entrepiso, a lo largo de la altura, bajo secuencias sísmicas registradas de fuente cercana y secuencias artificiales (criterio repetido): (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.....	43
Figura 4.11. Distribución de la media más una desviación estándar de la demanda máxima (transitoria) de distorsión de entrepiso, a lo largo de la altura, bajo secuencias sísmicas registradas de fuente lejana y secuencias artificiales (criterio repetido): (a)Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.....	43
Figura 4.12. Distribución de la media más una desviación estándar de la demanda de distorsión permanente (residual) de entrepiso, a lo largo de la altura, bajo secuencias sísmicas de fuente cercana registradas y secuencias artificiales (criterio repetido): (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.....	44

Lista de tablas

Tabla 2.1. Periodo fundamental de vibración, T_1 , periodo de vibración asociado al segundo modo de vibrar, T_2 , desplazamiento de azotea asociado a la fluencia, $\delta_{y,azotea}$, coeficiente de resistencia asociado a la fluencia, C_y , y el factor de participación modal normalizado asociado al primer modo, $\Gamma_{1\theta 1}$, obtenido para cada modelo.....	18
Tabla 3.1. Lista de secuencias sísmicas evento principal-réplica de fuente lejana considerados en esta investigación.....	25
Tabla 3.2. Lista de secuencias sísmicas evento principal-réplica de fuente cercana considerados en esta investigación.....	27
Tabla 3.3. Lista de secuencias sísmicas evento principal-réplica del sismo de Mammoth Lakes de 1980, consideradas en esta investigación.....	28

Introducción

1.1. Motivación

La ingeniería sísmica desempeña un papel crucial en la protección de las estructuras en áreas propensas a terremotos. En este contexto, es esencial comprender cómo los movimientos sísmicos afectan a las edificaciones tanto durante el evento principal, como ante réplicas intensas subsecuentes. En la actualidad, la comunidad dedicada a la ingeniería sísmica considera y se enfoca sobre la premisa de que el daño en los elementos, tanto estructurales como no estructurales, es consecuencia principalmente de las demandas de desplazamiento lateral que le son inducidas debido a una excitación sísmica. Por lo tanto, las metodologías modernas para la evaluación de estructuras existentes, o bien para el diseño de estructuras nuevas, basadas en el desempeño (denominadas *performance-based assessment*, o *performance-based design*, en la literatura inglesa), están basadas en la estimación de las demandas máximas de desplazamiento lateral que pueden experimentar las estructuras durante un evento sísmico (por ejemplo, las recomendaciones FEMA 356 (2000) y FEMA 440 (2005) de los Estados Unidos). Sin embargo, es importante hacer notar que en zonas de alto peligro sísmico las estructuras no solamente se ven sometidas a un evento sísmico principal, sino a una secuencia sísmica, la cual está conformada por eventos precursores, un evento principal y réplicas. Éstas últimas, pueden incrementar el estado de daño y las deformaciones permanentes después del evento principal, e inclusive provocar el colapso parcial o total de ciertas estructuras. Por ello, las metodologías tanto de diseño como de evaluación sísmica deberían considerar tanto el evento principal como la acción inminente de réplicas intensas.

En el ámbito de la ingeniería sísmica, la evaluación de los desplazamientos laterales permanentes, o residuales, al final de la excitación sísmica desempeña un papel fundamental. Este proceso es esencial para evaluar la capacidad lateral remanente de una estructura y estimar su vulnerabilidad ante posibles réplicas. Además, juega un papel crucial en la determinación de la viabilidad técnica y económica de la rehabilitación sísmica de una estructura después de un evento principal.

Ejemplos claros de esta situación se presentaron después de los sismos de septiembre de 1985 que afectaron la Ciudad de México, los cuales dañaron una cantidad importante de edificios, principalmente de concreto reforzado (Rosenblueth y Meli, 1986). Cabe notar que numerosos edificios exhibieron distorsiones permanentes excesivas. Asimismo, una de las torres de acero del Conjunto Pino Suárez sufrió daño significativo a raíz del evento principal, ocurrido el 19 de septiembre de 1985 ($M_s = 8.1$), y colapsó al presentarse la réplica más importante el 20 de septiembre de 1985 ($M_s = 7.6$). Adicionalmente, docenas de estructuras de concreto reforzado tuvieron que ser demolidas debido al peligro que representaban ante posibles réplicas y por las dificultades técnicas que representaba repararlas, tomando en cuenta las deformaciones permanentes que presentaron (Rosenblueth y Meli, 1986). Estos ejemplos ilustran de manera contundente cómo la evaluación de los desplazamientos laterales permanentes se convierte en un factor crucial en la toma de decisiones relacionadas con la seguridad y rehabilitación de estructuras después de eventos sísmicos significativos.



(a)



(b)

Figura 1.1. Fotografías del conjunto Pino Suárez donde colapsó una torre de acero al presentarse la réplica más importante del sismo de la Ciudad de México de 1985. Tomadas de a) <http://img291.imageshack.us> y b) <http://www.skyscrapercity.com>.

Otro ejemplo de la consecuencia de desplazamientos laterales permanentes significativos se presentó en un edificio de acero de dos niveles, de uso para oficinas, que exhibió daños estructurales severos durante el sismo de Northridge de 1994 ($M_s = 6.7$) (Anderson y otros, 1997). Dichos desplazamientos permanentes excesivos fueron consecuencia de daño estructural concentrado en el primer nivel, donde se identificó fluencia del acero en las conexiones de placas base, así como en un gran número de conexiones a momento en las columnas del segundo nivel del edificio. Por ello, el dueño del edificio decidió demolerlo hasta el nivel de la cimentación.

Asimismo, el reporte del reconocimiento de campo (Bertero, Anderson, y Krawinkler, 1994) también mencionó que otros edificios de acero existentes pudieron haber experimentado deformaciones laterales permanentes excesivas como consecuencia del fuerte evento principal que afectó el área de Los Ángeles, California, pero no se reportó que los eventos réplica incrementaran el nivel de daño o, inclusive, dañaran los edificios hasta el riesgo de colapsar.

Un ejemplo adicional del efecto de las réplicas y la importancia de los desplazamientos laterales permanentes se observó en el viaducto Hanshin, afectado por el sismo del 17 de enero de 1995 en la ciudad de Kobe, Japón. En este lugar, se demolieron 88 pilas de concreto reforzado que presentaron excesivos desplazamientos laterales permanentes, mayores al 1.75%. Es necesario hacer notar que fueron demolidas, a pesar de que se consideraba que tenían un daño considerado como ligero, debido al costo y a los problemas técnicos que significaba restituir las a su posición original (Kawashima, 2000), como se ilustra en la Figura 1.2.



Figura 1.2. Pila del viaducto Hanshin en la ciudad de Kobe con deformación permanente después del sismo de 1995.

Ante este panorama, algunos investigadores han enfatizado la importancia de evaluar los desplazamientos permanentes durante la fase de diseño de nuevas estructuras (por ejemplo, Kawashima y otros, 1997; Pampanin y otros, 2003) y durante la evaluación de estructuras existentes (por ejemplo, Ruiz-García y Miranda, 2005; Yazgan y Dazio, 2008). Sin embargo, continúa latente la necesidad de lograr un mejor entendimiento de los efectos de los registros sísmicos reales, evento principal-réplicas, en la respuesta sísmica de estructuras existentes.

1.2. Estudios previos

A la fecha se ha desarrollado una cantidad significativa de investigaciones centradas en estudiar el efecto de las secuencias sísmicas en la respuesta de estructuras civiles. Algunas de ellas se han enfocado en la respuesta no lineal de sistemas de un solo grado de libertad (por ejemplo, Mahin, 1980; Sunasaka y Kiremidjian, 1993; Amadio, Fragiocomo, y Rajgelj, 2003; Luco, Bazurro, y Cornell, 2004; Hatzigeorgiou y Beskos, 2009; Hatzigeorgiou, 2010), mientras que otras han dirigido su atención a la respuesta de sistemas de múltiples grados de libertad (por ejemplo, Fragiocomo, Amadio, y Macorini, 2004; Lee y Foutch, 2004; Li y Ellingwood, 2007; Ruiz-García, Moreno, y Maldonado, 2008; Hatzigeorgiou y Liolios, 2010, entre otras).

Por ejemplo, Mahin (1980) llevó a cabo un estudio analítico pionero de sistemas de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico sujetos a historias de aceleración del terreno registradas durante el evento principal del sismo de Managua de 1972 ($M_w=6.2$) y su réplica más intensa ($M_w=5.2$). El autor observó que la demanda de ductilidad de desplazamiento, μ (es decir, el desplazamiento inelástico máximo normalizado con respecto al desplazamiento de fluencia del sistema) de los sistemas elastoplásticos se incrementa ligeramente al final de la réplica principal con respecto al valor calculado de μ al final del evento principal.

Posteriormente, Ruiz-García y otros (2008) estudiaron la respuesta de 9 puentes carreteros de concreto de baja altura sometidos a 26 secuencias evento principal-réplica reales registradas en la zona de subducción de la costa del Pacífico mexicano. Los autores encontraron que las réplicas no incrementaron significativamente las demandas de desplazamiento debido a la sobrerresistencia inherente de dichos puentes carreteros de baja altura utilizados en el estudio. Mediante un análisis dinámico incremental (es decir, escalando cada secuencia evento principal-réplica para alcanzar diferentes niveles de intensidad del terreno) encontraron que el efecto de las réplicas tiende a incrementar tanto las demandas de desplazamiento máximas como las residuales o permanentes cuando los modelos de los puentes presentan un comportamiento no lineal durante el evento principal. Tal incremento de la demanda de desplazamiento depende del nivel de intensidad del movimiento del terreno y del tipo de comportamiento histéretico considerado en las columnas del puente. Posteriormente, Hatzigeorgiou y Liolios (2010) estudiaron la respuesta de cuatro marcos de concreto reforzado regulares, así como 4 irregulares, bajo cinco secuencias sísmicas reales

registradas y 40 secuencias sísmicas artificiales. Concluyeron que los marcos incrementaron sus demandas de ductilidad de desplazamiento consistentemente bajo las cinco secuencias sísmicas reales.

Es importante señalar que pocos estudios han centrado su atención en la respuesta no lineal de edificios de acero sometidos a secuencias sísmicas. Por ejemplo, Lee y Foutch (2004) y Li y Ellingwood (2007) estudiaron la respuesta sísmica de modelos de marcos resistentes a momento de 9 y 20 niveles ante secuencias sísmicas artificiales. Los marcos seleccionados forman parte de edificios típicos de oficinas construidos en Los Ángeles, California, antes del sismo de Northridge de 1994 ($M_s = 6.7$). Cabe notar que ambos estudios emplearon excitaciones sísmicas desarrolladas durante el proyecto SAC (Somerville, Smith, Puntamurthula, y Sun, 1997), que representa niveles específicos de peligro sísmico (por ejemplo, 2% y 10% de probabilidad de excedencia en 50 años), como eventos principales. Para generar secuencias sísmicas artificiales, Li y Ellingwood (2007) emplearon una metodología propuesta por Sunasaka y Kiremidjian (1993) que consiste en generar réplicas artificiales escalando el evento principal mediante un factor derivado del peligro sísmico de las réplicas en un sitio específico (cerca de Eureka, California). Por ejemplo, el factor de escala es 0.68 cuando se asumen magnitudes de 6.8 y 6.2 para el evento principal y la réplica, respectivamente, mientras que un factor de escala de 1.0 se utiliza cuando se asume que tanto el evento principal como la réplica son de la misma magnitud. Además, derivaron un conjunto de secuencias utilizando aleatoriamente los eventos principales y las réplicas generadas con el fin de simular la dependencia estocástica entre ellos. Como resultado de este estudio, encontraron que el criterio de la repetición (denominado *back-to-back* en la literatura inglesa) de eventos principales tiende a sobreestimar la demanda de distorsión máxima de entrepiso en los marcos analizados, en comparación con el criterio aleatorio.

Cabe destacar que, aunque los estudios previos proporcionan información sobre el efecto de las secuencias sísmicas en la respuesta de las estructuras, la mayoría de los estudios mencionados anteriormente, emplearon secuencias sísmicas artificiales para evaluar la respuesta sísmica, en vez de emplear secuencias sísmicas reales registradas evento principal-réplica (Sunasaka y Kiremidjian, 1993; Luco y otros, 2004; Hatzigeorgiou, 2010). Todos ellos emplearon secuencias sísmicas artificiales utilizando la historia de aceleración del evento principal como semilla para simular las réplicas, ya sea con el criterio de secuencias de evento principal repetido o con

secuencias aleatorias. El primer criterio, utilizado por Amadio y otros (2003), Hatzigeorgiou y Beskos (2009), Fragiocomo y otros (2004), Lee y Foutch (2004), Li y Ellingwood (2007) y Hatzigeorgiou y Liolios (2010), asume que las características propias de los movimientos del terreno, tales como amplitud, contenido de frecuencia y duración de la excitación del evento principal y de la réplica, son iguales. Sin embargo, este procedimiento reproduce el peor escenario sísmico con muy baja probabilidad de ocurrencia en regiones sísmicas, según Li y Ellingwood (2007). En ausencia de historias de aceleración del terreno registradas durante secuencias sísmicas históricas, el segundo criterio podría ser más apropiado para reproducir un ambiente evento principal-réplica; sin embargo, aún no ha sido evaluado contra los resultados de secuencias sísmicas reales registradas. Por ello, aún existe la necesidad de investigar la respuesta de estructuras bajo secuencias sísmicas reales registradas evento principal-réplica. Bases de datos de registros sísmicos, como la del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico, en Berkeley, California (PEER NGA Database), proveen una buena oportunidad para utilizar historias de aceleración en el tiempo de eventos principales registrados y sus correspondientes réplicas.

1.3. Objetivos

1.3.1. *Objetivo General*

El objetivo general de esta investigación consistió en mejorar nuestro conocimiento sobre la respuesta sísmica de edificios de acero estructurados a base de marcos resistentes a momento al ser sujetos a secuencias sísmicas evento principal-réplica. Dado que existe un catálogo limitado de secuencias sísmicas reales registradas en México, y existen pocos edificios de acero cercanos a su fuente sismogénica, se decidió enfocar este estudio a secuencias sísmicas registradas en el estado de California, Estados Unidos.

1.3.2. *Objetivos Particulares*

Los objetivos particulares de esta tesis son los siguientes:

1. Identificar, seleccionar y ensamblar un catálogo de secuencias sísmicas evento principal-réplicas provenientes de diferentes temblores ocurridos en California, e identificar sus características del movimiento del terreno.
2. Investigar la correlación entre el contenido de frecuencia del evento principal y la réplica principal.
3. Estudiar el efecto de las réplicas en las demandas de distorsión (es decir, el desplazamiento lateral relativo entre dos pisos consecutivos normalizado respecto a su altura) máximo (transitorio) y permanente (residual) en un conjunto seleccionado de edificios de acero.
4. Investigar las diferencias en la respuesta sísmica de edificios de acero debida a secuencias sísmicas reales (es decir, registradas en estaciones acelerográficas) y artificiales (es decir, generadas a partir de un criterio de simulación).

