

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA
FACULTAD DE INGENIERÍA MOCHIS
POSGRADO EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**



**“DEMANDAS MÁXIMAS Y DE ENERGÍA HISTERÉTICA EN EDIFICIOS CON
CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS CONTRA PANDEO CONSIDERANDO EL
EFECTO DE RÉPLICA”**

TESIS

**QUE COMO PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**

PRESENTA:

ANA CRISTINA SOLÍS GARCÍA

DIRECTORES DE TESIS

DR. EDÉN BOJÓRQUEZ MORA

DR. HERIAN ALBERTO LEYVA MADRIGAL

CULIACÁN, SINALOA, SEPTIEMBRE DE 2022



Dirección General de Bibliotecas
Ciudad Universitaria
Av. de las Américas y Blvd. Universitarios
C. P. 80010 Culiacán, Sinaloa, México.
Tel. (667) 713 78 32 y 712 50 57
dgbuas@uas.edu.mx

UAS-Dirección General de Bibliotecas

Repositorio Institucional Buelna

Restricciones de uso

Todo el material contenido en la presente tesis está protegido por la Ley Federal de Derechos de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

Queda prohibido la reproducción parcial o total de esta tesis. El uso de imágenes, tablas, gráficas, texto y demás material que sea objeto de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente correctamente mencionando al o los autores del presente estudio empírico. Cualquier uso distinto, como el lucro, reproducción, edición o modificación sin autorización expresa de quienes gozan de la propiedad intelectual, será perseguido y sancionado por el Instituto Nacional de Derechos de Autor.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons Atribución-No Comercial
Compartir Igual, 4.0 Internacional



AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por otorgar una beca para la realización de mis estudios de maestría; así como a la Universidad Autónoma de Sinaloa por su apoyo mediante el proyecto PROFAPI 2022 y por permitirme utilizar su infraestructura a lo largo de la duración del posgrado.

Me gustaría expresar un sincero agradecimiento al Dr. Edén Bojórquez Mora, quien se desempeñó como mi tutor de tesis, por el tiempo que dedicó, por compartir sus conocimientos, por la ayuda brindada, la paciencia y por guiar haciendo posible la realización de este trabajo. Por otro lado, también quiero agradecer a mi codirector de tesis Dr. Herían Alberto Leyva Madrigal y a los miembros del jurado de maestría: Dr. Juan Bojórquez Mora, Dra. Juana Luz Rivera Salas, Dr. Alfredo Reyes Salazar y al Dr. Manuel Antonio Barraza Guerrero por las observaciones y comentarios que emitieron ayudando a mejorar el trabajo presentado. Finalmente, agradezco a los profesores de cada asignatura matriculada por las enseñanzas proporcionadas durante sus clases de maestría.

DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico primeramente a mi familia, a mis padres José Carlos y María Antonieta por siempre estar a mi lado brindándome su máximo apoyo contribuyendo incondicionalmente a lograr las metas propuestas, siendo un modelo a seguir de esfuerzo y dedicación, totalmente meritorios de mi admiración y pioneros de mí logro profesional al guiarme con su cariño y valiosos consejos.

A mis hermanas María Fernanda, Ana Karla y Melissa Anahí que siempre he contado con su compañía y su apoyo incondicional, ofreciéndome su presencia, así como su completa comprensión, paciencia y amor en los momentos difíciles siempre contarán conmigo.

A mi abuelita Juanita Pacheco, por velar mi camino en todo lo que va de mi vida, con la que he compartido momentos significativos, por saber que puedo contar con ella en todo momento y por siempre estar dispuesta a ayudarme. Infinitamente gracias a todos aquellos que han estado conmigo apoyándome a lo largo de mi vida.

RESUMEN

En la actualidad las metodologías de diseño sismo-resistente se basan en el control de los desplazamientos laterales máximos; sin embargo, en el caso de las secuencias sísmicas este parámetro podría ser no tan representativo del daño estructural, por lo que se requieren de otro tipo de medidas ingenieriles capaces de estimar de forma más apropiada el daño en los edificios, ya que las réplicas pueden ir acumulando el daño en los edificios. El daño acumulado puede tomarse en cuenta de manera explícita a través de conceptos de energía sísmica. Por otro, para minimizar las demandas de desplazamientos laterales de edificaciones sometidas a sismos, se han desarrollado sistemas de contraventeos, tal es el caso de los marcos con sistemas de contraventeos restringidos al pandeo (MCRP). El objetivo de este trabajo es demostrar que es necesario considerar en el diseño sismo-resistente la influencia de las réplicas sobre las estructuras. Para demostrar el efecto de las secuencias sísmicas sobre edificaciones, se analizan marcos de acero que cuentan con contravientos restringidos al pandeo. Los edificios se someten a un conjunto de 50 secuencias sísmicas considerando réplicas de diferente intensidad, las cuales varían desde el 25% hasta 100% de la intensidad del evento principal. Es importante resaltar que se utilizaron como parámetros de demanda sísmica la distorsión máxima de entrepiso y la energía histerética normalizada disipada. Se concluye que, aunque las réplicas no afectan las demandas de distorsión máximas de entrepiso, éstas influyen de manera significativa en las demandas de energía histerética normalizada de los edificios, por lo que es necesario considerarlas de manera explícita para lograr diseños sismo-resistentes de forma racional y con mayor control del daño acumulado.

ABSTRACT

Currently, the seismic-resistant design methodologies are based on the control of maximum lateral displacements; however, in the case of seismic sequences this parameter may not be as representative of structural damage, in such a way that other types of engineering demand parameters able to assess more appropriately the damage in buildings are required, since aftershocks can accumulate damage in buildings. The cumulative damage can be explicitly taken into account through seismic energy concepts. On the other hand, in order to minimize the lateral displacement demands of buildings subjected to earthquakes, buckling restrained systems have been developed, such is the case of buckling restrained brace frames. The objective of this work is to demonstrate that it is necessary to consider the influence of aftershocks on structures in earthquake-resistant design. To demonstrate the effect of seismic sequences on buildings, steel frames with buckling-restrained braces are analyzed. The buildings are subjected to a set of 50 seismic sequences considering aftershocks with different intensities, which vary from 25% to 100% of the intensity of the mainshock. It is important to highlight that the maximum interstory drift and the normalized dissipated hysteretic energy were used as engineering demand parameters. It is concluded that, although the aftershocks do not affect the maximum interstory demands of the floor, they have a significant influence on the normalized hysteretic energy demands of the buildings. For this reason, it is necessary to consider explicitly energy demands to achieve seismic-resistant designs in a rational way and in order to control cumulative damage in buildings.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	i
DEDICATORIA	ii
RESUMEN	iii
ABSTRACT.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Planteamiento del problema.....	4
1.3 Justificación.....	4
1.4 Objetivos	5
1.4.1 Objetivo general.....	5
1.4.2 Objetivos específicos.....	5
1.5 Hipótesis.....	7
2 MARCO TEÓRICO	8
2.1 Contraventeos restringidos contra pandeo	8
2.2 Secuencias sísmicas	11
2.3 Análisis dinámico incremental.....	13
2.4 Distorsiones máximas de entrepiso.....	14
2.5 Energía Sísmica.....	16
3 ESTRUCTURACIÓN Y MODELACIÓN DE LOS EDIFICIOS	19

3.1 Descripción de los edificios modelados	19
3.1.1 Edificio MCRP_5N	25
3.1.2 Edificio MCRP_10N	27
3.1.3 Edificio MCRP_15N	29
3.2 Modelación para análisis sísmicos	31
4 ANÁLISIS SÍSMICOS	32
4.1 Registros sísmicos	32
4.1.1 Escalamiento de registros sísmicos	34
4.1.2 Secuencias sísmicas	36
4.2 Análisis dinámico incremental	38
5 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL: RESULTADOS NUMÉRICOS	39
5.1 Distorsión máxima de entrepiso	39
5.1.1 Modelo MCRP_5N	39
5.1.2 Modelo MCRP_10N	44
5.1.3 Modelo MCRP_15N	47
5.2 Perfil de distorsión máxima de entrepiso	51
5.2.1 Efecto de las réplicas en la distorsión máxima entre pisos	55
5.3 Demandas de energía histerética	59
5.3.1 Modelo MCRP_5N	60
5.3.2 Modelo MCRP_10N	64
5.3.3 Modelo MCRP_15N	67
6. Conclusiones	72
7. REFERENCIAS	74

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Magnitudes de R_y y R_u de acuerdo con AISC 341-16 y las del estudio de Tapia y García (2016).	23
Tabla 3.2. Periodos fundamentales correspondientes	24
Tabla 3.3. Secciones correspondientes al modelo MCRP_5N.	25
Tabla 3.4. Secciones correspondientes al modelo MCRP_10N.	27
Tabla 3.5. Secciones correspondientes al modelo MCRP_15N.	29
Tabla 4.1 Información general de los registros sísmicos utilizados en este estudio.....	33
Tabla 4.2 Factores de escala correspondiente al periodo fundamental del modelo MCRP_5N.	36

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Comportamiento de contraventeos convencionales y CRP, Qiang Xie [11].	9
Figura 2.2 Concepto de contraviento restringido contra pandeo, Tremblay, Bildu, Neville y De Vall [16].	10
Figura 2.3 Detallado de contraviento restringido contra pandeo, Uang y Nakashima [14].	11
Figura 2.4 a) Registro sísmico de evento principal, b) Registro sísmico más una réplica. ..	12
Figura 2.5 Ejemplo de información extraída de un análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso.....	14

Figura 2.6 Desplazamientos de entrepiso en un marco al ser sometido a cargas laterales ...	15
Figura 2.7 Ejemplo de perfil de distorsiones de un edificio de 10 niveles ante un evento sísmico	16
Figura 3.1 Ejemplo de edificio de 5 niveles con contraventeos restringidos al pandeo.	20
Figura 3.2 Espectro elástico y de diseño utilizado.....	21
Figura 3.3 Planta estructural de edificios de 5,10 y 15 niveles (acotación en m).....	22
Figura 3.4 Espectro de diseño y periodos fundamentales de los modelos de edificios.	24
Figura 3.5 Vista Isométrica del Edificio MCRP_5N.....	26
Figura 3.6 Vista Isométrica del Edificio MCRP_10N.....	28
Figura 3.7 Vista Isométrica del Edificio MCRP_15N.....	30
Figura 3.8 Figura típica de un comportamiento histerético bilineal.	31
Figura 4.1 Espectro de elástico y espectros de respuesta de los registros sísmicos utilizados en este estudio.....	34
Figura 4.2 Esquema de combinación para la generación de las secuencias artificiales	37
Figura 4.3 Ejemplo de análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso.....	38
Figura 5.1 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R100%.....	40
Figura 5.2 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R25%.....	41
Figura 5.3 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R50%.....	42

Figura 5.4 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R75%.	42
Figura 5.5 Medianas de los análisis dinámicos incrementales en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_5N.	43
Figura 5.6 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R100%.	44
Figura 5.7 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R25%.	45
Figura 5.8 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R50%.	46
Figura 5.9 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R75%.	46
Figura 5.10 Medianas de los análisis dinámicos incrementales en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_10N.	47
Figura 5.11 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R100%.	48
Figura 5.12 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R25%.	49
Figura 5.13 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R50%.	50
Figura 5.14 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R75%.	50

Figura 5.15 Medianas de los análisis dinámicos incrementales en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_15N.	51
Figura 5.16 Perfiles de distorsión máxima para el modelo MCRP_5N ante las secuencias sísmicas EP-R100% para un nivel de intensidad determinado. a) Sa=0.5g b) Sa=1.0g.	52
Figura 5.17 Perfiles de distorsión máxima para el modelo MCRP_10N ante las secuencias sísmicas EP-R100% para un nivel de intensidad determinado. a) Sa=0.5g b) Sa=1.0g.	53
Figura 5.18 Perfiles de distorsión máxima promedio de cada conjunto de eventos sísmicos, para el modelo MCRP_5N para un nivel de intensidad determinado. a) Sa=0.5g b) Sa=1.0g.	54
Figura 5.19 Perfiles de distorsión máxima promedio de cada conjunto de eventos sísmicos, para el modelo MCRP_10N para un nivel de intensidad determinado. a) Sa=0.5g b) Sa=1.0g.	54
Figura 5.20 Perfil de distorsiones de la estructura MCRP_5N, para niveles de intensidad: 0.5g 1.0g 1.5g, considerando efecto de réplica y sin réplica: a) conjunto EP-R100%, b) conjunto EP-R75%.	56
Figura 5.21 Perfil de distorsiones de la estructura MCRP_10N, para niveles de intensidad: 0.5g 1.0g 1.5g, considerando efecto de réplica y sin réplica: a) conjunto EP-R100%, b) conjunto EP-R75%.	57
Figura 5.22 Perfil de distorsiones de la estructura MCRP_15N, para niveles de intensidad: 0.5g 1.0g 1.5g, considerando efecto de réplica y sin réplica: a) conjunto EP-R100%, b) conjunto EP-R75%.	58
Figura 5.23 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R100%.	61

Figura 5.24 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R75%	61
Figura 5.25 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R50%	62
Figura 5.26 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R25%	62
Figura 5.27 Medianas de los análisis dinámicos incrementales en términos de energía histerética normalizada para el modelo MCRP_5N.	63
Figura 5.28 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R100%	64
Figura 5.29 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R75%	65
Figura 5.30 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R50%	65
Figura 5.31 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R25%	66
Figura 5.32 Medianas de los análisis dinámicos incrementales en términos de energía histerética normalizada para el modelo MCRP_10N.	67
Figura 5.33 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R100%	68
Figura 5.34 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R75%	69

Figura 5.35 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R50%.	69
Figura 5.36 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R25%.	70
Figura 5.37 Medianas de los análisis dinámicos incrementales en términos de energía histerética normalizada para el modelo MCRP_15N.	71

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Un sismo es un fenómeno natural que alrededor del mundo ha originado grandes daños a infraestructuras urbanas generando fuertes consecuencias económicas y un gran impacto en la sociedad. Por lo anterior, resulta necesario mejorar continuamente las metodologías de diseño sísmico de estructuras o rehabilitar edificaciones existentes diseñadas con reglamentos de construcción del pasado, ya que una cantidad importante de estructuras no se han comportado de una forma adecuada ante los sismos. Por ello, es necesario contar con un parámetro que implemente el uso de conceptos de energía disipada por el edificio para el control del daño estructural acumulado ante el efecto de un sismo [1]. Por otra parte, se sabe que los sismos nunca vienen de manera aislada, sino que es un efecto en cadena (evento principal-réplica), especialmente en zonas de alta sismicidad, por ello, en las edificaciones que se ven afectadas es de esperar que las réplicas influyan en el comportamiento estructural de edificaciones e incluso disminuyan su capacidad de resistencia [2]. Es importante mencionar que las réplicas pueden prevalecer durante un lapso de tiempo importante y estas son producidas por un evento principal, que es el sismo de mayor magnitud y los movimientos consecuentes al mismo son las réplicas que en la mayoría de los casos generan intensidades menores; sin embargo, las réplicas podrían provocar en algunos sitios mayores daños, como lo sucedido durante el sismo de Indonesia 2012, Chile 2015, Nueva Zelanda 2016, México 2017 y Japón 2021. Es importante mencionar que muchos de los sismos que

han ocurrido actualmente han generado una gran cantidad de réplicas las cuales han provocado un daño considerable en una gran cantidad de edificios y en otros incluso el colapso estructural, tales como los de Chile en 1960, México 1985, Northridge 1994, Kobe 1995, Taiwán 1999, Japón 2011 y Nueva Zelanda 2016. En cuanto al sismo de México de 1985 es considerado el más mortífero en el país, ya que ocasionó grandes pérdidas humanas y daños materiales importantes; además, al día siguiente se registró una réplica que causó mayores daños en edificios. De hecho, debido a la réplica colapsaron algunos edificios que ya habían sido afectados por el evento principal [3, 4], por lo tanto, es necesario considerar ese efecto de réplica en el diseño de edificios sismo-resistentes.