Es importante mencionar que la mayoría de los estudios previos centran su atención en el efecto de las secuencias sísmicas en el nivel de las demandas de resistencia lateral y las demandas de desplazamiento máximo, pero no proporcionan información estadística acerca del efecto de las réplicas en los desplazamientos permanentes (residuales) al final del evento principal. Las demandas de desplazamiento permanente han sido identificadas como uno de los parámetros más importantes en la evaluación de la capacidad residual de estructuras dañadas para resistir réplicas (Luco y otros, 2004) y su evaluación juega un papel muy importante para evaluar el desempeño de estructuras existentes (Ruiz-García y Miranda, 2005; 2010). Asimismo, estudios recientes han evidenciado que ignorar las pérdidas ocasionadas por la demolición de edificios debido a distorsiones permanentes excesivas puede llevar a subestimar significativamente las pérdidas económicas (Miranda y Ramírez, 2010).

No obstante que la presente investigación proporciona información importante acerca de los efectos de las secuencias sísmicas en estructuras existentes, debe mencionarse que proponer un procedimiento de evaluación para tomar en cuenta el efecto de las réplicas está fuera del alcance de la presente tesis.

1.4. Organización de la tesis

Capítulo 1. Antecedentes

Este capítulo aborda la investigación y mención de estudios previos realizados.

Capítulo 2. Edificios de estudio

Se describen los edificios considerados en el estudio, abordando aspectos relativos a su geometría, estructuración y procedencia.

Capítulo 3. Identificación, selección y ensamble de un catálogo de secuencias sísmicas

Con base en la información disponible en el catálogo de acelerogramas del Centro de Investigaciones en Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER, por sus siglas en inglés), se identificarán, seleccionarán y ensamblarán secuencias sísmicas de eventos principales y réplicas, provenientes de diferentes eventos sísmicos históricos en California.

Capítulo 4. Evaluación de la respuesta de los edificios antes secuencias sísmicas.

En esta etapa, se desarrollará un estudio analítico de los edificios seleccionados al ser sujetos a secuencias sísmicas para evaluar sus demandas de distorsión máxima y permanente. Asimismo, se estudiará el efecto del periodo fundamental de vibración, de la resistencia lateral, de la magnitud sísmica y del tipo de comportamiento histerético en la respuesta dinámica no lineal de los edificios de estudio.

Edificios considerados en este estudio

2.1. Descripción

Para fines de esta investigación, se consideraron tres edificios de acero estructurados a base de marcos resistentes a momento de 4, 8 y 12 niveles, representativos de edificios de acero existentes en la zona de Los Ángeles, California, que son típicamente utilizados para oficinas y cuyas alturas varían de baja a media-alta. Los marcos están compuestos por tres crujeas. Los edificios fueron diseñados originalmente por Santa-Ana y Miranda (2000) considerando la distribución lateral de fuerzas sísmicas equivalentes especificada en la edición 1994 del Código de Construcción Uniforme (*Uniform Building Code*, UBC-1994, por sus siglas en inglés). Se supuso que los edificios están situados en un suelo de tipo S1, caracterizado por ser un suelo duro, denso o de tipo roca. En la Figura 2.1 se proporciona una visualización detallada de la planta estructural, así como de la geometría en elevación y las secciones estructuras de acero de cada marco. Es importante señalar que todos los marcos presentan una distribución de masa uniforme y una distribución de rigidez lateral no uniforme a través de su altura.

2.2. Modelado

Cada uno de los edificios se modeló con el programa de cómputo especializado en análisis no dinámico no lineal RUAUMOKO (Carr, 2004). Debido a la simetría que los edificios presentan en planta, solo se modeló un marco exterior bidimensional, y se añadió una columna ficticia adicional para incluir las cargas gravitacionales provenientes del resto del edificio. Esta técnica de modelado es también fue considerada en Santa-Ana y Miranda (2000). Cabe aclarar que esta columna ficticia no contribuye con ninguna rigidez y resistencia lateral correspondiente a las columnas de gravedad de los marcos interiores. En este estudio se supusieron columnas empotradas.

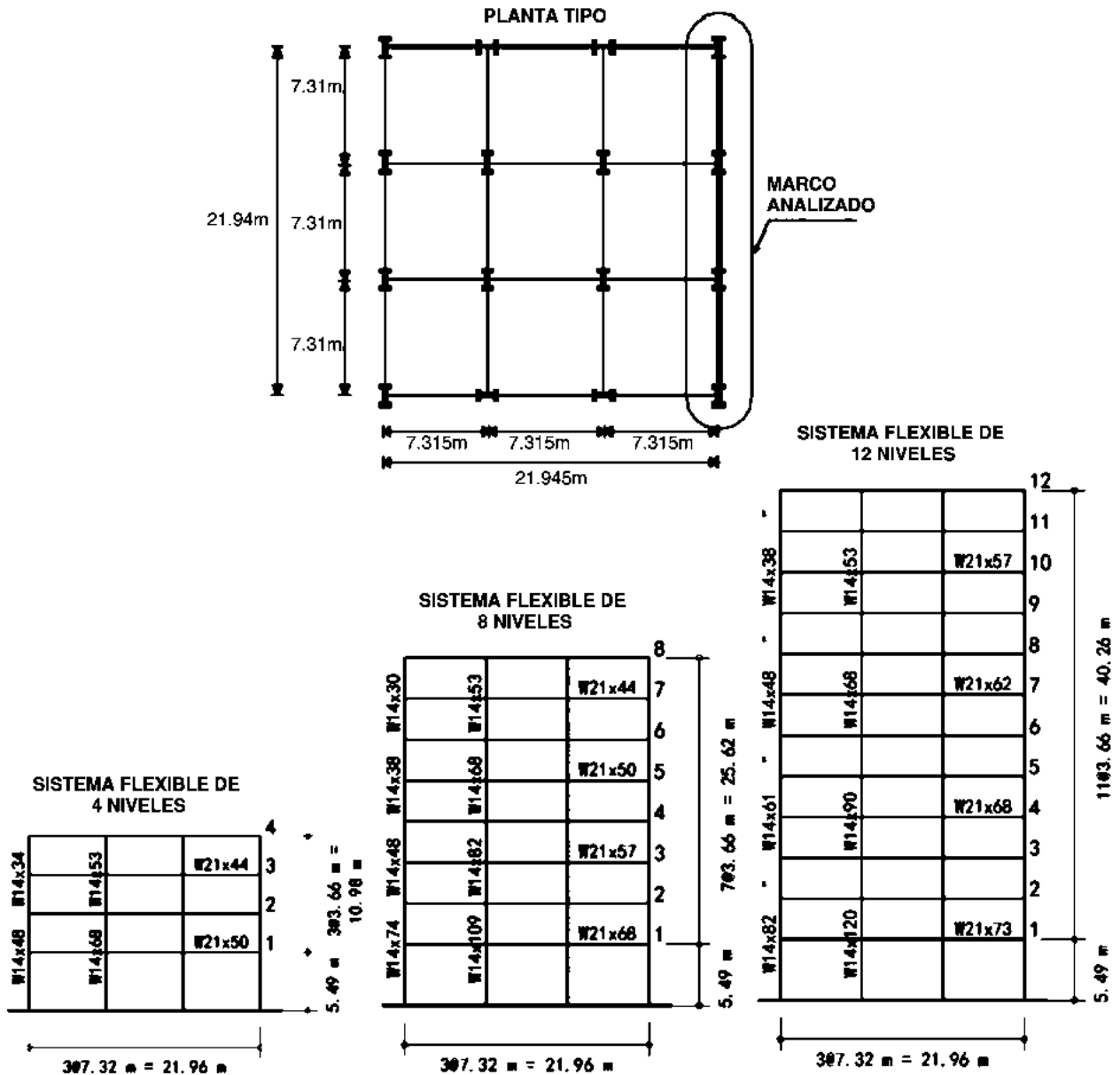


Figura 2.1. Geometría de los edificios considerados en este estudio.

Tanto las columnas como las trabes fueron modeladas como elementos barra tipo *Giberson*, incluidos en la biblioteca de RUAUMOKO (Carr, 2004), donde se asume que el comportamiento no lineal del elemento se concentra en los extremos de un elemento barra elástico considerando resortes rotacionales. Se adoptó un comportamiento bilineal no degradante en la relación momento-curvatura de los resortes rotacionales, con un endurecimiento por deformación del 2% (es decir, porcentaje de la rigidez posterior a la fluencia), conforme a la recomendación de

Filiatrault y otros (2001). La capacidad a flexión en los elementos se determinó utilizando el valor esperado del esfuerzo de fluencia, siendo de 337.8 MPa y 399.9 MPa para trabes y columnas, respectivamente. Sin embargo, no se consideró la resistencia y rigidez adicional proporcionada por la contribución de las losas de entrepiso sobre las trabes.

El análisis de los edificios también se llevó a cabo utilizando el programa RUAUMOKO (Carr, 2004). Se asignó un amortiguamiento crítico de Rayleigh del 5% para el primer y segundo modo para el marco de 4 niveles, mientras que este mismo amortiguamiento se asignó al primer y cuarto modo para los marcos de 8 y 12 niveles. En el análisis, también se incluyeron los efectos P-delta, para grandes desplazamientos. Las propiedades dinámicas y mecánicas de cada marco se obtuvieron de un análisis modal convencional y un análisis estático no lineal (también denominado “pushover” en la literatura inglesa) para obtener la curva de capacidad fuerza cortante basal, V_b , contra desplazamiento lateral de azotea, δ_{azotea} . Posteriormente, la curva de capacidad se idealizó como una envolvente idealizada bilineal igualando la energía (es decir, el área bajo la curva) de la curva de capacidad y la envolvente, con la finalidad de identificar el desplazamiento de azotea asociado a la fluencia, $\delta_{y,azotea}$, y el coeficiente de resistencia asociado a la fluencia, C_y , el cual se define como el fuerza cortante basal asociada a la fluencia, $V_{b,y}$, normalizada con respecto a la mitad del peso total del edificio. En la Tabla 2.1 se resumen las propiedades dinámicas y mecánicas de cada edificio, donde T_1 es el periodo fundamental de vibración, T_2 es el periodo de vibración asociado al segundo modo de vibrar, $\delta_{y,azotea}$ es el desplazamiento de azotea asociado a la fluencia, C_y es el coeficiente de resistencia asociado a la fluencia, y $\Gamma_{1\theta_1}$ es el factor de participación modal normalizado asociado al primer modo.

Tabla 2.1. Periodo fundamental de vibración, T_1 , periodo de vibración asociado al segundo modo de vibrar, T_2 , desplazamiento de azotea asociado a la fluencia, $\delta_{y,azotea}$, coeficiente de resistencia asociado a la fluencia, C_y , y el factor de participación modal normalizado asociado al primer modo, $\Gamma_{1\theta_1}$, obtenido para cada modelo.

N	T_1 (s)	T_2 (s)	$\delta_{y,roof}$ (mm)	C_y	$\Gamma_{1\theta_1}$
4	1.23	0.39	160	0.32	1.22
8	1.95	0.69	360	0.25	1.31
12	2.61	0.93	470	0.18	1.31

Selección del catálogo de secuencias sísmicas

3.1. Introducción

Este estudio dirige su enfoque hacia la exploración de los impactos generados por las réplicas sísmicas en las demandas de distorsión de entrepiso (es decir, el desplazamiento lateral relativo de entrepiso normalizado respecto a la altura del entrepiso), las cuales son inducidas en estructuras de acero existentes situadas en zonas de elevada actividad sísmica, como es el caso del estado de California en los Estados Unidos. La investigación requiere de registros sísmicos de aceleración tanto del sismo principal como de sus réplicas, con el fin de llevar a cabo análisis dinámicos no lineales que permitan una evaluación precisa de las respuestas estructurales ante estos fenómenos.

El propósito central de este capítulo es introducir la metodología implementada en el estudio para seleccionar un catálogo de secuencias sísmicas que resulten pertinentes para evaluar la respuesta sísmica de estructuras sometidas a secuencias de evento principal y réplicas. Este catálogo fue compilado a partir de las historias de aceleración disponibles en la base de datos del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER, por sus siglas en inglés). Específicamente, las historias de aceleración se encuentran enmarcadas dentro del proyecto de la Siguierte Generación de Modelos de Atenuación de Movimiento del Terreno (NGA, por sus siglas en inglés).

Es imperativo mencionar que la selección de las secuencias sísmicas fue meticulosamente realizada para garantizar que los datos utilizados fueran representativos y proporcionaran observaciones valiosas sobre el comportamiento de las estructuras de acero ante eventos sísmicos y sus respectivas réplicas. Además, se consideraron diversos factores, tales como la magnitud del sismo, la proximidad al epicentro, y las características específicas del suelo, para asegurar que los análisis realizados fueran lo más exhaustivos y aplicables posible en contextos reales.

Este estudio no solo busca entender las implicaciones de los sismos y sus réplicas en las estructuras existentes, sino también aspira a aportar información valiosa para apoyar el desarrollo de estrategias y normativas que puedan mejorar la resiliencia y seguridad de las edificaciones en regiones propensas a la actividad sísmica, contribuyendo así al avance en la ingeniería sísmica y la protección de la sociedad ante estos inevitables eventos naturales.

3.2. El proyecto NGA

En esta sección, se proporciona una descripción concisa del proyecto NGA, ejecutado por el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico, en colaboración con el Servicio Geológico de los Estados Unidos y el Centro Sísmico del Sur de California. A partir de este proyecto, se identificaron y seleccionaron historias de aceleración del evento sísmico principal y sus réplicas.

El proyecto NGA (Next Generation Attenuation) tiene como objetivo el desarrollo de nuevos modelos de predicción de movimiento del terreno mediante un programa de investigación integral e intensamente interactivo. Este proyecto se respalda en varios componentes esenciales para su desarrollo, entre los que se incluyen:

- El desarrollo de una base de datos actualizada y ampliada de la base de datos de registros de movimientos del terreno de PEER, que incorpora información de apoyo sobre el proceso del movimiento fuerte, la fuente sísmica, la ruta de propagación de las ondas sísmicas y las condiciones del sitio de la estación acelerográfica.
- El respaldo a proyectos de investigación que proporcionan orientación sobre las formas funcionales seleccionadas de los modelos de movimiento del terreno.
- La implementación de un programa de interacción durante todo el proceso de desarrollo, que permite generar aportaciones y comentarios tanto desde la comunidad científica de investigación como de la comunidad de usuarios de ingeniería.

La base de datos de PEER NGA es una actualización y extensión de la Base de datos de Movimientos Fuertes de PEER, se publicó por primera vez en el sitio web en 1999. La base de datos de NGA incluye un conjunto de registros más grande y con algunas correcciones a la información de la base de datos original. Hasta el momento, el sitio de NGA contiene solo archivos

de historias de aceleración (el sitio original incluía velocidad, desplazamiento y espectro de respuesta). Es importante señalar que, aunque es una gran cantidad de registros de varios sismos ocurridos en el mundo, aún son muy pocos los que se pueden encontrar de algún país en específico que no sea los Estados Unidos. En la Figura 3.1 se muestra la pantalla del sitio web de la base de datos de PEER.