Actualmente las metodologías de diseño sismo-resistente se basan en el control de los desplazamientos laterales máximos; sin embargo, en el caso de las secuencias sísmicas este parámetro podría ser no tan representativo del daño estructural, por lo que se requieren de otro tipo de medidas ingenieriles capaces de estimar de forma más apropiada el daño en los edificios, ya que las réplicas pueden ir acumulando el daño en los edificios. En particular, existe evidencia de que las demandas de deformación plástica acumulada pueden ser relativamente importantes para la seguridad estructural de los edificios resistentes a sismos. Una forma de explicar claramente el daño acumulativo es a través del concepto de energía sísmica. El uso de la energía sísmica fue desarrollado por Housner (1956). Un enfoque basado en el concepto de energía implica una capacidad energética de la estructura mayor o igual a la energía demandada por un sismo; de hecho, adicional al control de demandas máximas, el control de la energía histerética disipada puede asegurar un desempeño estructural adecuado, especialmente en estructuras con baja capacidad de acumulación de

daños o sujetas a una alta demanda sísmica. Por otro lado, otro aspecto importante es la selección de un sistema estructural adecuado para resistir cargas laterales provocadas por sismos. La implementación de un contraviento restringido contra pandeo que de manera conceptual se trata es un elemento estructural que trabaja a compresión sin exhibir problemas de pandeo [5, 6], podría mejorar sustancialmente la respuesta estructural. Dado que los contravientos generalmente funcionan de manera estable bajo tensión, se logra un dispositivo capaz de disipar energía de manera estable bajo múltiples inversiones de carga, contribuyendo de forma positiva al comportamiento de edificios ante eventos principales y réplicas.

Lo mencionado previamente sugiere la necesidad de un mejor entendimiento del comportamiento de sistemas estructurales que incorporen contravientos restringidos contra pandeo ante secuencias sísmicas y con características que prevalecen en nuestro país, en el cual existen zonas de alta peligrosidad sísmica. Por ello, es importante desarrollar trabajos orientados a estudiar con mayor detalle el comportamiento de edificios ante secuencias sísmicas, ya que esto ayudaría a salvar más vidas y minimizar las pérdidas económicas que suelen ser muy importantes cuando ocurre un terremoto. Los edificios a base de contravientos restringido contra pandeo son un sistema estructural que ha sido utilizado en países como Estados Unidos, Canadá y Japón y respaldado mediante pruebas experimentales y estudios particulares [7 – 9]. Debido a lo antes mencionado, el objetivo principal de este trabajo consistirá en ampliar el conocimiento que se tiene sobre el comportamiento de los edificios de acero con sistemas de contravientos restringidos al pandeo ante secuencias sísmicas. Para lograr los objetivos aquí planteados se someterán varios edificios de acero a

secuencias sísmicas de suelo blando de la Ciudad de México y se obtendrán tanto las demandas máximas como las de energía histerética a partir de realizar una gran cantidad de análisis dinámicos incrementales.

1.2 Planteamiento del problema

La mayoría de los estudios que tienen como objetivo analizar parámetros de desempeño sísmico están enfocados en sistemas estructurales tradicionales de concreto y acero, dejando de lado las estructuras especiales o de alta disipación de energía. Debido al incremento del uso de este tipo de estructuras en los últimos años, es deseable realizar una mayor cantidad de estudios enfocados en el comportamiento y diseño de edificaciones con dispositivos especiales. En el caso particular de los marcos estructurales con contraventeos restringidos al pandeo, existe poca cantidad de estudios referente al comportamiento sísmico inelástico de este tipo de estructuras cuando son sometidas a eventos principales y réplicas. Lo anterior es principalmente válido en la estimación de las demandas acumuladas de deformación plástica, tal es el caso de la energía histerética disipada, parámetro que puede ser crucial para fines de diseño de edificios sometidos a secuencias sísmicas.

1.3 Justificación

Es necesario analizar diversos parámetros de demanda sísmica para estructuras de acero a base de contraventeos restringidos al pandeo, debido al crecimiento del diseño y construcción

de este tipo de edificaciones que ha habido en México en los últimos años; adicionalmente, se han observado grandes daños en edificios desplantados sobre suelo blando en la ciudad de México a los cuales se les ve afectados por el efecto de las réplicas sísmicas. Por lo que es importante hacer una comparación directa entre el efecto de eventos principales, así como de eventos principales con sus respectivas réplicas en la respuesta sísmica de edificaciones.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

- 1) Determinar el comportamiento de edificios de acero con contraventeos restringidos al pandeo considerando el efecto de réplicas ubicados sobre suelo blando en la ciudad de México.

1.4.2 Objetivos específicos

- 1) Diseño estructural de tres edificios desplantados en la Ciudad de México y que cuentan con 5, 10 y 15 niveles, y están estructurados a base de marcos de acero con contraventeos restringidos contra pandeo, con claros de ocho metros en un sentido y cinco metros en el otro. Los edificios se suponen destinados para uso de oficina y siguiendo las especificaciones Reglamento de Construcción de la Ciudad de México.

- 2) Selección de registros sísmicos de estaciones ubicadas en suelo blando de la Ciudad de México.
- 3) Generación de secuencias sísmicas a partir de los registros sísmicos seleccionados.
- 4) Escalamiento de las secuencias sísmicas en términos de la pseudoaceleración en el modo fundamental de vibración de la estructura.
- 5) Modelación tridimensional de los edificios de acero con CRP usando el programa de cómputo Ruaumoko [10].
- 6) Realizar análisis dinámicos incrementales de los edificios sometidos a las secuencias sísmicas para distintos niveles de intensidad sísmica.
- 7) Obtención de las demandas de distorsión máxima de entrepiso y de energía histerética para los tres edificios ante las secuencias sísmicas considerando distinto nivel de intensidad de evento principal y réplica.
- 8) Gráficas y discutir los resultados de los análisis dinámicos en términos de los parámetros de demandas sísmicas y para cada nivel de intensidad.
- 9) Determinar el efecto de las réplicas en edificios de acero con CRP sometidos a secuencias sísmicas obtenidas de suelo blando de la Ciudad de México.

1.5 Hipótesis

La respuesta estructural de edificios de acero con CRP se incrementa sustancialmente a medida que aumenta la intensidad de la réplica.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Contraventeos restringidos contra pandeo

El control de desplazamientos laterales en edificios son un factor de gran preocupación para los ingenieros al momento de diseñar. Para reducir los efectos de los sismos y el viento, se ha utilizado con éxito los contraventeos para reducir el desplazamiento lateral. Sin embargo, cuando los contraventeos están sujetos a altas fuerzas de compresión, exhiben deformación por pandeo e histéresis asimétrica en tensión y compresión, y a menudo muestran una pérdida de resistencia significativa cuando se cargan monótonamente en compresión o carga cíclica, como se muestra en la Figura 2.1a [11]. Si se restringe el pandeo de un contraventeo de acero y se asegura la misma resistencia tanto en tensión como en compresión, la absorción de energía de los contraventeos aumentará notablemente y la propiedad histerética se simplificará [12]. Por este motivo se desarrolló el sistema de contraventeos restringidos al pandeo el cual restringir el pandeo del contraventeo para que este actúe con la misma capacidad tanto en tensión como en compresión, como se muestra en la Figura 2.1 b [11, 13].

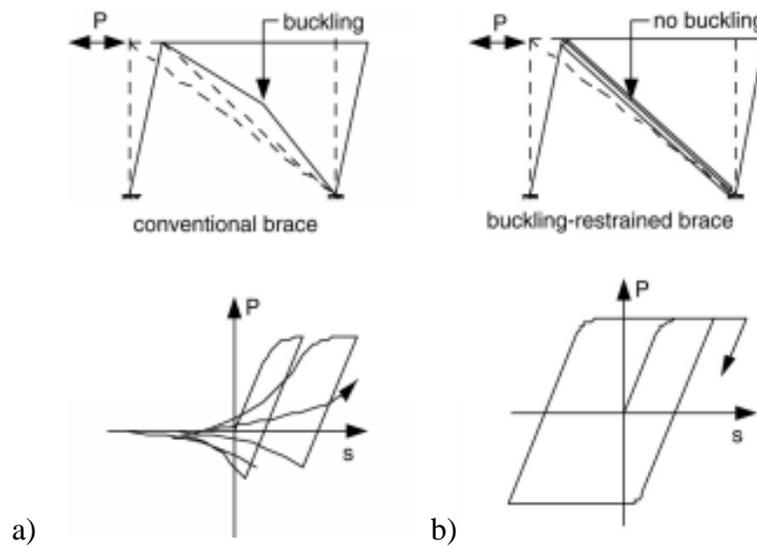


Figura 2.1 Comportamiento de contraventeos convencionales y CRP, Qiang Xie [11].

Los marcos con contraventeos con restricción de pandeo (MCRP) son una clase de marcos con contraventeos concéntricos (MCC) que evitan el pandeo de los contravientos. Siguiendo el concepto de "estructuras resistentes a daños", algunos modelos MCRP corresponden a "sistemas paralelos", donde la estructura principal permanece flexible y los amortiguadores disipan energía solo después de grandes terremotos. Por otro lado, luego de reemplazar los amortiguadores deformados y dañados, se espera que la estructura principal vuelva a su forma original [12, 14-15].