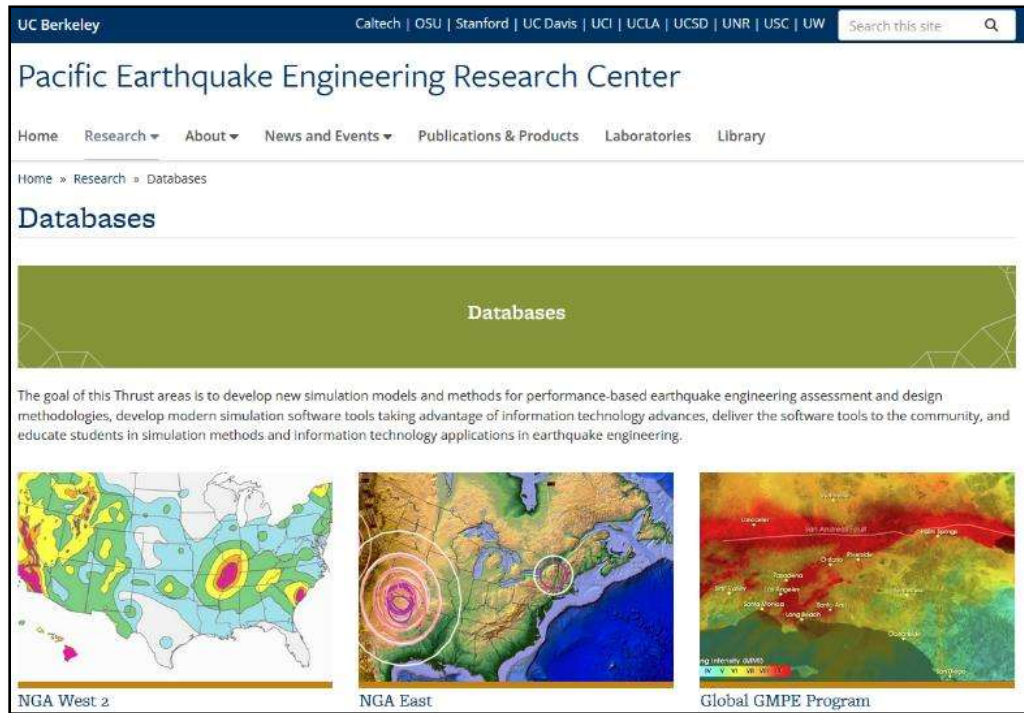


Figura 3.1. Pantalla de base de datos de PEER.
(<https://peer.berkeley.edu/research/databases>)

Es importante destacar las recientes actualizaciones de la base de datos de PEER, como son la NGA-East y la NGA-West. La NGA-East es una iniciativa de investigación multiorganizacional que busca desarrollar un conjunto de modelos de atenuación del terremoto del este de América del Norte (ENA) basados en la base de datos de terremotos de ENA. Por otro lado, la NGA-West es un proyecto de investigación enfocado en los terremotos que ocurren en las regiones tectónicas activas, principalmente en California, y ha sido fundamental en el desarrollo de modelos de atenuación de movimiento del terreno para estas regiones.

Ambas actualizaciones, NGA-East y NGA-West2, han sido fundamentales para mejorar la comprensión y modelización de los movimientos del terreno en diferentes contextos geográficos

y geológicos, proporcionando herramientas más precisas y confiables para la evaluación del riesgo sísmico y el diseño de estructuras resistentes a los terremotos.

Este proyecto no solo busca avanzar en el conocimiento científico y técnico en el campo de la ingeniería sísmica, sino también crear herramientas y modelos que sean aplicables y útiles para los profesionales que trabajan en el diseño y evaluación de estructuras en regiones de alta sismicidad, contribuyendo así al avance de la ciencia y a la aplicación práctica de este conocimiento en la sociedad.

3.3. Ensamble de secuencias sísmicas evento principal-réplica

3.3.1. Criterios de Selección

La selección de secuencias sísmicas y sus correspondientes historias de aceleración (acelerogramas) se basó en la información disponible en la base de datos de PEER NGA, y se llevó a cabo mediante un procedimiento meticuloso y criterios específicos para garantizar la relevancia y aplicabilidad de los datos seleccionados para este estudio. Los criterios establecidos para identificar y seleccionar secuencias sísmicas de sismo principal y réplica registradas en California son los siguientes:

1. Magnitud del Evento:

- Magnitud del evento principal mayor o igual a 4.0.
- Magnitud de las réplicas mayor o igual a 4.0.

La magnitud es un indicador crucial de la energía liberada durante un terremoto y, por lo tanto, de la potencial amenaza que representa para las estructuras en la región afectada.

2. Tipo de Terreno:

- Información disponible sobre el tipo de terreno donde se ubica la estación acelerográfica, ya sea suelo tipo A, B, C o D.
- El tipo de suelo puede influir significativamente en la propagación de las ondas sísmicas y, por ende, en los datos registrados por las estaciones acelerográficas.

3. Ubicación de la Estación Acelerográfica:

- Historias de aceleración registradas en estaciones ubicadas en terreno libre, o bien en edificaciones de poca altura donde la interacción suelo-estructura es despreciable.

- La ubicación de la estación es vital para asegurar que los datos recopilados sean representativos y no estén distorsionados por factores como la interacción con estructuras cercanas.

4. Componentes de Aceleración Máxima del Terreno:

- Secuencias en las cuales al menos una de las componentes de aceleración máxima del terreno del evento principal sea mayor a 100 cm/s^2 y de las réplicas mayores a 50 cm/s^2 .

Este criterio asegura que las secuencias sísmicas seleccionadas sean lo suficientemente intensas como para ser relevantes para el estudio de estructuras en regiones de alta sismicidad.

Con base en los requisitos anteriores, se identificaron 58 secuencias sísmicas con dos componentes horizontales ortogonales registradas durante el terremoto de Northridge de 1994 ($M_w = 6.7$), 30 durante el terremoto del Valle Imperial de 1979 ($M = 6.5$), 6 registradas durante el terremoto de Mammoth Lakes de 1980 ($M = 6.2$), 4 registradas durante el terremoto de Livermore de 1980 ($M = 5.8$), y una registrada durante los terremotos de Hollister de 1961 ($M = 6.7$) y Coalinga de 1983 ($M = 6.4$).

Con la intención de proporcionar observaciones relevantes respecto a un mismo escenario sísmico, se decidió considerar únicamente las secuencias sísmicas registradas durante los terremotos de Northridge de 1994 y Mammoth Lakes de 1980. Una característica distintiva respecto a estudios anteriores es que el catálogo contiene 14 secuencias sísmicas capturadas en estaciones acelerográficas ubicadas cerca de la falla, denominadas de fuente cercana, durante el terremoto de Northridge. Inclusive, algunos acelerogramas registrados durante el evento principal del terremoto de Northridge exhiben un pulso característico en su historia de velocidad del terreno de acuerdo a Fu y Menun (2002), como las secuencias sísmicas registradas en la estación Rinaldi Receiving y la estación Sylmar Converter ubicadas en el área de Los Ángeles. Por ello, se distinguieron dos catálogos en esta investigación, uno que contiene 44 secuencias sísmicas de fuente lejana y otro que contiene 14 secuencias sísmicas de fuente cercana. En la Figura 3.2 se ilustran ejemplos de secuencias sísmicas de campo lejano y de falla cercana. Es importante mencionar que las réplicas registradas en la región cercana a la falla también exhiben características similares a pulsos en la historia de velocidad en el tiempo, como se ilustra en la Figura 3.3.

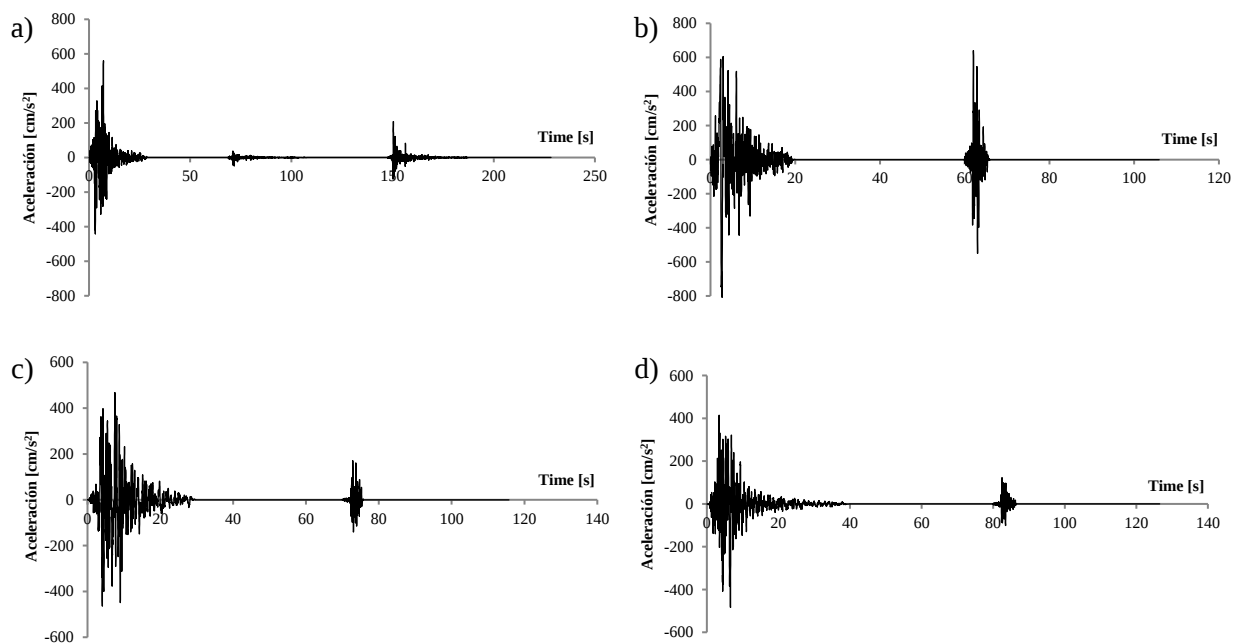


Figura 3.2. Ejemplos de secuencias sísmicas de fuente cercana consideradas en este estudio:
 (a) Estación Jensen Filter Plant (comp. 22), (b) Estación Rinaldi Receiving (comp. 228),
 (c) Estación Newhall (comp. 180), (d) Estación Sylmar Converter (comp. 288).

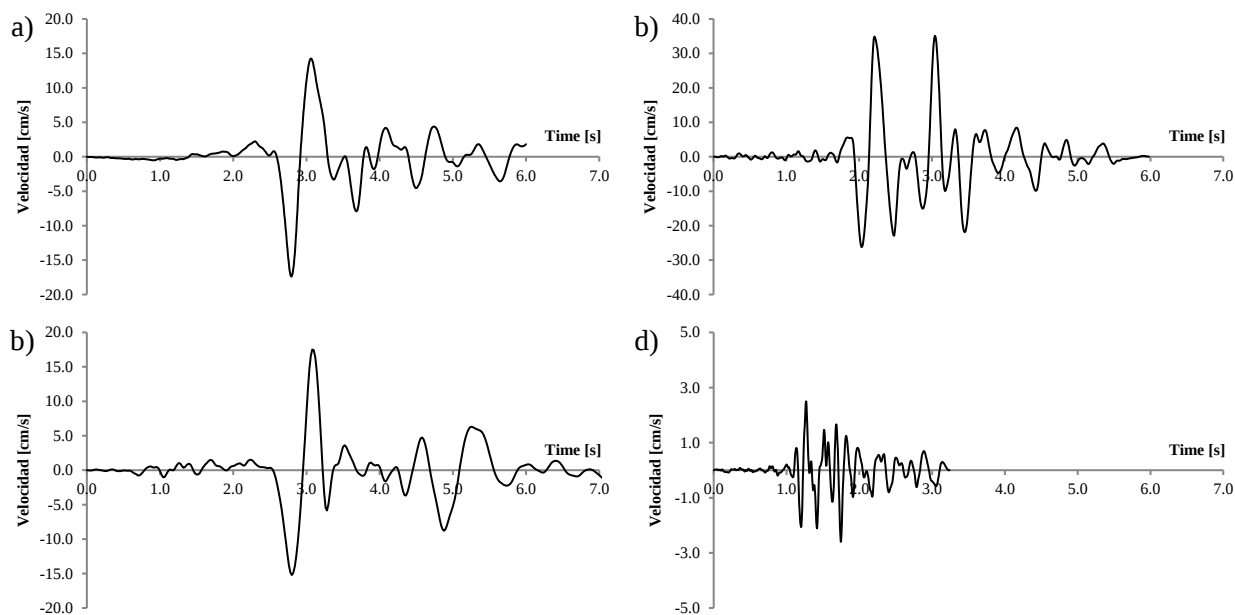


Figura 3.3. Historias de velocidad en el tiempo registradas en estaciones acelerográficas cercanas a la zona de falla causante del sismo de Northridge de 1994: (a) Estación Jensen Filter Plant (comp. 22), (b) Estación Rinaldi Receiving (comp. 228), (c) Estación Newhall (comp. 180), (d) Estación Sylmar Converter (comp. 288).

Tabla 3.1.

Lista de secuencias sísmicas evento principal-réplica de fuente lejana consideradas en esta investigación.

Secuencia	Estación	MMDD	HHMN	Componente	Magnitud del Sismo	PGA (cm/s ²)	Tg	Ω
GRIF19940117	LA — Griffith park observatory	0117	1231	NORTHR/0141-270.at2	6.7	283.6	0.51	0.61
				NORTHR/0141-360.at2		160.4	0.88	0.57
		0320	2120	NORTH392/OGPN00E.at2	5.3	31.2	0.49	0.60
				NORTH392/OGPN90W.at2		54.9	0.50	0.66
HOSF19940117	LA — Hollywood Stor FF	0117	1231	NORTHR/PEL090.at2	6.7	226.9	0.73	0.51
				NORTHR/PEL360.at2		351.4	0.85	0.58
		0117	1232	NORTH001/HOLLY090.at2	6.1	154.8	0.15	0.65
				NORTH001/HOLLY360.at2		162.2	0.43	0.55
		0320	2120	NORTH392/HOLLY090.at2	5.3	107.0	0.21	0.68
				NORTH392/HOLLY360.at2		282.9	0.25	0.61
NFAR19940117	LA — N Faring Rd	0117	1231	NORTHR/FAR000.at2	6.7	267.7	0.62	0.59
				NORTHR/FAR090.at2		237.3	0.61	0.54
		0320	2120	NORTH392/FAR000.at2	5.3	103.2	0.56	0.67
				NORTH392/FAR090.at2		119.6	0.26	0.62
OBRE19940117	LA — Obregon Park	0117	1231	NORTHR/OBR090.at2	6.7	348.1	0.45	0.61
				NORTHR/OBR360.at2		552.1	0.27	0.61
		0117	1232	NORTH001/OBREP090.at2	6.1	65.0	0.19	0.61
				NORTH001/OBREP360.at2		55.4	0.15	0.62
WOND19940117	LA — Wonderland Ave	0117	1231	NORTHR/WON095.at2	6.7	109.8	1.14	0.50
				NORTHR/WON185.at2		168.7	0.85	0.52
		0320	2120	NORTH392/WON095.at2	5.3	47.3	0.26	0.61
				NORTH392/WON185.at2		50.6	0.27	0.64
CRES19940117	La Crescenta — New York	0117	1231	NORTHR/NYA090.at2	6.7	174.5	0.48	0.62
				NORTHR/NYA180.at2		155.9	0.56	0.55
		0320	2120	NORTH392/NYA090.at2	5.3	93.0	0.48	0.63
				NORTH392/NYA180.at2		68.6	0.51	0.62
MOOR19940117	Moorpark — Fire Sta	0117	1231	NORTHR/MRP090.at2	6.7	189.3	1.28	0.51
				NORTHR/MRP180.at2		286.3	0.42	0.48
		0117	2333	NORTH142/MPARK090.at2	5.9	136.8	0.91	0.53
				NORTH142/MPARK180.at2		180.7	0.49	0.51
NORT19940117	Northridge — 17645 Satcoy St	0117	1231	NORTHR/STC090.at2	6.7	360.9	1.31	0.47
				NORTHR/STC180.at2		467.7	2.29	0.45
		0320	2120	NORTH392/STC090.at2	5.3	100.2	0.78	0.61
				NORTH392/STC180.at2		170.9	0.23	0.59
SANT19940117	Santa Monica City Hall	0117	1231	NORTHR/STM090.at2	6.7	865.9	2.29	0.45
				NORTHR/STM360.at2		362.8	2.53	0.44
		0320	2120	NORTH392/STM090.at2	5.3	100.2	0.23	0.59
				NORTH392/STM360.at2		75.8	0.59	0.56
SIMI19940117	Simi Valley — Katherine Rd	0117	1231	NORTHR/KAT000.at2	6.7	860.0	0.67	0.61
				NORTHR/KAT090.at2		627.6	0.53	0.61
		0320	2120	NORTH392/KAT000.at2	5.3	65.5	0.34	0.67
				NORTH392/KAT090.at2		103.4	0.32	0.65
SUNV19940117	Sun Valley — Roscoe Blvd	0117	1231	NORTHR/RO3000.at2	6.7	297.1	1.08	0.49
				NORTHR/RO3090.at2		434.4	1.16	0.49
		0320	2120	NORTH392/RO3000.at2	5.3	115.0	0.27	0.63
				NORTH392/RO3090.at2		116.9	0.54	0.61
SUNL19940117	Sunland — Mt Gleason Ave	0117	1231	NORTHR/GLE170.at2	6.7	124.5	1.13	0.49
				NORTHR/GLE260.at2		154.0	1.00	0.56
		0320	2120	NORTH392/GLE170.at2	5.3	86.0	0.58	0.64
				NORTH392/GLE260.at2		154.2	0.53	0.68

(Continúa en la siguiente página)

Tabla 3.1 (Continuación)

Secuencia	Estación	MMDD	HHMN	Componente	Magnitud del Sismo	PGA (cm/s ²)	Tg	Ω
ARLE19940117	Arleta — Nordhoff Fire Sta	0117	1231	NORTH/ARL090.at2	6.7	337.4	1.05	0.50
				NORTH/ARL360.at2		302.1	2.43	0.44
		0117	1232	NORTH001/ARLET090.at2	6.1	98.4	0.28	0.57
				NORTH001/ARLET360.at2		98.7	0.27	0.61
		0320	2120	NORTH392/ARLET090.at2	5.3	117.0	0.34	0.66
				NORTH392/ARLET360.at2		123.1	0.23	0.65
BEVE19940117	Beverly Hills — 12520 Mulhol	0117	1231	NORTH/MU2035.at2	6.7	604.9	0.26	0.51
				NORTH/MU2125.at2		435.8	0.26	0.58
		0320	2120	NORTH392/MU2035.at2	5.3	175.6	0.28	0.63
				NORTH392/MU2125.at2		161.0	0.25	0.65
BIGT19940117	Big Tujunga, Angeles Nat F	0117	1231	NORTH/TUJ262.at2	6.7	160.1	0.29	0.62
				NORTH/TUJ352.at2		240.4	0.65	0.59
		0320	2120	NORTH392/TUJ262.at2	5.3	131.6	0.26	0.63
				NORTH392/TUJ352.at2		103.8	0.28	0.62
BURB19940117	Burbank — Howard Rd.	0117	1231	NORTH/HOW060.at2	6.7	117.4	0.64	0.56
				NORTH/HOW330.at2		160.1	0.28	0.61
		0320	2120	NORTH392/HOW060.at2	5.3	75.4	0.27	0.61
				NORTH392/HOW330.at2		67.2	0.44	0.63
CAST19940117	Castaic — Old Ridge Route	0117	1231	NORTH/ORR090.at2	6.7	557.3	0.82	0.47
				NORTH/ORR360.at2		504.3	0.95	0.51
		0117	2333	NORTH142/CASTA090.at2	5.9	135.7	0.39	0.62
				NORTH142/CASTA360.at2		116.6	0.31	0.59
		0117	0043	NORTH151/CASTA090.at2	5.1	103.1	0.39	0.62
				NORTH151/CASTA360.at2		59.1	0.31	0.59
DOWN19940117	Downey — Co Maint Bldg	0117	1231	NORTH/DWN090.at2	6.7	155.2	0.62	0.52
				NORTH/DWN360.at2		225.5	0.37	0.56
		0117	1232	NORTH001/DOWNC090.at2	6.1	50.4	0.28	0.57
				NORTH001/DOWNC180.at2		33.7	0.25	0.59
HOLL19940117	Hollywood — Willoughby Ave	0117	1231	NORTH/WIL090.at2	6.7	133.7	0.75	0.48
				NORTH/WIL180.at2		240.8	1.08	0.52
		0320	2120	NORTH392/WIL090.at2	5.3	68.0	0.24	0.65
				NORTH392/WIL180.at2		99.1	0.56	0.61
BALD19940117	LA — Baldwin Hills	0117	1231	NORTH/BLD090.at2	6.7	234.2	1.98	0.43
				NORTH/BLD360.at2		164.5	1.63	0.47
		0117	1232	NORTH001/BALDW090.at2	6.1	111.4	0.29	0.60
				NORTH001/BALDW360.at2		48.2	0.52	0.61
		0320	2120	NORTH392/BALDW090.at2	5.3	61.1	0.53	0.61
				NORTH392/BALDW180.at2		53.0	0.46	0.52
CENT19940117	LA — Century City CC North	0117	1231	NORTH/CCN090.at2	6.7	250.7	1.60	0.43
				NORTH/CCN360.at2		217.4	1.06	0.49
		0117	1232	NORTH001/CNTYC090.at2	6.1	109.1	0.30	0.65
				NORTH001/CNTYC360.at2		58.4	0.61	0.59
		0320	2120	NORTH392/CNTYC090.at2	5.3	159.0	0.50	0.66
				NORTH392/CNTYC360.at2		84.3	0.58	0.62
CITY19940117	LA — City Terrace	0117	1231	NORTH/LAC090.at2	6.7	258	0.32	0.57
				NORTH/LAC180.at2		310.2	0.41	0.63
		0117	1232	NORTH001/CTYTE090.at2	6.1	51.3	0.24	0.65
				NORTH001/CTYTE180.at2		112.3	0.19	0.57
		0320	2120	NORTH392/CTYTE090.at2	5.3	32.6	0.24	0.62
				NORTH392/CTYTE180.at2		60.2	0.24	0.61

Tabla 3.2.

Lista de secuencias sísmicas evento principal-réplica de fuente cercana consideradas en esta investigación.

Secuencia	Estación	MMDD	HHMN	Componente	Magnitud del Sismo	PGA (cm/s ²)	Tg	Ω
JAFP19940117	Jensen Filter Plant	0117	1231	NORTHR/JEN022.at2	6.7	559.6	2.94	0.33
				NORTHR/JEN292.at2		1004	1.09	0.49
		0117	1232	NORTH151/00BN22E.at2	5.1	47.4	0.49	0.56
				NORTH151/00BW22N.at2		47.4	0.49	0.56
		0320	2120	NORTH392/00BN22E.at2	5.3	208.1	0.60	0.57
				NORTH392/00BW22N.at2		250.4	0.42	0.62
JEFG19940117	Jensen Filter Plant Generator	0117	1231	NORTHR/0655-022.at2	6.7	559.6	2.94	0.33
				NORTHR/0655-292.at2		1003.7	1.04	0.49
		0117	0043	NORTH151/00GN22E.at2	5.1	70.3	0.30	0.64
				NORTH151/00GW22N.at2		56.7	0.66	0.61
		0320	2120	NORTH392/00GN22E.at2	5.3	154.1	0.43	0.57
				NORTH392/00GW22N.at2		297.3	0.42	0.61
NEWH19940117	Newhall — Fire Station	0117	1231	NORTHR/NWH090.at2	6.7	571.7	1.29	0.52
				NORTHR/NWH360.at2		578.3	1.27	0.5
		0117	1232	NORTH001/NEWHA090.at2	6.1	35.8	0.50	0.62
				NORTH001/NEWHA360.at2		42.7	0.40	0.65
		0117	1241	NORTH009/NEWHA090.at2	5.2	104.9	0.46	0.58
				NORTH009/NEWHA180.at2		201.5	0.63	0.56
		0320	2120	NORTH392/NEWHA090.at2	5.3	53.9	0.24	0.65
				NORTH392/NEWHA360.at2		59.1	0.65	0.61
PACO19940117	Pacoima Kagel Canyon	0117	1231	NORTHR/PKC090.at2	6.7	295.2	0.86	0.47
				NORTHR/PKC360.at2		424.3	0.65	0.53
		0117	1232	NORTH001/PACOI090.at2	6.1	63.8	0.29	0.65
				NORTH001/PACOI360.at2		78.4	0.24	0.61
		0117	1241	NORTH009/PACOI090.at2	5.2	34.7	0.36	0.52
				NORTH009/PACOI360.at2		52.4	0.93	0.57
		0117	0043	NORTH151/PACOI090.at2	5.1	53	0.82	0.57
				NORTH151/PACOI360.at2		21.8	0.52	0.53
		0320	2120	NORTH392/PACOI090.at2	5.3	149.1	0.31	0.61
				NORTH392/PACOI360.at2		223.5	0.68	0.64
RINA19940117	Rinaldi Receiving Sta	0117	1231	NORTHR/RRS228.at2	6.7	809.2	1.05	0.47
				NORTHR/RRS318.at2		477.1	2.34	0.4
		0320	2120	NORTH392/E-RRS228.at2	5.3	639	0.41	0.63
				NORTH392/E-RRS318.at2		421.9	0.40	0.61
SYLM19940117	Sylmar — Converter Sta East	0117	1231	NORTHR/SCE018.at2	6.7	812.2	0.83	0.41
				NORTHR/SCE288.at2		483.5	2.20	0.39
		0320	2120	NORTH392/E-SCE018.at2	5.3	154.8	0.88	0.63
				NORTH392/E-SCE288.at2		122.6	0.22	0.65
TARZ19940117	Tarzana — Cedar Hill A	0117	1231	NORTHR/TAR090.at2	6.7	1744.8	0.60	0.56
				NORTHR/TAR360.at2		971.1	0.74	0.56
		0117	1241	NORTH009/TARZA090.at2	5.2	67.6	0.35	0.64
				NORTH009/TARZA360.at2		54.8	0.37	0.65
		0320	2120	NORTH392/TARZA090.at2	5.3	365.4	0.22	0.67
				NORTH392/TARZA360.at2		302.6	0.25	0.65

Tabla 3.3.

Lista de secuencias sísmicas evento principal-réplica del sismo de Mammoth Lakes de 1980, consideradas en esta investigación.

Sismo	Estación	MMDD	HHMN	Componente	Magnitud del Sismo	PGA (cm/s ²)	Tg
Mammoth Lakes	Convict Creek	0525	1634	090	6.0	408.4	0.32
				180	6.0	433.0	0.24
		0525	1649	090	5.7	157.3	0.42
				180	5.7	174.8	0.41
		0525	1944	090	5.9	214.6	0.46
				180	5.9	204.1	0.33
		0525	2035	090	5.7	372.3	0.23
				180	5.7	423.9	0.20
		0526	1858	090	5.7	130.1	0.41
				180	5.7	97.4	0.32
		0527	1451	090	5.7	260.6	0.38
				180	5.7	309.5	0.31

3.3.2. Análisis del contenido de frecuencia en los eventos sísmicos principales y réplicas

Con el objetivo de analizar si las historias de aceleración del terreno de los eventos sísmicos principales mantienen una similitud en el contenido de frecuencia con sus réplicas correspondientes, se optó por seleccionar el periodo predominante del terreno, T_g , y el ancho de banda, Ω , como métricas representativas. Ambas medidas del contenido de frecuencia se derivaron de los espectros elásticos de velocidad.

Adicionalmente, este estudio empleó una medida del ancho de banda, como una función de los parámetros espectrales calculados a partir del espectro de la velocidad al cuadrado (Ruiz-García y Miranda, 2005) basada originalmente en una propuesta de Vanmarcke (1972). Esto permite determinar si un movimiento del terreno tiene un contenido de frecuencia de banda estrecha o banda ancha alrededor de su frecuencia central, o periodo central, donde Ω se calcula de la siguiente manera:

$$\Omega = \left[1 - \frac{(\lambda_1^*)^2}{\lambda_0^* \lambda_2^*} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

donde los parámetros espectrales λ_0^* , λ_1^* y λ_2^* , se obtienen a partir del espectro de velocidad calculado para S1GL elásticos con un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%, como sigue:

$$\lambda_0^* = \sum_{i=1}^n S_{v,i}^2 \cdot \Delta T \quad (\text{Ec. 3.2})$$

$$\lambda_1^* = \sum_{i=1}^n T_i \cdot S_{v,i}^2 \cdot \Delta T \quad (\text{Ec. 3.3})$$

$$\lambda_2^* = \sum_{i=1}^n T_i^2 \cdot S_{v,i}^2 \cdot \Delta T \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Por ejemplo, empleando las definiciones previamente mencionadas, la relación entre T_g y Ω para los 44 registros ordinarios y los 14 registros de fuente cercana evento principal-réplica principal registrados durante el sismo de Northridge de 1994 se muestra en la Figura 3.5 (a) y (b), mientras que un gráfico similar se muestra para el sismo de Mammoth Lakes de 1980 en la Figura 3.5 (c). En las figuras, se observa que el contenido de frecuencia de los eventos principales y las réplicas es distinto.

En los escenarios evento principal-réplica del sismo de Northridge de 1994 se observa que:

1. El periodo predominante de los eventos principales sigue una tendencia lineal con respecto a su ancho de banda, es decir, T_g decrece mientras que Ω incrementa;
2. Los periodos predominantes, así como los anchos de banda de las réplicas principales tienden a ser más cortos y más largos, respectivamente, que el periodo predominante de los eventos principales.