En la Figura 2.2 se muestra un ejemplo típico de un CRP, el cual se conforma por un núcleo de acero dúctil que se diseña para entrar en fluencia durante la tensión y compresión. Para evitar el pandeo por compresión, el núcleo de acero se coloca dentro de un perfil hueco de acero el cual se rellena con mortero o concreto.

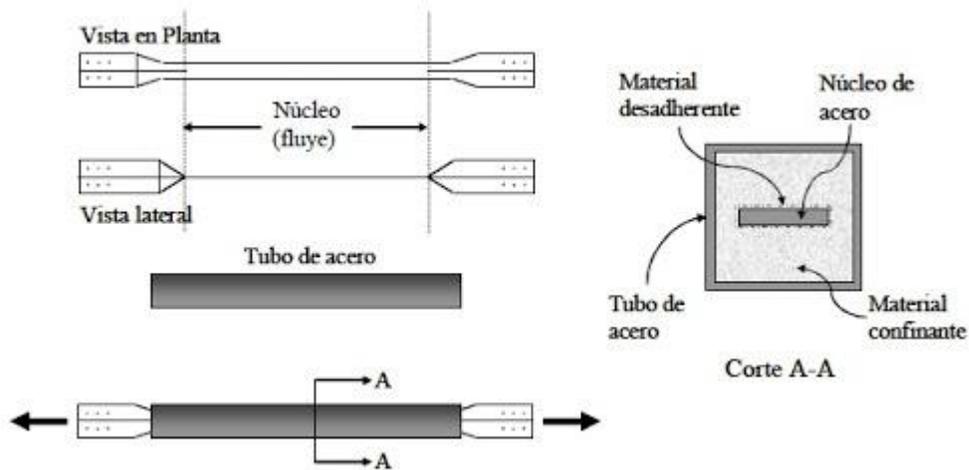


Figura 2.2 Concepto de contraviento restringido contra pandeo, Tremblay, Bildu, Neville y De Vall

[16].

La Figura 2.3 muestra información típica sobre las tres regiones que componen un contraviento restringido al pandeo. La zona uno, designada como "sin fluencia sin soporte", se encuentra en la unión de los contraventeos con las placas de soporte del marco. Esta área no está limitada contra el pandeo con la camisa, por lo que debe diseñarse para que no se doble en compresión ni fluya en tensión. La zona dos, denominada "fluencia no soportada", forma la transición entre el área de unión y el núcleo de soporte con un área de sección transversal mayor que el área de sección transversal del núcleo para evitar su fluencia. La tercera región, denominada "zona de fluencia", debe centrarse en la plasticidad del soporte, por ello, ésta se encuentra totalmente restringida por la camisa y des adherida del material confinante [11, 14].

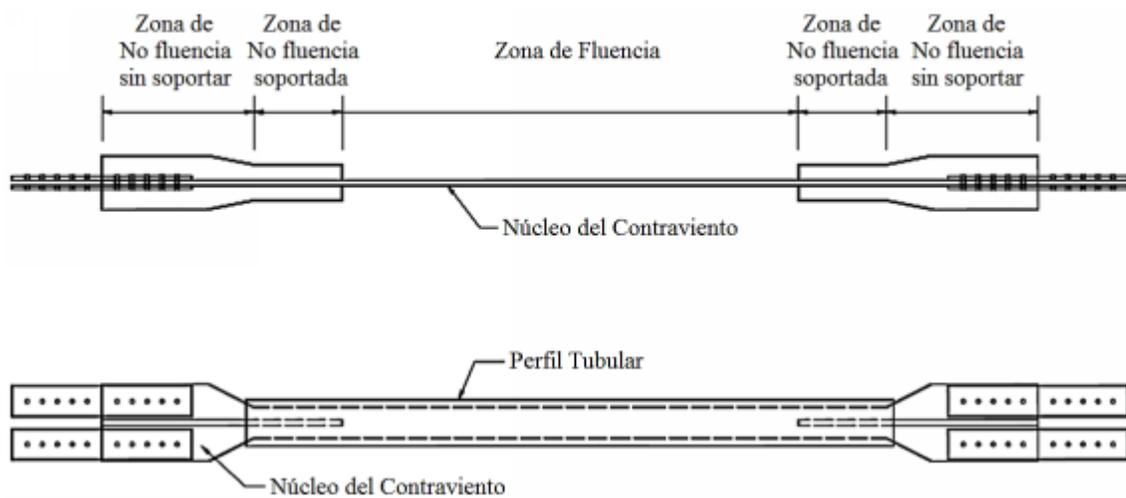


Figura 2.3 Detallado de contraviento restringido contra pandeo, Uang y Nakashima [14].

2.2 Secuencias sísmicas

Los terremotos son fenómenos de la naturaleza que ocurren en grupos. El evento sísmico más grande se llama evento principal; cualquier sismo que lo precede se llama premonitor, y los que ocurren después del evento principal se llaman réplicas. Las réplicas pueden durar semanas, meses o incluso años. Cuanto más grande es el sismo principal, más grandes son las réplicas, mayor número de eventos y de mayor duración. El tamaño, la duración y la frecuencia de las réplicas disminuyen regularmente con el tiempo [2].

Para mayor comprensión de las secuencias sísmicas se puede analizar en la Figura 2.4 un registro sísmico considerando solo el evento primario y otro registro sísmico que contiene el evento primario y réplica.

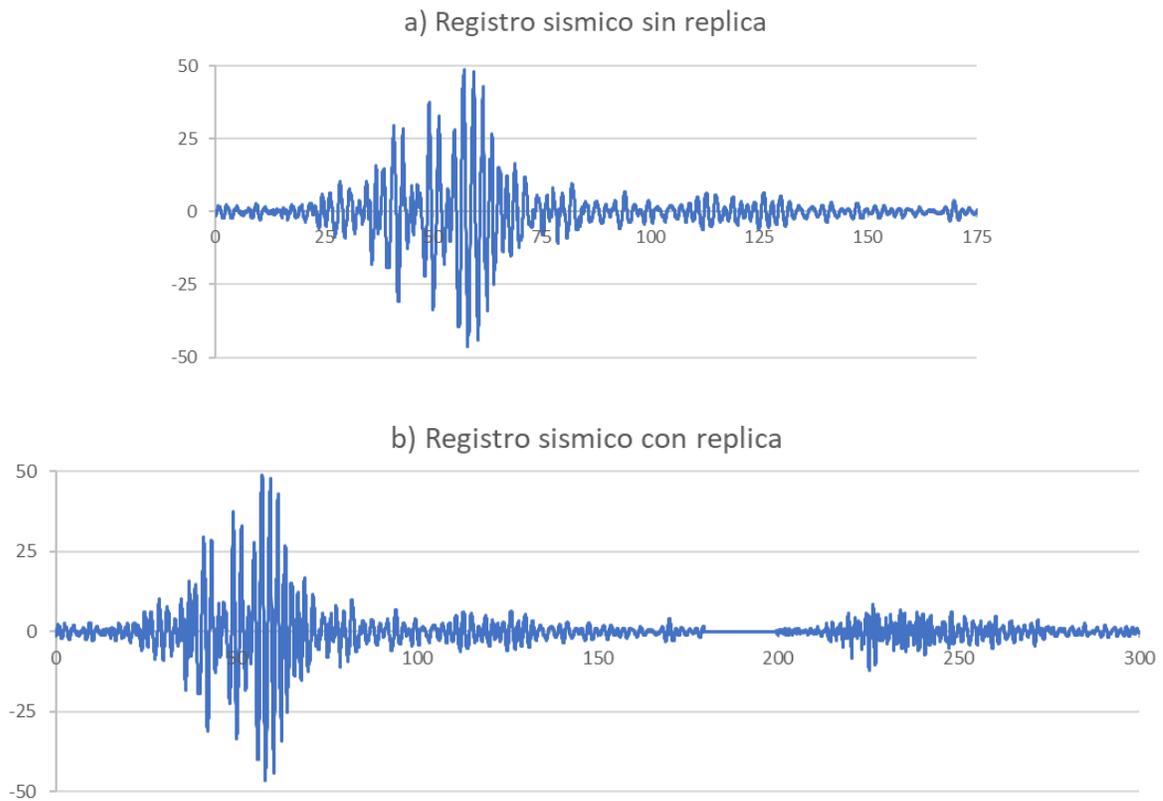


Figura 2.4 a) Registro sísmico de evento principal, b) Registro sísmico más una réplica.