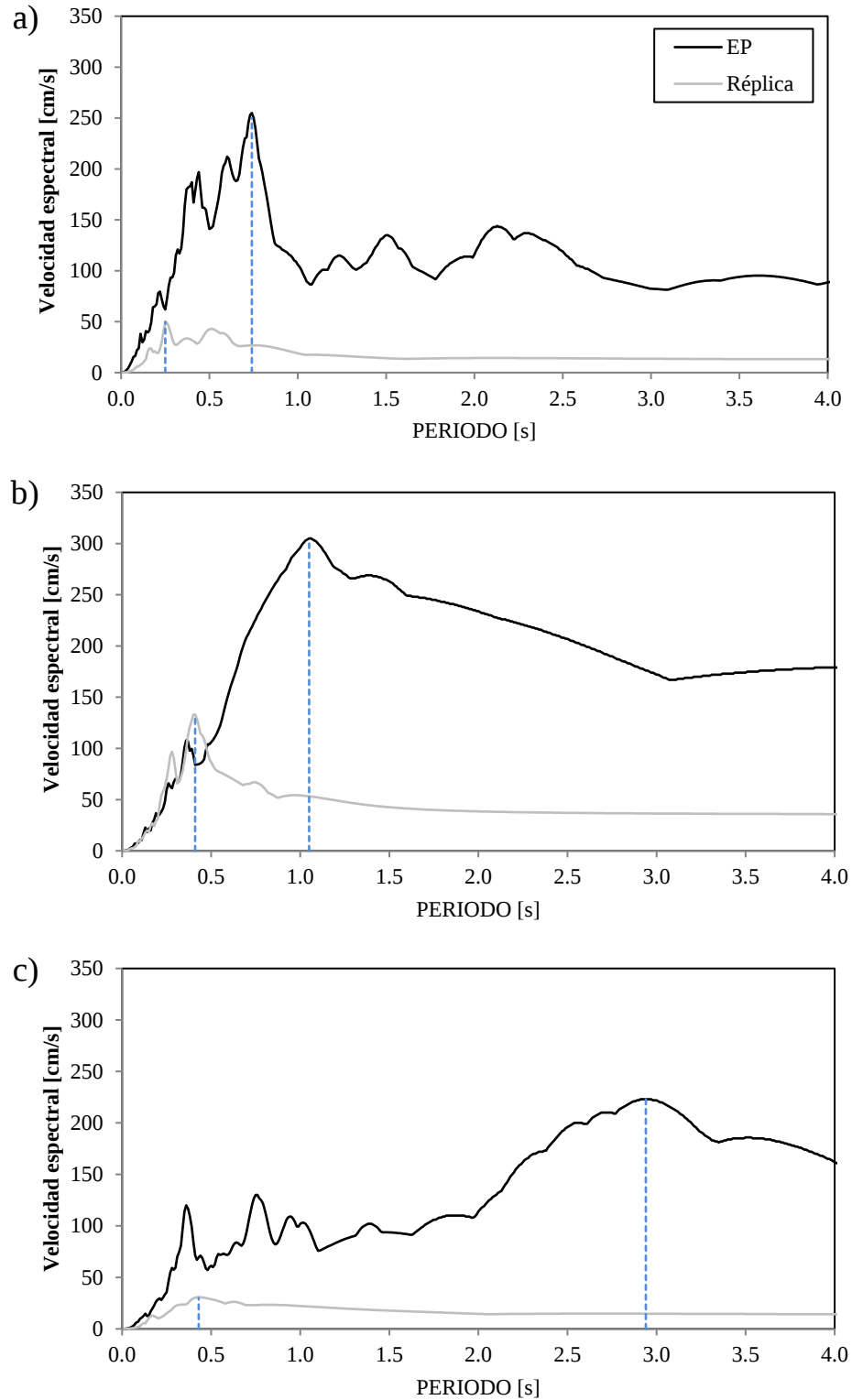


Figura 3.4. Estimación del periodo predominante del terreno en registros sísmicos de fuente cercana, eventos principales y sus réplicas, a través del espectro de velocidad, y típicos considerados en este estudio: (a) Tarzana (comp. 090), (b) Rinaldi (comp. 228), (c) Jensen Filter Plant Generator (comp. 022).

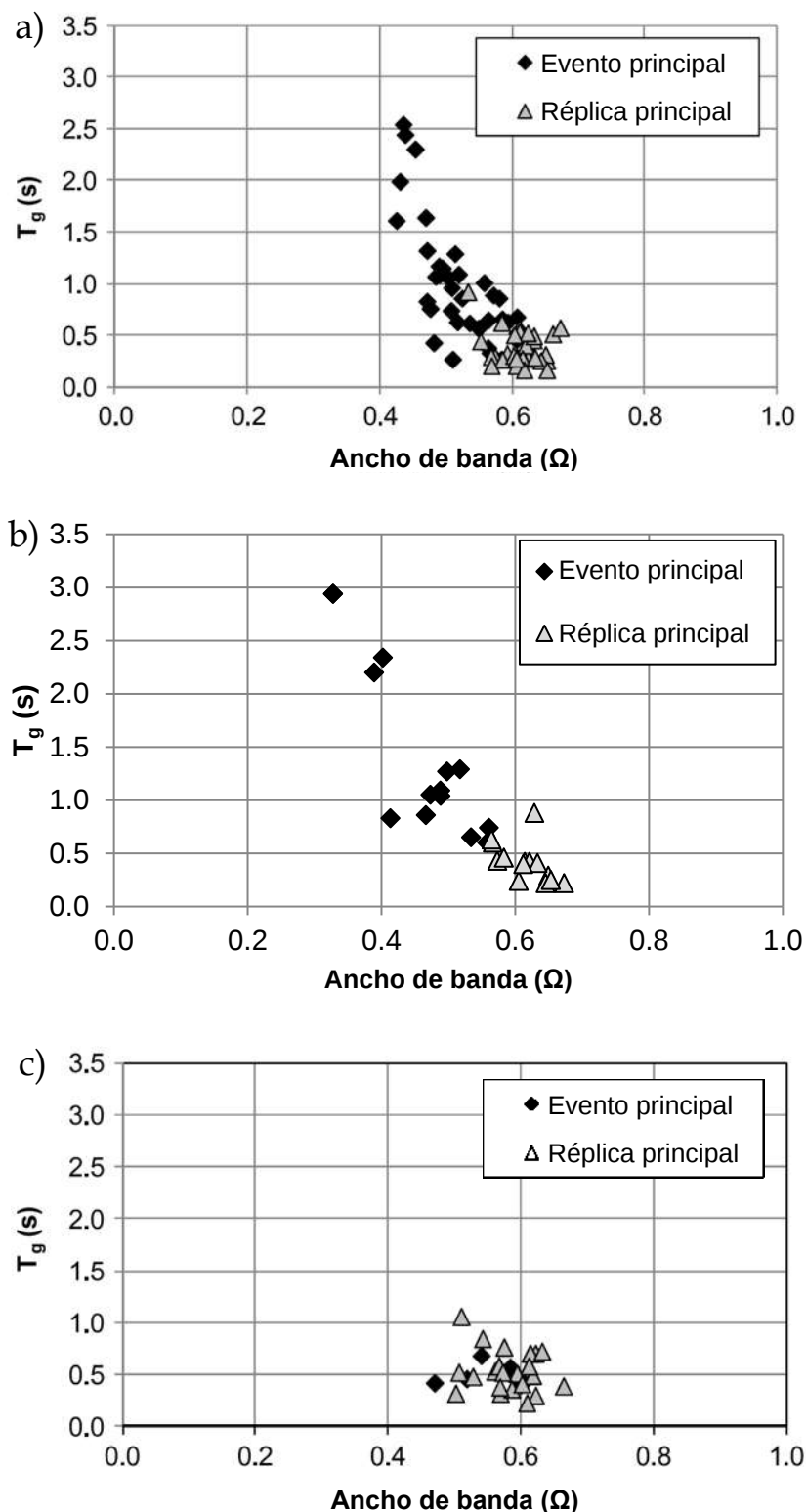


Figura 3.5. Relación entre T_g y Ω para el evento principal y la réplica principal: a) 44 registros de fuente lejana (ordinarios) registrados durante el sismo de Northridge de 1994, b) 14 registros de fuente lejana registrados durante el sismo de Northridge de 1994, c) 6 registros de fuente lejana (ordinarios) registrados durante el sismo de Mammoth Lakes de 1980.

Adicionalmente, en la Figura 3.6 (a) y (b) se muestra la relación entre el periodo predominante del terreno correspondiente al evento principal y a la réplica principal de las secuencias sísmicas registradas durante el sismo de Northridge de 1994. El coeficiente de correlación calculado de la muestra para ambos casos fue 0.18 y 0.15, respectivamente. Esto indica que el contenido de frecuencia del evento principal y de la réplica principal están escasamente relacionados entre sí, desde una perspectiva estadística. A partir de observaciones subsecuentes, se puede concluir que el criterio de simulación de secuencias mediante la repetición del evento principal como una réplica no es apropiado.

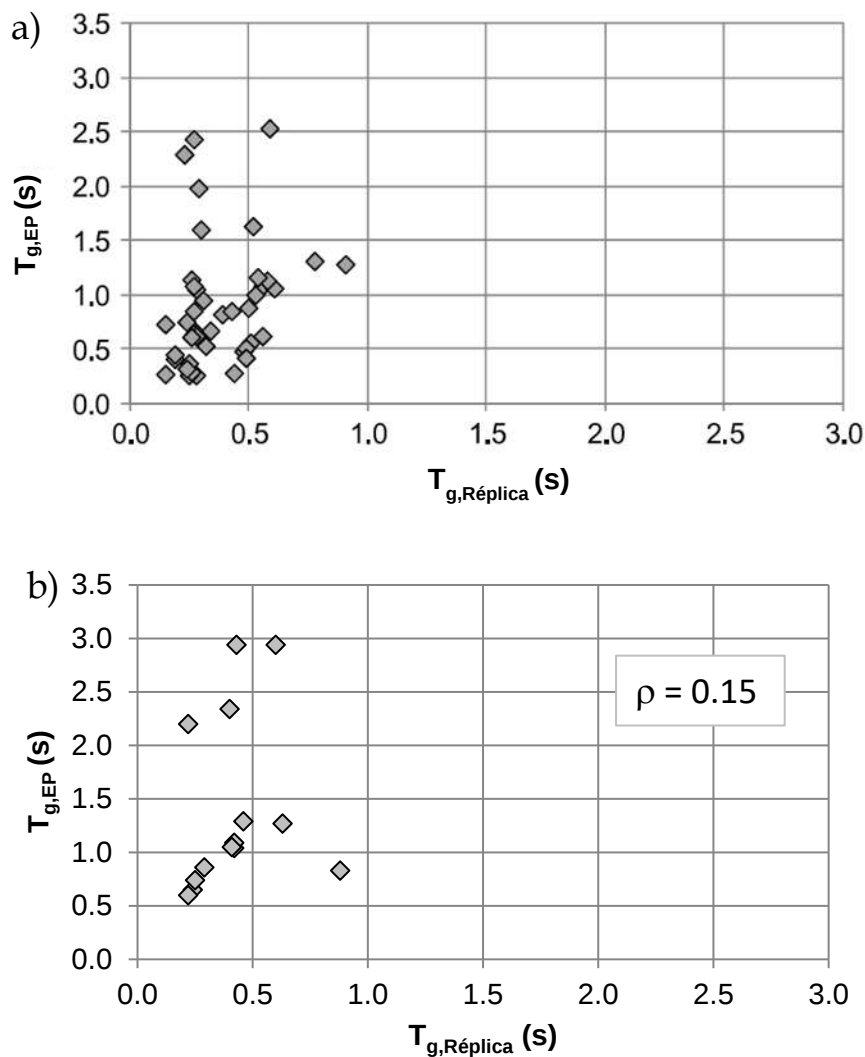


Figura 3.6. Relación entre el T_g de los eventos principales y el T_g de las réplicas:
(a) registros de fuente lejana, (b) registros de fuente cercana, ambos del sismo de Northridge de 1994.

Respuesta sísmica de los edificios de acero

4.1. Respuesta bajo secuencias sísmicas individuales

En una etapa inicial se exploró la respuesta del modelo del edificio de cuatro niveles sometido a 4 secuencias sísmicas específicas de eventos principales de fuente cercana y sus respectivas réplicas. En la Figura 4.1 se muestran las historias de desplazamiento en el tiempo correspondiente a la azotea a partir de cada secuencia sísmica. Es notable que la respuesta de este modelo es dominada por el evento principal, lo que indica que las réplicas no incrementan las demandas de desplazamiento máximo ni las demandas de desplazamiento permanente resultantes del evento principal. Se observaron resultados análogos para el modelo estructural sometido a los registros sísmicos de fuente lejana del sismo de Northridge de 1994.

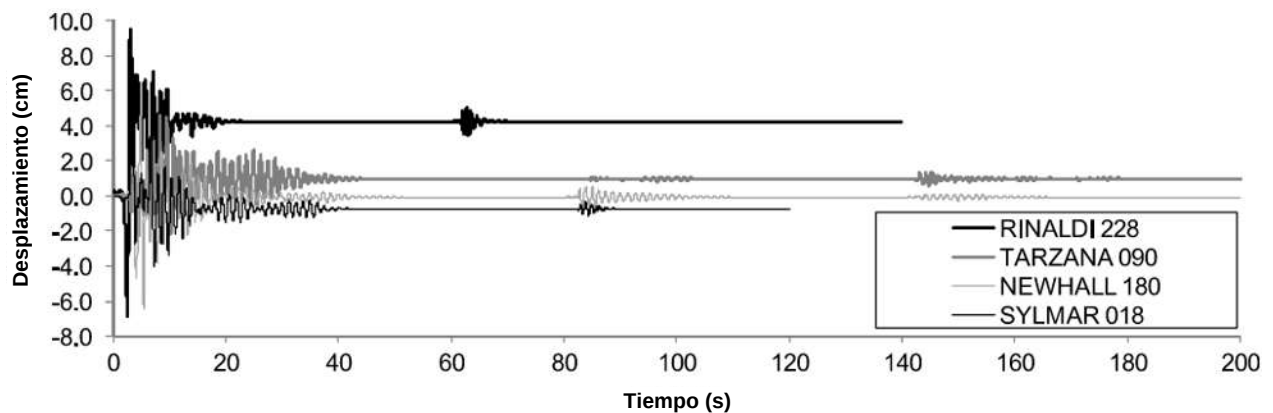


Figura 4.1. Historia de la respuesta de desplazamiento del primer entrepiso correspondiente al marco de cuatro niveles sometido a las secuencias sísmicas de fuente cercana seleccionadas.

La observación anterior parece contradecir los resultados de estudios previos. Sin embargo, es necesario recordar que la mayoría de los estudios previos han conducido investigaciones sobre el efecto de las réplicas en la respuesta de estructuras utilizando secuencias sísmicas artificiales (Hatzigeorgiou y Beskos, 2009). Por lo tanto, es interesante examinar y comparar la respuesta de

modelos analíticos bajo la acción de secuencias sísmicas tanto reales como artificiales. A modo de ejemplo, consideremos el registro de aceleración del terreno evento principal-réplica capturado en la estación Rinaldi Receiving (comp. 228) durante el terremoto de Northridge de 1994. Esta secuencia fue seleccionada ya que posee la mayor aceleración máxima del terreno entre el catálogo de réplicas registradas y presenta una relación de aceleración máxima del terreno entre el evento principal y la réplica igual a 0.79. Asimismo, las secuencias sísmicas artificiales fueron generadas repitiendo el evento principal como réplica (es decir, criterio repetido), así como empleando la historia de aceleración del terreno registrada en la estación Sylmar Converter como réplica (es decir, criterio aleatorio). La Figura 4.2 muestra la secuencia sísmica real registrada y las secuencias sísmicas artificiales considerando los criterios repetido y aleatorio, evidenciando que las secuencias sísmicas artificiales poseen características muy diferentes a la secuencia sísmica real.

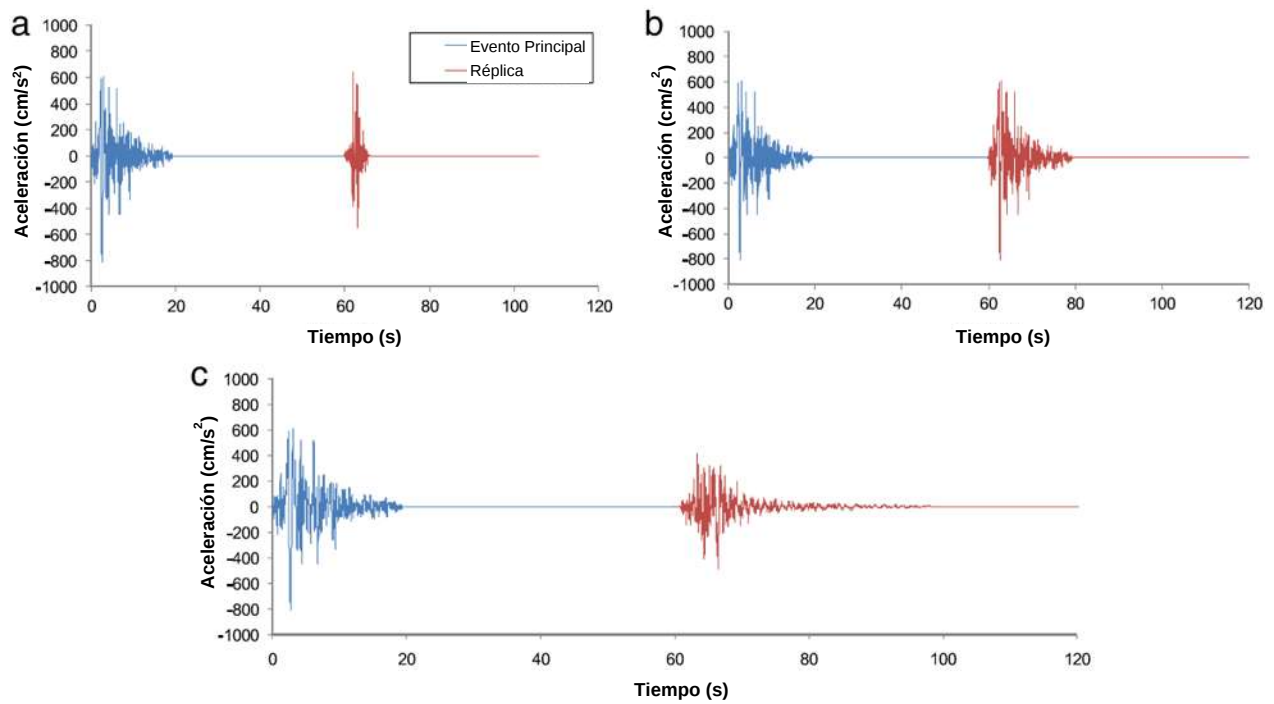


Figura 4.2. Secuencias sísmicas de fuente cercana (Estación Rinaldi Receiving, comp. 228):
 (a) secuencia real; (b) secuencia artificial (criterio repetido); (c) secuencia artificial (criterio aleatorio).

Por lo tanto, cada modelo analítico de los marcos seleccionados fue sometido tanto a la secuencia sísmica real como a las dos secuencias artificiales. A modo de ejemplo, la Figura 4.3 muestra la historia de desplazamiento obtenida para el primer entrepiso de los modelos de marcos de 4 y 12

niveles. A partir de la figura, se puede observar que el evento principal induce un desplazamiento permanente al final de la excitación en ambos marcos, principalmente en el marco de 4 niveles. Esta observación puede explicarse debido a que el periodo predominante del movimiento de terreno del evento principal es 1.05 s, el cual es muy cercano al periodo asociado al primer modo de vibrar del marco de 4 niveles ($T_1 = 1.23$ s), por lo que $T_g/T_1 = 0.83$. No obstante, la réplica real no incrementa ni el desplazamiento máximo ni la demanda de desplazamiento permanente en ninguno de los dos marcos, lo cual se puede explicar debido a que el periodo predominante de la réplica ($T_g = 0.41$ s) es más corto que el periodo de vibrar del marco, tanto en su estado inicial sin daño como después del daño generado por el evento principal. Por otro lado, es importante mencionar que las secuencias artificiales generan mayores desplazamientos permanentes en ambos marcos al final de la secuencia sísmica artificial, comparando contra la secuencia sísmica real. En ambos casos, la secuencia sísmica artificial definida con el criterio repetido produce los más grandes desplazamientos permanentes.

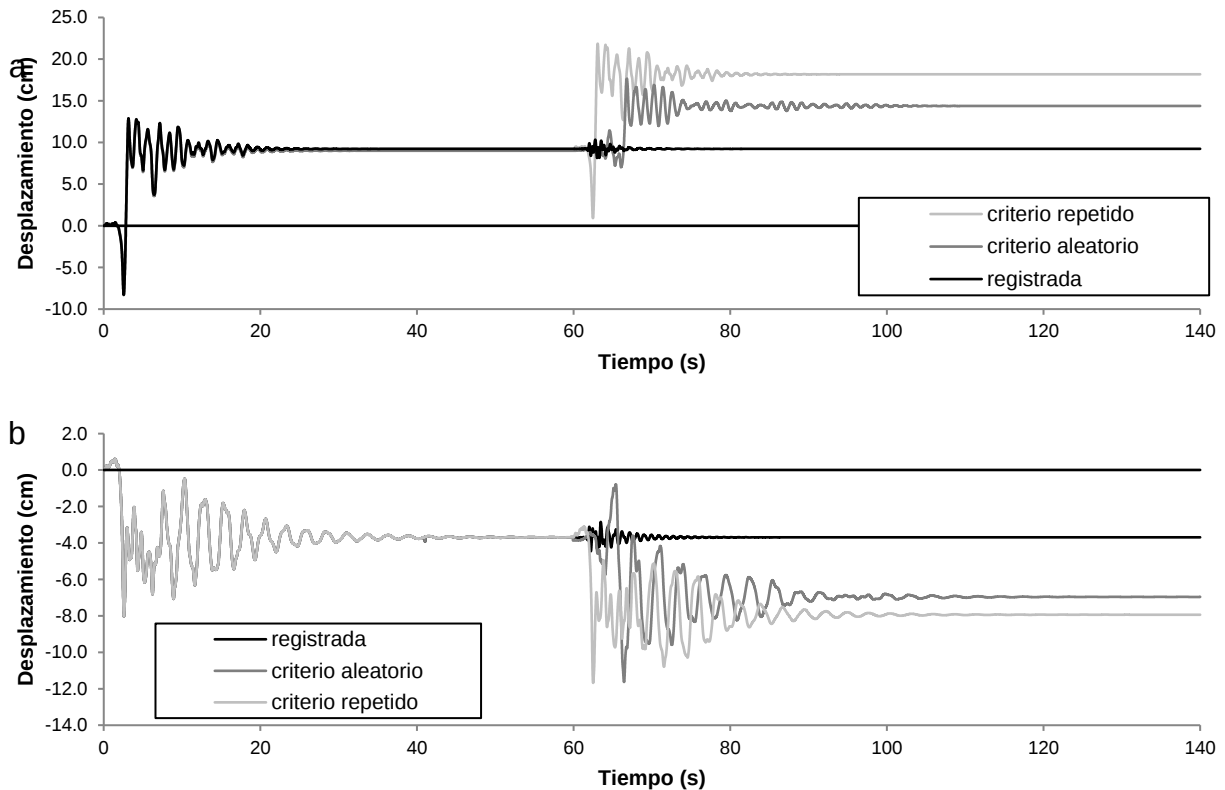


Figura 4.3. Historias de respuesta de desplazamiento de los modelos bajo la secuencia sísmica registrada y las secuencias sísmicas artificiales de la estación Rinaldi Receiving (comp. 228): (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 12 niveles.

Con base en la observación anterior, es pertinente realizar investigaciones adicionales respecto al efecto del contenido de frecuencia de la réplica en la respuesta del edificio. Sin embargo, todas las réplicas de fuente cercana en la base de datos de registros sísmicos considerada en este estudio tienen un T_g más corto que el periodo fundamental de vibración del edificio. Por lo tanto, se procedió a generar réplicas artificiales con distintos contenidos de frecuencia, mediante el modelo de un pulso de velocidad propuesto por Menun y Fu (2002). Por ejemplo, en la Figura 4.4a se ilustra la historia de velocidad en el tiempo de la réplica registrada en la estación Rinaldi Receiving y su correspondiente pulso de velocidad ajustado con el modelo de Menun y Fu (2012), mientras que en la Figura 4.4b se muestra una comparación similar para la historia de aceleración de la réplica. Sin embargo, cabe notar las historias de aceleración en el tiempo desarrolladas a partir de modelos de un pulso de velocidad no necesariamente igualan a las historias de aceleración registradas, como lo demostraron Kalkan y Kunnath (2006). En principio, se verificó si esta secuencia artificial (es decir, utilizando la historia de aceleración del evento principal registrado y la historia de aceleración obtenida del pulso de velocidad) podía reproducir la historia de desplazamiento obtenida con la secuencia real. Posteriormente, el pulso de velocidad representativo de la réplica fue calibrado para exhibir distintos periodos (es decir, diferente contenido de frecuencia), mientras que se conservaba la aceleración máxima de la réplica real. En la Figura 4.5 se ilustra la historia de desplazamiento registrada en el primer nivel del marco de 4 niveles cuando es sometido a las secuencias evento principal registrado y réplicas tipo pulso. A partir de la figura, se puede observar el efecto del contenido de frecuencia de las réplicas en los desplazamientos permanentes al final de la secuencia sísmica. Por ejemplo, se puede apreciar que el desplazamiento permanente al final del evento principal se incrementa significativamente cuando el periodo de la réplica artificial coincide con periodo fundamental del modelo ($T_g/T_1=1$), mientras que dicho desplazamiento permanente inclusive disminuye para $T_g/T_1=1.6$, lo cual implica un “recentramiento” del modelo analítico.

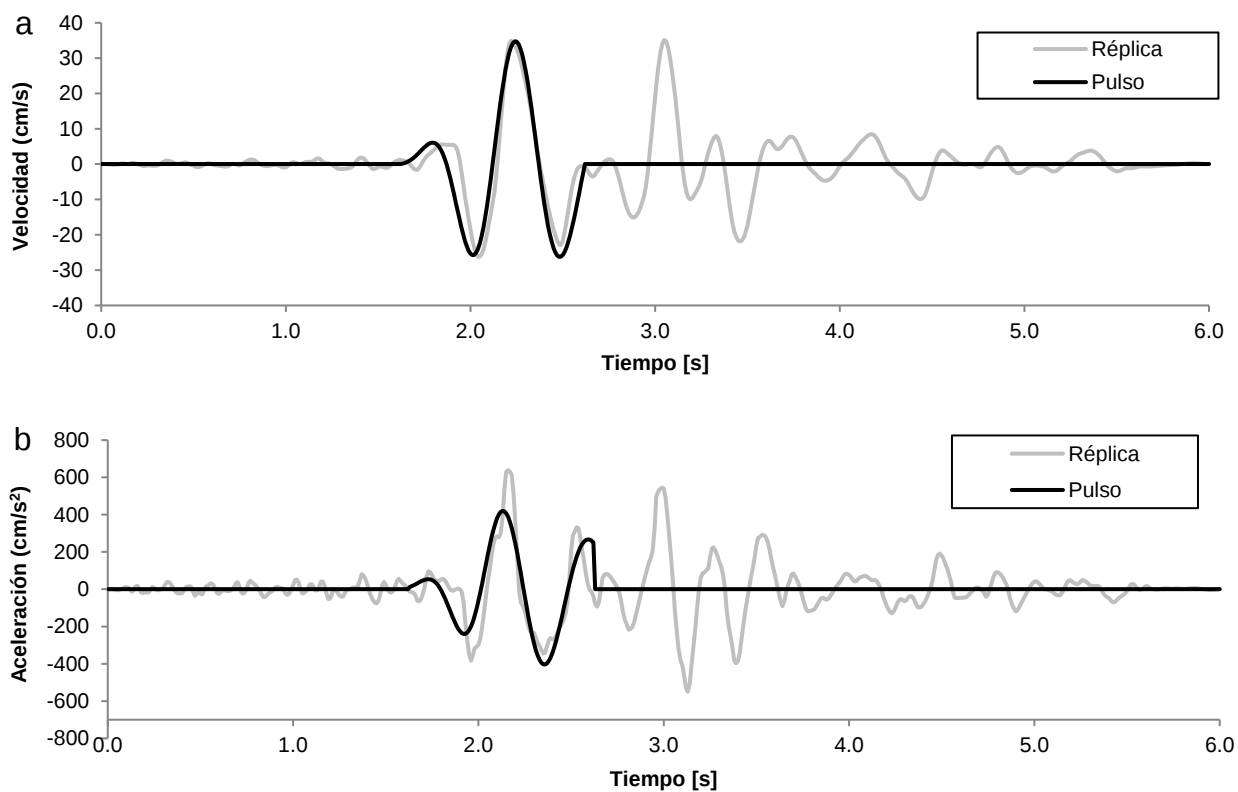


Figura 4.4. Comparación de las historias de velocidad y de aceleración de la réplica principal, registradas en la estación Rinaldi Receiving, con un modelo de pulso propuesto en Menun y Fu (2002).

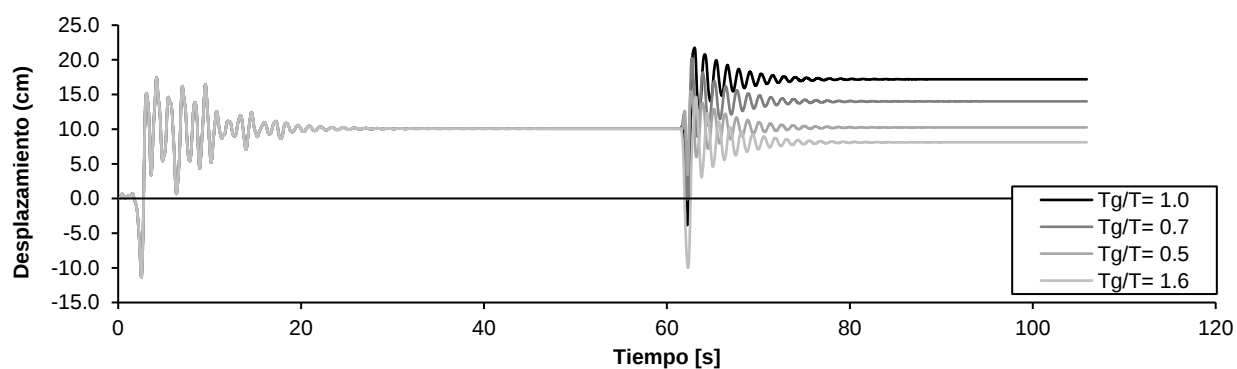


Figura 4.5. Historias de respuesta de desplazamiento del marco de 4 niveles sometido al evento principal y réplicas artificiales tipo pulso.

4.2 Respuesta de modelos de marcos sujetos a secuencias sísmicas de fuente lejana y fuente cercana

Para investigar la influencia de las secuencias sísmicas evento principal-réplica reales en la respuesta de edificios existentes contruidos en acero, se llevaron a cabo análisis dinámicos no lineales en los modelos analíticos de los marcos al ser sujetos a los dos conjuntos de secuencias sísmicas de fuente lejana y fuente cercana. Posteriormente, los resultados fueron procesados estadísticamente para determinar tanto la tendencia central como su dispersión de la demanda de distorsión de entrepiso (IDR) y la demanda de distorsión lateral de entrepiso permanente (RIDR).