En el planeta, se generan terremotos con fuertes réplicas. Chile experimentó un terremoto de magnitud 9.5 en 1960, seguido por réplicas de magnitudes registradas entre 7 y 8.75; en E.U.A en 1964 ocurrió un terremoto con magnitud de 9.2 y réplicas cercanas a magnitudes de 6. Un sismo de Magnitud de 8.1 se registró en México el 19 de septiembre de 1985, seguido de una réplica de 7.5 al día siguiente. En resumen, las estructuras en áreas de gran

riesgo sísmico están propensas a una serie de sismos que consisten en sismos previos, sismos principales y réplicas. Estas últimas pueden aumentar la deformación permanente y los estados de daño observados después del sismo principal y pueden conducir al desplome parcial o incluso total de estas estructuras. [4, 17 - 19].

2.3 Análisis dinámico incremental

El Análisis Dinámico Incremental (ADI) es una técnica de análisis paramétrico que estima el desempeño de una estructura bajo cargas sísmicas [20]. El ADI consiste en realizar diversos análisis de respuesta dinámica no lineal a lo largo del tiempo. En este análisis, la estructura se somete a la acción de una serie de registros sísmicos que son escalados a múltiples niveles de intensidad con la finalidad de representar movimientos sísmicos bajos, moderados, intensos y muy intensos, y así obtener el comportamiento de la estructura a diferentes niveles de desempeño [21 – 24]

El estudio de ADI es ahora un método multipropósito y de amplia aplicación, y sus objetivos, de los cuales solo algunos son evidentes en la Figura 2.5, incluyen:

- Conocimiento del intervalo de respuesta o demandas frente al intervalo de niveles de intensidad de un registro sísmico.
- Mayor entendimiento del comportamiento estructural asociado con movimientos sísmicos de diversas intensidades.

- Mayor visualización de la respuesta estructural conforme la intensidad sísmica aumenta.
- Evaluación de la capacidad dinámica de la estructura.
- Realizando un ADI con un mayor número de registros de eventos sísmicos, se puede analizar cuan estable puede llegar a ser la estructura ante diferentes situaciones.

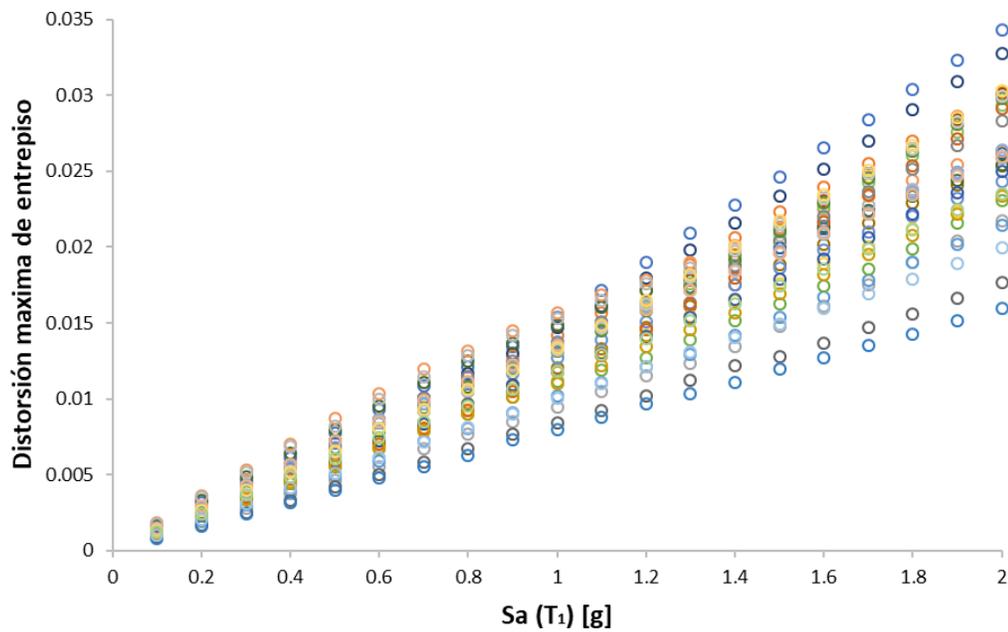


Figura 2.5 Ejemplo de información extraída de un análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso.

2.4 Distorsiones máximas de entrepiso

La distorsión de entrepiso (γ) se define como la diferencia relativa entre los desplazamientos de dos pisos subsecuentes, denotados como $\Delta_{(i)}$ y $\Delta_{(i-1)}$, entre la diferencia de alturas de los mismos, $h_{(i)}$, tal y como indica la ecuación 2.1. Este parámetro es necesario para trazar la curva distorsión de entrepiso vs cortante de entrepiso, para el cálculo de la ductilidad de entrepiso.

$$\gamma = \frac{\Delta_{(i)} - \Delta_{(i-1)}}{h_{(i)}} \quad (2.1)$$

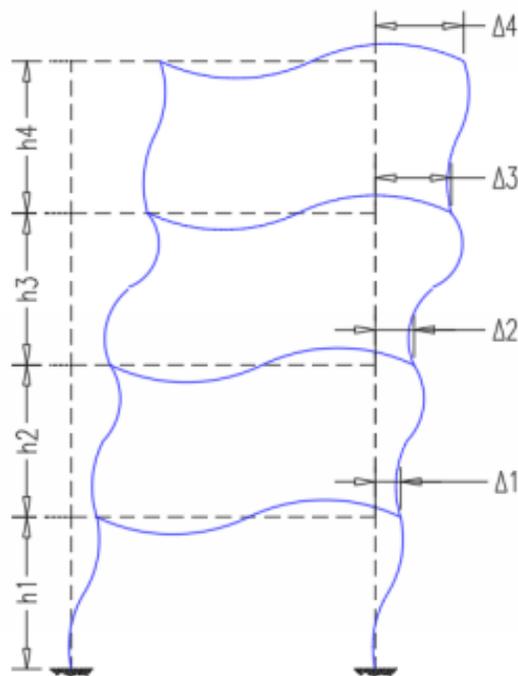


Figura 2.6 Desplazamientos de entrepiso en un marco al ser sometido a cargas laterales

Las distorsiones máximas de entrepiso, son las distorsiones de entrepiso de mayor magnitud registradas durante un evento sísmico, para cada nivel. Por lo que se utilizará como herramienta el perfil de distorsiones máximas, tal y como se ejemplifica en la Figura 2.7, donde se muestra el perfil de distorsiones obtenido para un edificio de acero de 10 pisos. Es

importante mencionar que dicho parámetro se eligió para este trabajo debido a que es el parámetro que toman en cuenta la mayoría de los códigos de diseño sísmico del mundo tal es el caso del Reglamento de Construcción de la Ciudad de México.

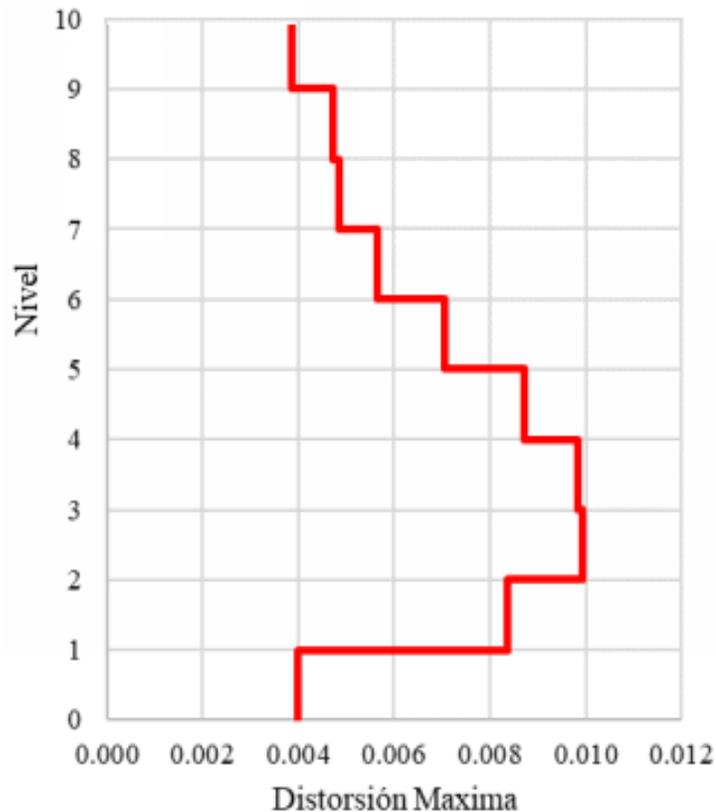


Figura 2.7 Ejemplo de perfil de distorsiones de un edificio de 10 niveles ante un evento sísmico

2.5 Energía Sísmica

Una forma de definir claramente la acumulación de daño estructural es a través del concepto de energía sísmica, la cual se puede definir por la competencia de hacer un trabajo realizado por la fuerza ejercida sobre otro cuerpo igual a la distancia recorrida por el producto de las componentes de la fuerza en la dirección del movimiento. [1, 25 - 27].

La energía sísmica puede ser útil para comprender el movimiento de los objetos porque es clave en la descripción de los sistemas físicos en relación con los procesos naturales de cambio o transformación [28]. En el caso de un sistema de un solo grado de libertad afectado por registros sísmicos, la ecuación 2.2 expresa el balance de energía de la estructura [29].

$$E_I = E_C + E_A + E_D + E_H \quad (2.2)$$

Las aportaciones de energía a la estructura se encuentran en el lado derecho de la ecuación, incluyendo la energía cinética relativa (E_C), la energía de amortiguamiento viscoso (E_A) y la energía de deformación, la cual puede ser dividida en energía de deformación elástica (E_D), la energía de histéresis (E_H) se relaciona con la disipación de la distorsión plástica y el extremo de la izquierda (E_I) refiere la energía de entrada.

Las contribuciones en el lado derecho de la ecuación representan el suministro de energía a la estructura: energía cinética relativa (E_C), energía de amortiguamiento viscoso (E_A) y energía de deformación, que se puede descomponer en energía de deformación

Un parámetro útil capaz de cuantificar la severidad de las demandas acumuladas de deformación plástica es la energía histerética normalizada [25, 30], definida como:

$$E_{HN} = \frac{E_H}{F_y \delta_y}$$

donde F_y y δ_y son la fuerza y desplazamiento de fluencia, respectivamente; y E_H la energía plástica disipada por el sistema durante la excitación sísmica. En un oscilador con comportamiento elasto-plástico perfecto, E_{HN} es la suma de los desplazamientos plásticos desarrollados durante el movimiento del terreno, normalizada por δ_y .

3 ESTRUCTURACIÓN Y MODELACIÓN DE LOS EDIFICIOS

3.1 Descripción de los edificios modelados

En este trabajo se estudian edificios formados por marcos de acero con contraventeos restringidos contra pandeo. Estos edificios cuentan con 5, 10 y 15 niveles (ver figura 3.1), que son representativos de edificaciones de baja, mediana y gran altura. Los edificios en estudio fueron diseñados con base en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México. A continuación, se muestran las características más relevantes sobre el diseño de los edificios.

Características de los edificios:

- Localización: Suelo blando (zona III) de la Ciudad de México.
- Uso: Oficinas
- Estructura Tipo: B

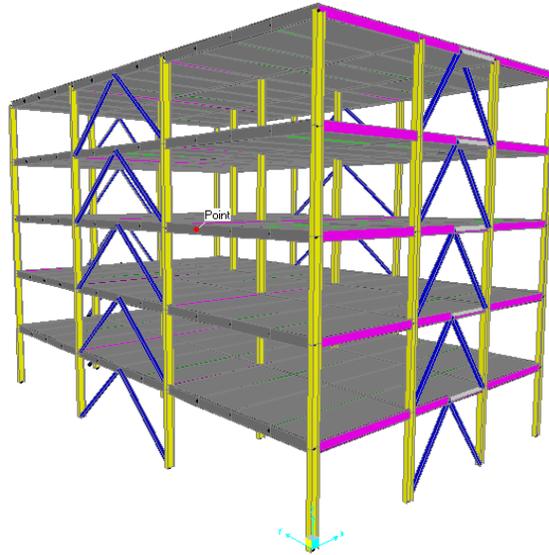


Figura 3.1 Ejemplo de edificio de 5 niveles con contraventeos restringidos al pandeo.

Las cargas muertas fueron calculadas en el modelo analítico como el peso propio de la estructura, así como cargas muertas adicionales. A su vez, las cargas vivas que corresponden al uso de la edificación son: la carga viva máxima (W_m) de 250 kg/m² y la carga viva instantánea (W_a) de 180 kg/m².

El diseño sísmico fue realizado por medio de un análisis modal-espectral, en el cual fue utilizado el espectro de diseño extraído del programa SASID (Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño), el cual está afectado por los siguientes parámetros:

- Coordenadas: 19.369425N; 99.124291 O
- Factor de importancia: Grupo B
- Factor de irregularidad: 1.0
- Factor de comportamiento sísmico (Q): 4.0

- Factor de hiperestaticidad (k_1): 1.25

Las ordenadas del espectro elástico y de diseño modificado por los factores de reducción se muestran en la Figura 3.2:

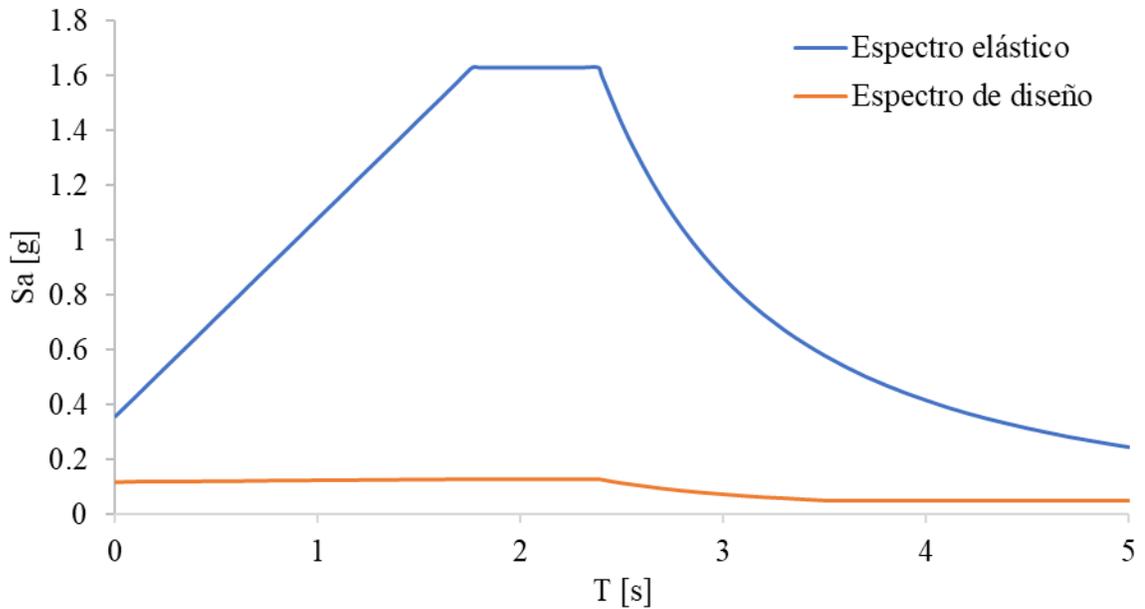


Figura 3.2 Espectro elástico y de diseño utilizado.

Los edificios de 5, 10 y 15 niveles fueron estructurados a base de marcos ortogonales con 3 crujías de 5 y 8 m, en la dirección longitudinal y transversal, y una altura de entrepiso de 3.5 m. El sistema está estructurado con marcos de contraventeos restringidos al pandeo en los ejes perimetrales, que constan de columnas exteriores e interiores de sección cajón cuadradas formado por 4 placas de acero, vigas de sección IR y contraventeos de sección OR. Se utilizó un sistema de piso de losacero, la cual se apoya sobre largueros de sección IR. La Figura 3.3 muestra la planta estructural perteneciente a los edificios en estudio.