Con el objetivo de proporcionar un contexto sobre el desempeño de los marcos, las recomendaciones de FEMA 356 (2000) especifican un límite de distorsión de entrepiso de 0.7%, 2.5% y 5.0% para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP), respectivamente. Además, FEMA 356 (2000) establece límites de distorsión de entrepiso permanentes de 0.7% y 5% para LS y CP, respectivamente.

La Figura 4.6 muestra la distribución en altura de IDR calculada a partir de la respuesta de los tres marcos ante las secuencias sísmicas registradas durante el sismo de Mammoth Lakes de 1980. Es notable que los eventos principales generan demandas de distorsión de entrepiso menores que los límites asociados al nivel de desempeño IO. Sin embargo, las demandas de IDR se incrementan a consecuencia de las réplicas, aunque solo el marco de cuatro niveles excede las IDR asociadas al nivel de desempeño IO. Es importante notar que el aumento en las demandas de IDR debido a las réplicas depende del periodo de vibración, número de niveles y la altura del entrepiso. Además, se observó que las réplicas incrementaron las demandas de RIDR al final de los eventos principales, pero el nivel de RIDR es despreciable y se encuentra por debajo del nivel de desempeño IO.

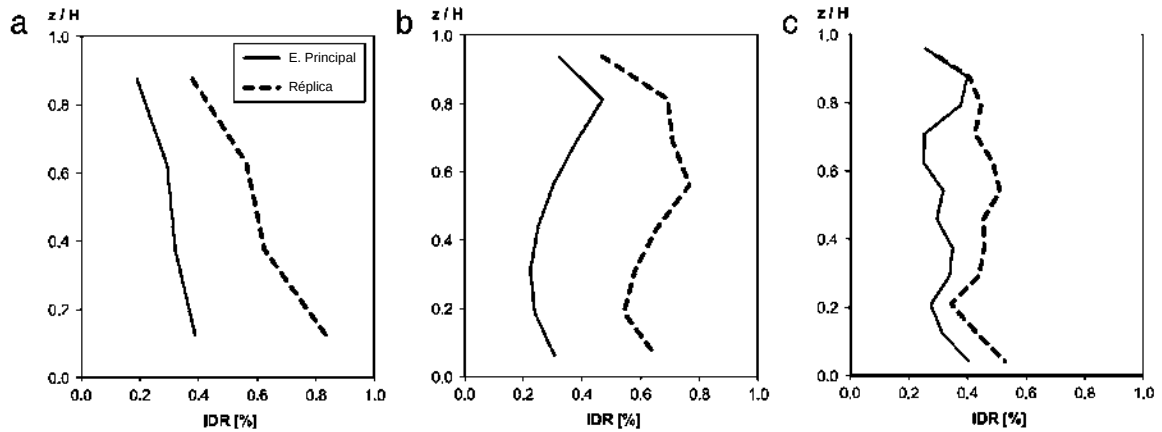


Figura 4.6. Distribución de la demanda máxima (transitoria) de distorsión de entrepiso, IDR, a lo largo de la altura, calculada a partir de 6 secuencias sísmicas registradas durante el sismo de Mammoth Lakes de 1980: (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.

En la Figura 4.7, se ilustra la distribución de la demanda de IDR a lo largo de la altura obtenida para cada marco bajo las 44 secuencias sísmicas registradas de fuente lejana y las 14 de fuente cercana durante el sismo de Northridge de 1994. Como era de esperar, los sismos de fuente cercana inducen mayores IDR que los sismos de fuente lejana, ya que estos tienden a concentrarse en el nivel inferior, como se había anticipado, y se había previsto que los marcos podrían desarrollar un mecanismo de planta baja flexible. De la figura, se puede observar que los marcos de 4 y 8 niveles exceden los límites de distorsión asociados al nivel de desempeño LS bajo los eventos principales de fuente cercana, pero todos los marcos presentaron IDR menores que los prescritos por el nivel de desempeño IO bajo los eventos sísmicos principales de fuente lejana. Específicamente, se puede ver que la respuesta del marco de 12 niveles está más influenciada por los modos superiores bajo los movimientos de terreno de fuente cercana que bajo los movimientos de terreno de fuente lejana. En cuanto al efecto de las réplicas, también se puede observar que los eventos principales controlan la respuesta independientemente del tipo de movimiento de terreno, es decir, las réplicas no incrementan el nivel de demanda de distorsión de entrepiso.

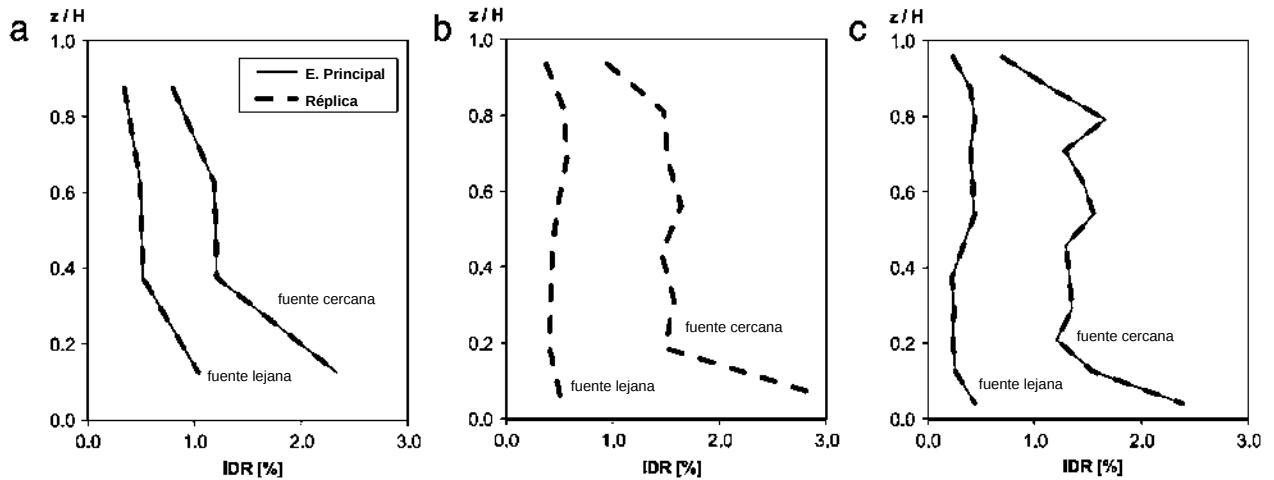


Figura 4.7. Distribución de la demanda máxima (transitoria) de distorsión de entrepiso, IDR, a lo largo de la altura, calculada para las secuencias de fuente cercana y fuente lejana capturadas durante el sismo de Northridge de 1994: (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.

Una tarea crucial en este trabajo ha sido investigar cuándo las réplicas pueden incrementar las demandas de distorsión de entrepiso al final del evento principal. Por ello, en la Figura 4.8 se muestra la distribución a lo largo de la altura de las RIDR correspondientes a los modelos de marcos bajo las secuencias sísmicas de fuente cercana. En ella, se puede observar que el marco de ocho niveles experimenta las mayores RIDR, excediendo los límites de distorsión permanente de entrepiso para el nivel de desempeño LS. Sin embargo, las demandas de distorsión permanentes de entrepiso no se incrementan como consecuencia en el caso de las réplicas reales registradas. Esta observación puede ser explicada debido a que los registros de réplicas reales tienen periodos predominantes más cortos que 1.0 s, lo cual significa que los periodos predominantes de los eventos réplica son más cortos que los periodos de vibración del edificio dañado (si es que el marco ha presentado deformaciones no recuperables). Dicha observación es crucial ya que las demandas de distorsión permanente pueden estar relacionadas con la capacidad residual del edificio (Luco y otros, 2004). Se llevó a cabo un estudio estadístico similar utilizando las secuencias sísmicas registradas de fuente lejana. A diferencia de los resultados anteriores para las secuencias de fuente cercana, las demandas de distorsión permanente inducidas para las secuencias de fuente lejana fueron muy pequeñas y no se incrementan como consecuencia de las réplicas.

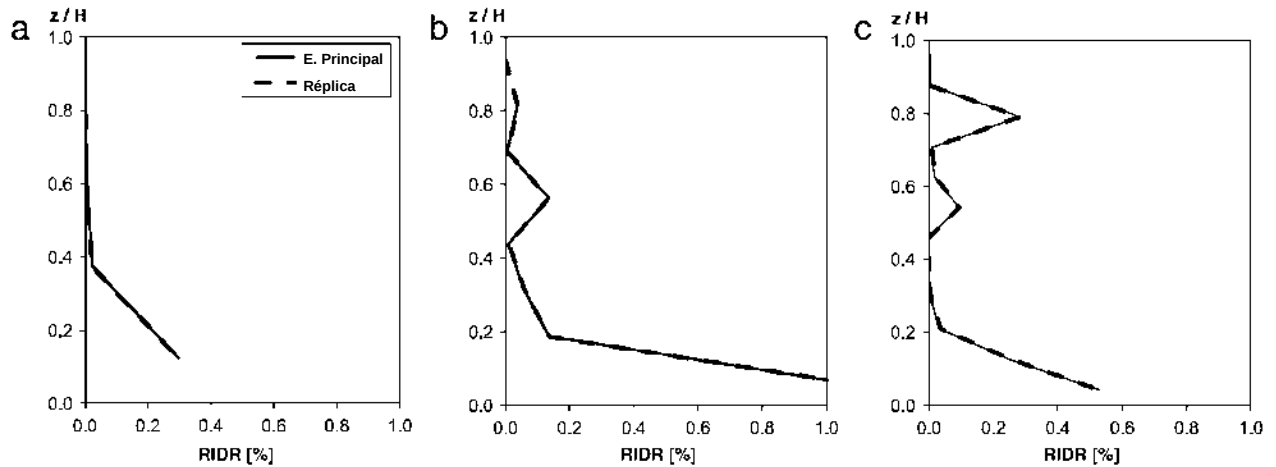


Figura 4.8. Distribución de la demanda media de distorsión de entrepiso permanente (residual), RIDR, a lo largo de la altura, calculada para las 14 secuencias de fuente cercana capturadas durante el sismo de Northridge de 1994: (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.

4.3 Respuesta de modelos de marcos sujetos a secuencias sísmicas artificiales

Se debe reconocer que los resultados obtenidos, especialmente en lo que respecta a la demanda de distorsión de entrepiso, presentan discrepancias con algunos estudios previos. Sin embargo, es crucial recordar que, a excepción de los estudios realizados por Ruiz-García y otros, (2008) y Hatzigeorgiou y Liolios (2010), la mayoría de las investigaciones previas emplearon secuencias sísmicas artificiales, utilizando criterios de eventos repetidos o aleatorios. Además, las inspecciones de campo realizadas tras el sismo de Northridge de 1994 no reportaron daños en edificios de acero como consecuencia de eventos réplica (Anderson y otros, 1997; Bertero y otros, 1994).

Como se ilustró en la sección previa, tanto el criterio de eventos repetidos como el aleatorio pueden conducir a la conclusión de que las réplicas incrementan consistentemente las demandas de desplazamiento máximas y permanentes de los eventos principales. No obstante, es pertinente investigar el nivel de sobreestimación en las demandas de distorsión que las secuencias sísmicas artificiales, generadas a través de ambos criterios, pueden presentar. La Figura 4.9 proporciona una comparativa de la distribución de la demanda máxima de entrepiso para los marcos analizados, calculadas bajo las secuencias sísmicas registradas y artificiales de fuente cercana. Los resultados se presentan en términos de la media más una desviación estándar para incluir la variabilidad de registro a registro. Como era de esperar, se observa que las secuencias generan las

mayores IDR en todos los niveles, mientras que el nivel de sobreestimación de las IDR depende del nivel específico y del periodo de vibración del marco. Por ejemplo, las IDR en el primer nivel de cada uno de los marcos para el criterio de eventos repetidos son mayores en aproximadamente 13%, 24% y 35% que las IDR calculadas para las secuencias reales registradas.

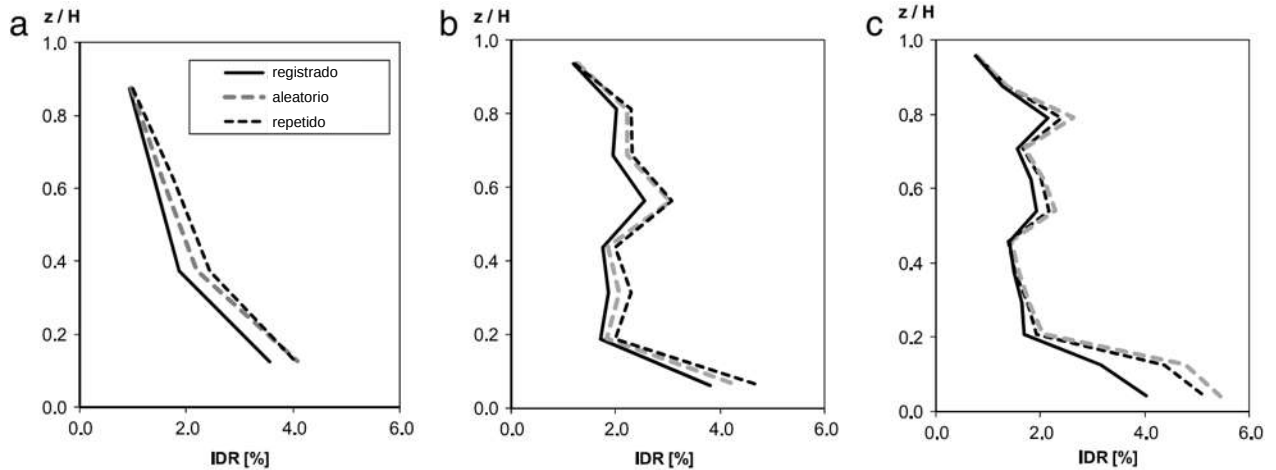


Figura 4.9. Distribución de la demanda máxima (transitoria) de distorsión de entrepiso, a lo largo de la altura, bajo secuencias sísmicas registradas de fuente cercana y secuencias artificiales, criterios de eventos repetidos y aleatorios: (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.

Un hallazgo importante para la evaluación probabilística de los edificios bajo un escenario de evento principal-réplica es que la variabilidad entre registros, medida por la desviación estándar logarítmica de la IDR, calculada a partir de las secuencias artificiales, es generalmente mayor que la calculada a partir de las secuencias sísmicas registradas. A modo de ejemplo, la Figura 4.10 muestra la distribución de la desviación estándar logarítmica de la IDR a lo largo de la altura, calculada para las secuencias de fuente cercana. Esta observación es vital al calcular las curvas de fragilidad de las demandas máximas de distorsión de entrepiso y, por ende, en las curvas de peligro sísmico de las demandas máximas de distorsión de entrepiso.