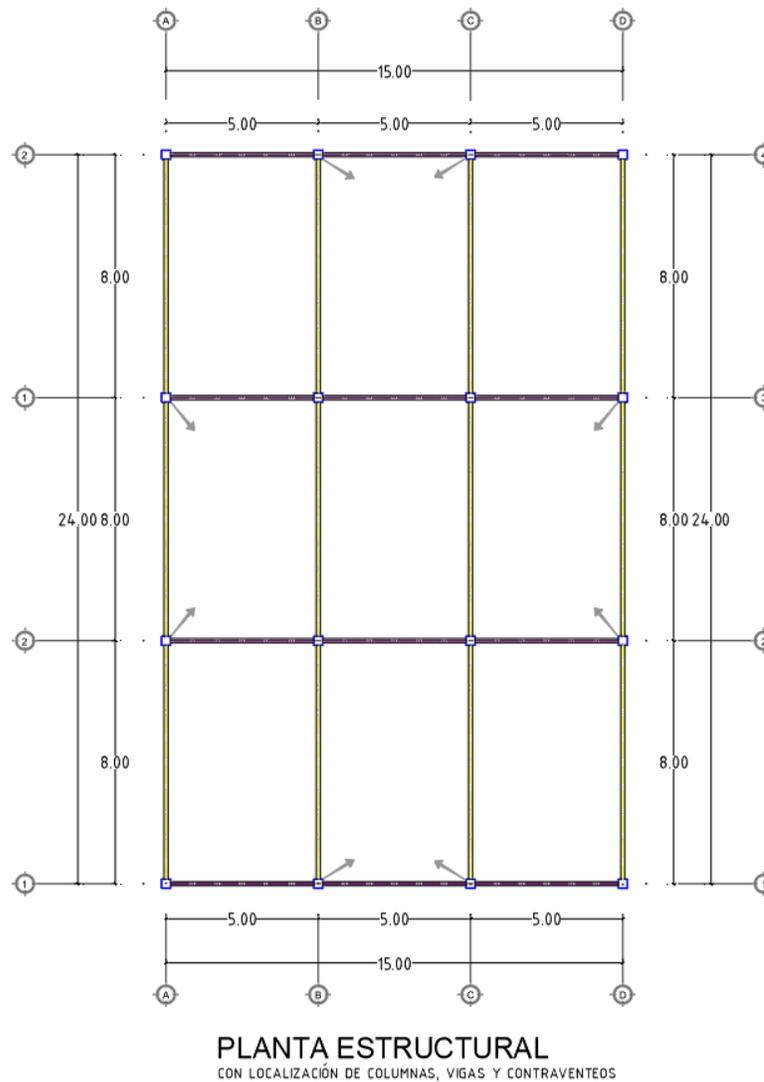


Figura 3.3 Planta estructural de edificios de 5,10 y 15 niveles (acotación en m).

Los elementos estructurales fueron diseñados considerando una aleación de acero A572 Gr. 50 para vigas, una aleación de acero A500 Gr. B para columnas y los contraventeos. Cabe mencionar que la resistencia del acero encontrado en el mercado normalmente alcanza valores mayores al nominal, así mismo las previsiones sísmicas del AISC 341-16 [31] modifica los esfuerzos a través de los factores R_y y R_u , que se calcularon de pruebas a perfiles laminados y placas de diferentes tipos de acero. De igual manera, a través de un estudio

realizado por Tapia, García y Del Rincón (2016) donde se realizó una estadística sobre los esfuerzos de fluencia y último de perfiles laminados y placas de acero en el mercado mexicano, se determinaron magnitudes de R_y y R_u , las cuales son utilizados en este estudio [32], los valores utilizados pueden ser encontrados en la Tabla 3.1. Se observa que los valores definidos de sobrerresistencias del material según RCDF 2017 son poco conservadores si son comparados directamente con los determinados por Tapia y García (2016) con un error muestral del 2%, por lo que se ha tomado las magnitudes de R_y y R_u de estos últimos para el desarrollo de los modelos matemáticos.

Tabla 3.1. Magnitudes de R_y y R_u de acuerdo con AISC 341-16 y las del estudio de Tapia y García (2016).

Aplicación	AISC 341-16		RCDF 2017		Estudio Tapia y Garcia con error muestral del 2%	
	R_y	R_u	R_y	R_u	R_y	R_u
Perfiles laminados en caliente						
ASTM A36	1.50	1.20	1.50	1.20	1.33	1.17
ASTM A529 Gr. 50	1.20	1.20	1.20	1.20	1.09	1.17
ASTM A500 Gr. B	1.40	1.30	1.40	1.30	1.12	1.11
ASTM A572 Gr. 50	1.10	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12
Placas de acero						
ASTM A36	1.30	1.20	1.30	1.20	1.11	1.14
ASTM A572 Gr. 50	1.10	1.20	1.10	1.20	1.08	1.12

En la Tabla 3.2 se observan los periodos fundamentales de los modelos estructurales en estudio; además, en la figura 3.4 se marcan los periodos fundamentales respecto al espectro elástico y de diseño utilizados.

Tabla 3.2. Periodos fundamentales correspondientes

Modo	Modelo MRP_5N	Modelo MRP_10N	Modelo MRP_15N
	Periodo (s)	Periodo (s)	Periodo (s)
1	0.74	0.962	1.51
2	0.588	0.939	1.4

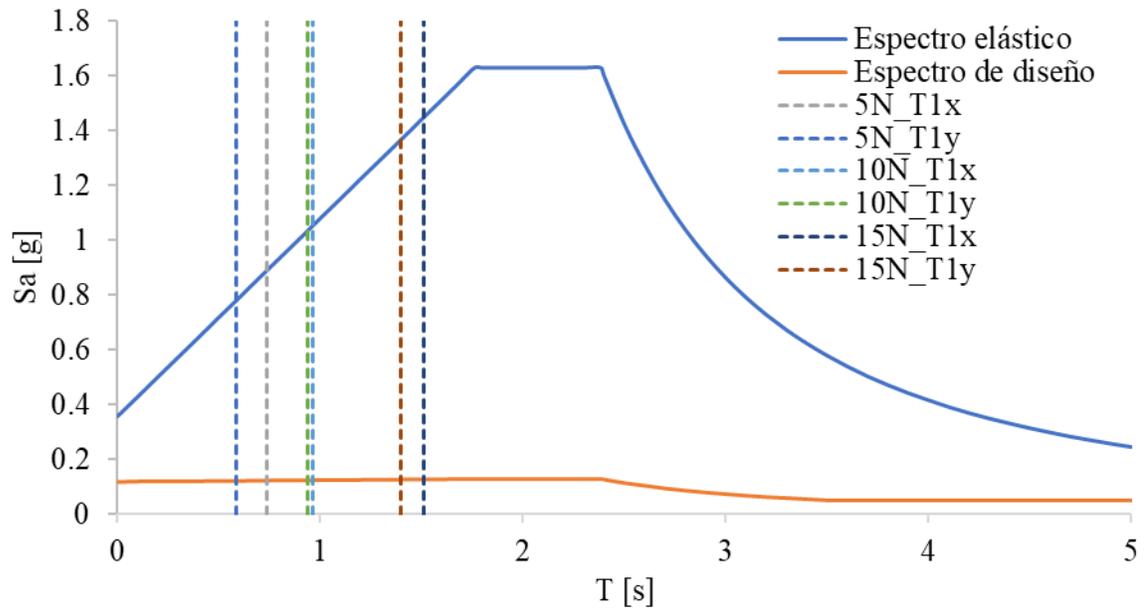


Figura 3.4 Espectro de diseño y períodos fundamentales de los modelos de edificios.

3.1.1 Edificio MCRP_5N

El edificio denominado “MCRP_5N” corresponde a una estructura con los parámetros descritos en el capítulo 3, la cual tiene un total de 5 niveles. En la Figura 3.5 se muestra la visualización del modelo analítico utilizado para su diseño, así como cada uno de los perfiles resultantes, los cuales se pueden ver en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Secciones correspondientes al modelo MCRP_5N.