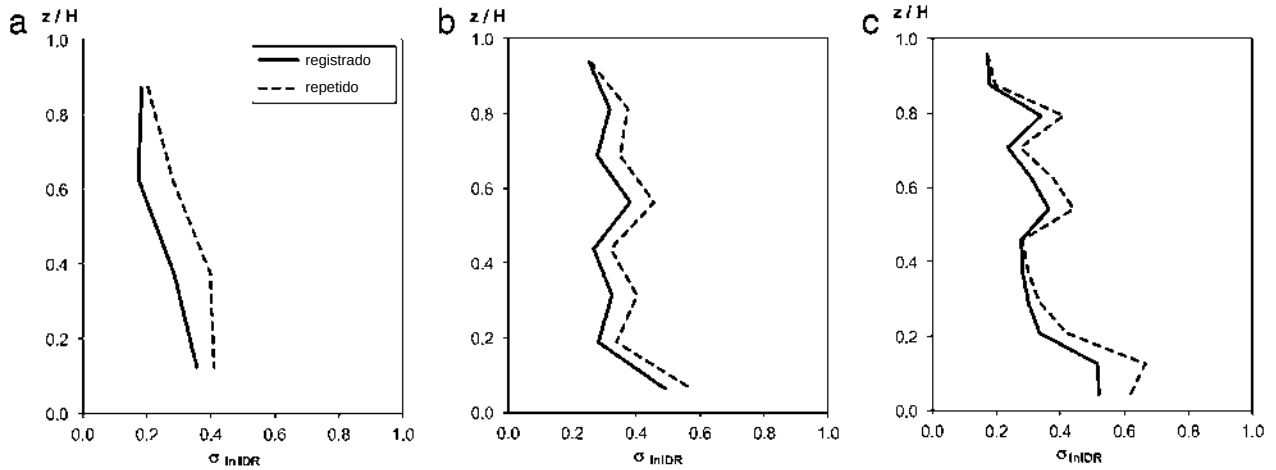


Figura 4.10. Distribución de desviación estándar logarítmica de la demanda máxima (transitoria) de distorsión de entrepiso, a lo largo de la altura, bajo secuencias sísmicas registradas de fuente cercana y secuencias artificiales (criterio repetido): (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.

En la Figura 4.11, se presenta una comparación de las IDR producidas por las secuencias sísmicas reales registradas y las secuencias artificiales con criterio de eventos repetidos. En este contexto sísmico, las secuencias artificiales de eventos principales-réplicas no desencadenan significativamente una media más una desviación estándar de las IDR diferente a las calculadas para las secuencias sísmicas reales registradas. Por ejemplo, las IDR en el primer nivel calculadas para el criterio de eventos repetidos son mayores en un 13%, 33% y 6% que las IDR calculadas para las secuencias sísmicas registradas.

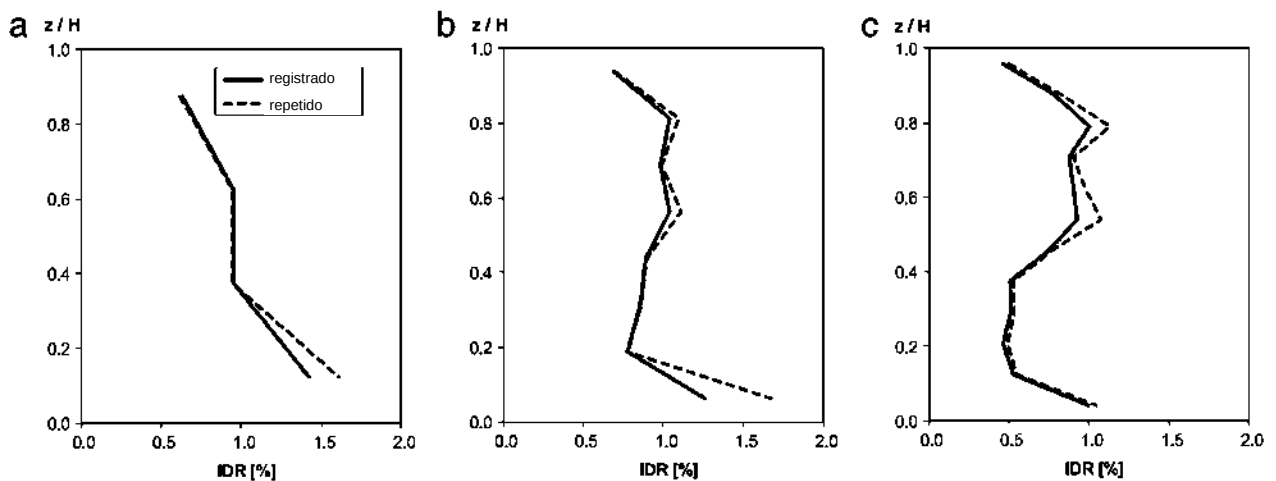


Figura 4.11. Distribución de la media más una desviación estándar de la demanda máxima (transitoria) de distorsión de entrepiso, a lo largo de la altura, bajo secuencias sísmicas registradas de fuente lejana y secuencias artificiales (criterio repetido): (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.

Finalmente, la Figura 4.12 muestra una comparativa de la media más una desviación estándar de las RIDR calculadas para las secuencias sísmicas reales registradas y artificiales del criterio de eventos repetidos, de fuente cercana. Es evidente que el uso de las secuencias sísmicas artificiales tiende a sobreestimar la amplitud de las demandas de desplazamiento residual.

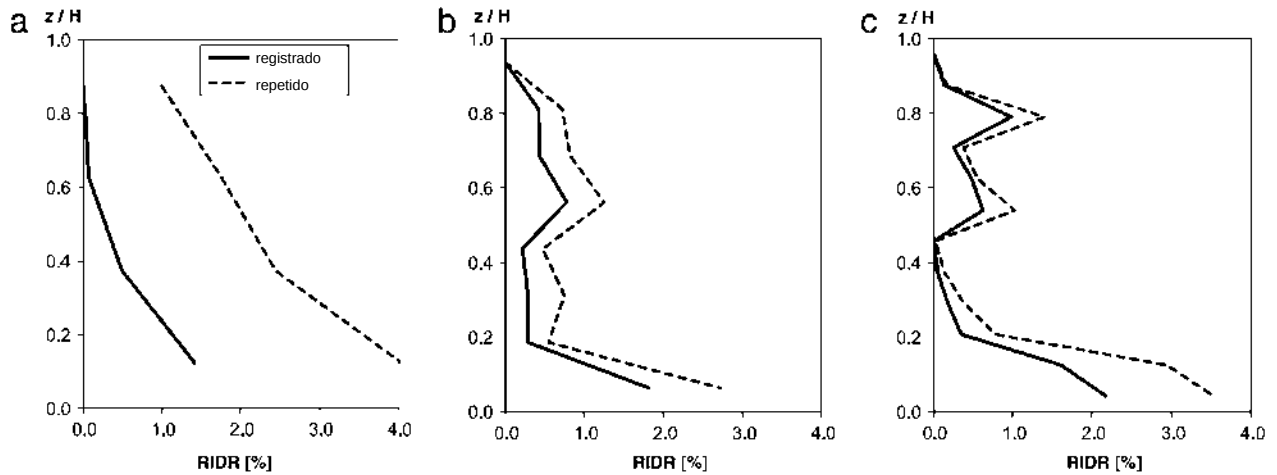


Figura 4.12. Distribución de la media más una desviación estándar de la demanda de distorsión permanente (residual) de entrepiso, a lo largo de la altura, bajo secuencias sísmicas de fuente cercana registradas y secuencias artificiales (criterio repetido): (a) Marco de 4 niveles; (b) Marco de 8 niveles; y (c) Marco de 12 niveles.

Conclusiones

A partir de los resultados analíticos derivados de esta investigación, se derivaron las siguientes conclusiones:

- **Correlación entre evento principal y réplica principal:** El contenido de frecuencia, medido por el periodo predominante del terreno, T_g , y el ancho de banda, tanto del evento principal como de la réplica principal de las secuencias sísmicas de fuente cercana y fuente lejana, consideradas en esta investigación, muestran una correlación estadísticamente débil. Específicamente, las réplicas principales registradas durante el sismo de Northridge de 1994 presentan valores de T_g más cortos que sus eventos principales correspondientes. Por ello, no se encuentra evidencia que respalde la simulación de las secuencias sísmicas utilizando el evento principal como semilla para generar las subsecuentes réplicas, como es el caso de las secuencias sísmicas simuladas con el criterio de eventos repetidos (denominada *back-to-back* en la literatura inglesa).
- **Efecto de las réplicas en las demandas de distorsión:** Contrario a estudios previos basados únicamente en secuencias sísmicas artificiales, se observó que las réplicas consideradas en este estudio no incrementan significativamente las demandas de distorsión de entrepiso, tanto máximas como permanentes, en los edificios de acero considerados en esta investigación. Lo anterior fue particularmente cierto considerando las secuencias sísmicas registradas durante el sismo de Northridge del 7 de enero de 1994. Esta observación puede explicarse debido a que el contenido de frecuencia de la réplica es menor, y en algunos casos, sustancialmente menor, que la frecuencia de la estructura al final del evento principal. Por ello, la relación entre el contenido de frecuencia de la réplica, medido por el periodo T_g , y el periodo del edificio al final del evento principal es una medida muy importante en la respuesta sísmica de estructuras ante réplicas intensas.

- **Influencia de las secuencias sísmicas artificiales:** Las secuencias sísmicas artificiales tienden a sobreestimar las demandas de distorsión máxima de entrepiso, así como su variabilidad registro-a-registro. El nivel de sobreestimación depende del criterio adoptado para la generación de las secuencias artificiales, ya sea mediante un criterio de eventos repetidos o un criterio aleatorio.

Con base en los resultados obtenidos en esta investigación se concluye que se debe considerar el efecto de las réplicas utilizando principalmente registros sísmicos reales de secuencias de eventos principal-réplica, en lugar de basarse únicamente en el uso de secuencias sísmicas artificiales para la evaluación basada en el desempeño de estructuras existentes. Además, es recomendable emplear escenarios sísmicos específicos del sitio, debido a la particular dependencia del movimiento del terreno (por ejemplo, en su contenido de frecuencia) de los movimientos de terreno evento principal-réplica.

Resulta esencial que futuras investigaciones y evaluaciones estructurales tomen en cuenta estos hallazgos, asegurando que las metodologías y criterios utilizados para simular eventos sísmicos y sus réplicas sean lo más representativos y precisos posible, evitando así sobreestimaciones que podrían llevar a interpretaciones erróneas sobre la resistencia y respuesta de las estructuras ante tales eventos.

Referencias

- Amadio, C., Fragiacomio, M., y Rajgelj, S. (2003). The effects of repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 32: 291-308.
- Anderson, J. C., Gourley, B. C., Green, M., Hajjar, J. F., Johnson, R., Leon, R., . . . Partridge, J. E. (1997). *Case studies of steel moment frame building performance in the Northridge earthquake of January 17, 1994. Report no. SAC 95-07*. Richmond CA: SAC Joint Venture.
- Bertero, V. V., Anderson, J. C., y Krawinkler, H. (1994). *Performance of steel building structures during the Northridge earthquake. Report EERC 94/09*. California: University of California at Berkeley.
- Bozorgnia, Y., Hachem, M. M., y Campbell, K. W. (2010). Ground Motion Prediction Equation ("Attenuation Relationship") for Inelastic Response Spectra.
- Carr, A. (2004). RUAUMOKO - Inelastic dynamic analysis program. *User's manual*. Christchurch (New Zealand): Dept. of Civil Engineering: University of Canterbury.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Reporte FEMA 356, Washington, D. C.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2005). *Improvement of Nonlinear Static Analysis Seismic Procedures*. Reporte FEMA 440, Washington, D. C.
- Filiatrault, A., Tremblay, R., y Wanitkorkul, A. (2001). Performance evaluation of passive damping systems for the seismic retrofit of steel moment-resisting frames subjected to near-field ground motions. *Earthquake Spectra*, 17: 427-456.
- Frangiaco, M., Amadio, C., y Macorini, L. (2004). Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions. *Engineering Structures*, 26: 2021-35.
- Hatzigeorgiou, G. D. (2010). Ductility demand spectra for multiple near- and far-fault earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30: 170-83.
- Hatzigeorgiou, G. D., y Beskos, D. E. (2009). Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes. *Engineering Structures*, 31: 2744-55.
- Hatzigeorgiou, G. D., y Liolios, A. A. (2010). Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30:1010-25.
- Kawashima, K. (2000). Seismic Design and Retrofit of Bridges. *Twelfth World Conference on Earthquake Engineering*, (pág. Paper No. 2828). New Zealand.

- Kawashima, K., MacRae, G. A., Hoshikuma, J.-i., y Nagaya, K. (1998). Residual Displacement Response Spectrum. *Journal of Structural Engineering*, 523-530.
- Lee, K., y Foutch, D. A. (2004). Performance evaluation of damaged steel frame buildings subjected to seismic loads. *Journal of Structural Engineering*, 130: 588-99.
- Li, Q., y Ellingwood, B. R. (2007). Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock sequences. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36: 405-27.
- Luco, N., Bazurro, P., y Cornell, C. A. (2004). Dinamyc versus static computation of the residual capacity of mainshock-damaged building to withstand an aftershock. *Proceedings 13th world conference on earthquake engineering*, (pág. Paper No. 2405).
- Mahin, S. A. (1980). Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes. *Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering*, Vol. 5, (págs. 677-9).
- Miranda, E. (1993). Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 119: 1319-38.
- Miranda, E., y Ramirez, M. (2010). Influence of residual displacements on building loss estimation. *Proceeding of the 9USNCEE*, (pág. Paper no. 1223).
- Pampanin, S., Christopoulos, C., y Priestley, M. N. (2003). Performance-Based Seismic Response of Framed Structures Including Residual Deformations. Part II: Multiple-degree-of-freedom Systems. *Journal of Earthquake Engineering*, 119-147.
- Rosenblueth, E., y Meli, R. (1986). The 1985 Mexico Earthquake: Causes and Effects in Mexico City. *Concrete Internacional*, (págs. 23-34). ACI.
- Ruiz García, J., y Miranda, E. (2005). *Performance-Based Assessment of Existing Structures Accounting for Residual Displacements*. Report TR-153, Stanford University, Jonh A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, California.
- Ruiz García, J., y Miranda, E. (2006). Evaluation of Residual Drift demands in Regular Multi-Storey Frames for Performance-Based Seismic. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1609-1629.
- Ruiz García, J., y Miranda, E. (2006). Residual Displacement Ratios for Assessment of Existing Structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 316-336.
- Ruiz-García, J., y Miranda, E. (2005). *Performance-based assesment of existing structures accounting for residual displacements*. Report no. 153 Stanford (Calif.): The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

- Ruiz-García, J., y Miranda, E. (2010). Probabilistic estimation of residual drift demands for seismic assessment of multi-story framed buildings. *Engineering of Structures*, 30: 11-20.
- Ruiz-García, J., Moreno, J. Y., y Maldonado, I. A. (2008). Evaluation of existing Mexican highway bridges under mainshock-aftershock seismic sequences. *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering*, (págs. Paper 05-02-0090).
- Santa-Ana, P., y Miranda, E. (2000). Strenght-reduction factors for multi-degree-of-freedom systems. *Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering*, (pág. Paper 1446).
- Somerville, P., Smith, N., Puntamurthula, S., y Sun, J. (1997). *Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project. SAC background document no. SAC/BD-97/04*. Richmond, California: SAC joint venture.
- Sunasaka, Y., y Kiremidjian, A. (1993). *A method for strucutal safety evaluation under mainshock-aftershock earthquake sequenses. Report No. 105*. The John A. Blume earthquake Engineering Center, Stanford University.
- Tothong, P., y Cornell, C. A. (2006). An Empirical Ground-Motion Attenuation Relation for Inelastic Spectral Displacement. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2146-2164.
- Vanmarcke, E. H. (1972). Properties of Spectral Moments with Applications to Ramdom Vibration. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 425-446.
- Yazgan, U., y Dazio, A. (2008). Utilization of Residual Displacements in the Post-Earthquake Asssesment. *Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.