Elemento	Descripción	Elemento
Columnas	Interior	4PL12X12X3/8”
	Exterior	4PL12X12X3/8”
Vigas exteriores	Claro largo	W16X31
	Claro corto	W14X22
Vigas interiores	Claro largo	W16X40
	Claro corto	W14X22
Largueros		W14X22
Contraventeos		HSS6X6X1/4

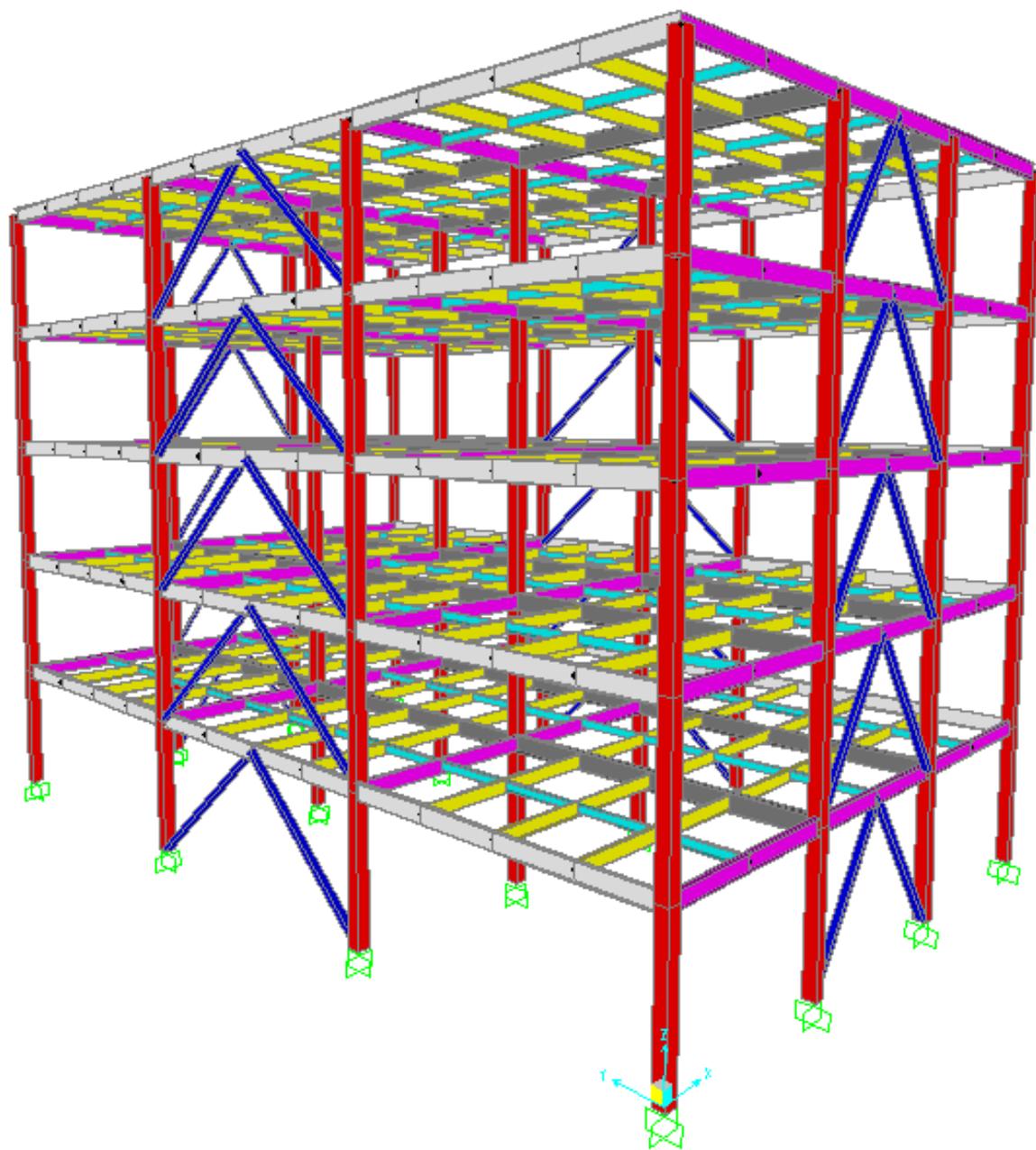


Figura 3.5 Vista Isométrica del Edificio MCRP_5N.

3.1.2 Edificio MCRP_10N

El edificio denominado “MCRP_10N” corresponde a una estructura con los parámetros descritos en el capítulo 3, la cual tiene un total de 10 niveles. En la Figura 3.6 se muestra la visualización del modelo analítico utilizado para su diseño, así como cada uno de los perfiles, los cuales se pueden ver en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Secciones correspondientes al modelo MCRP_10N.

Elemento	Descripción	Nivel 1-5	Nivel 5-10
Columnas	Interior	4PL18X18X1.5”	4PL18X18X2.5”
	Exterior	4PL18X18X1.5”	4PL18X18X2.5”
Vigas exteriores	Claro largo	W18X55	W18X55
	Claro corto	W18X86	W18X86
Vigas interiores	Claro largo	W16X67	W16X67
	Claro corto	W18X86	W18X86
Largueros		W14X38	W14X38
Contraventeos		HSS6X6X1/4	HSS6X6X1/4

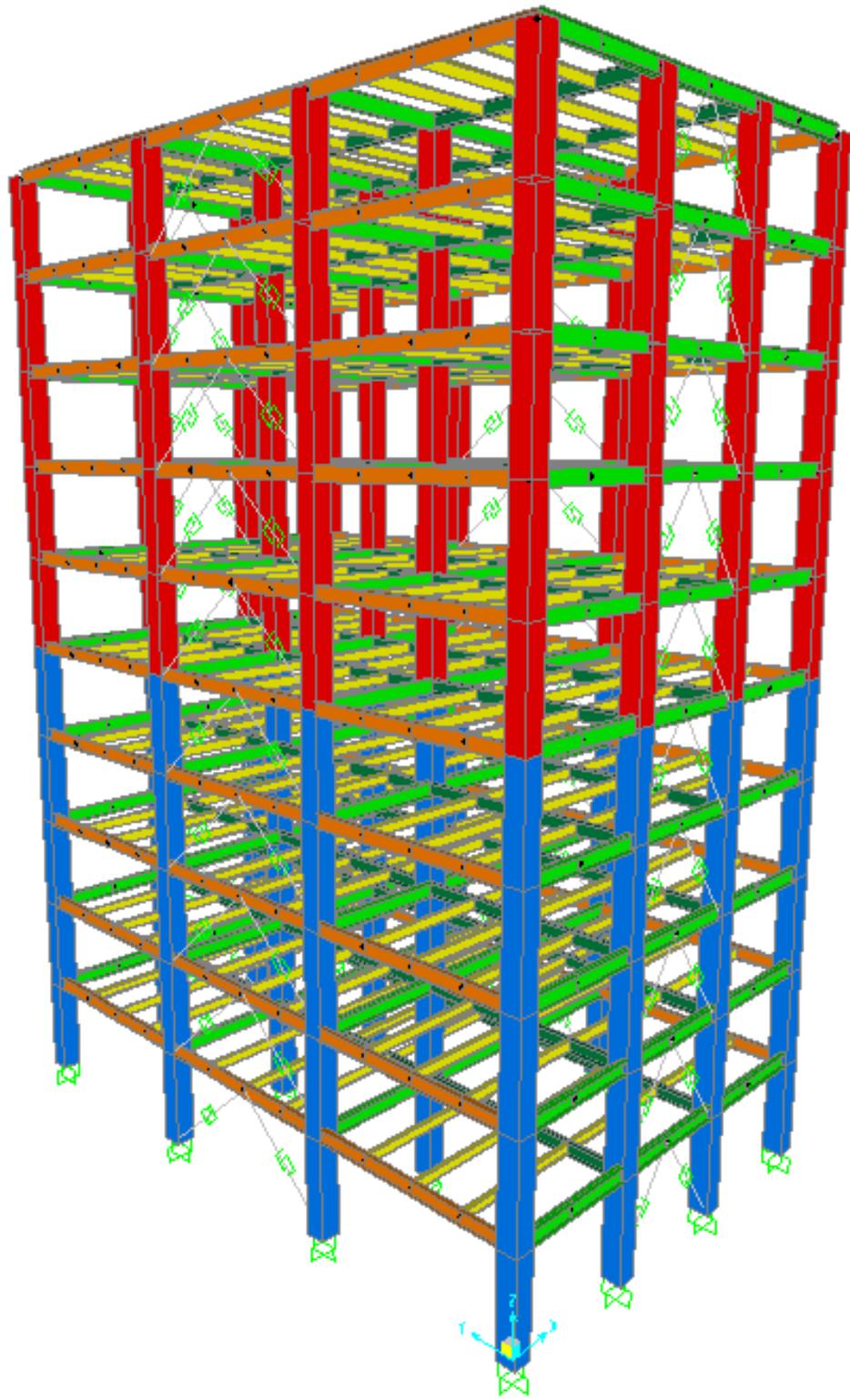


Figura 3.6 Vista Isométrica del Edificio MCRP_10N.

3.1.3 Edificio MCRP_15N

El edificio denominado “MCRP_15N” corresponde a una estructura con los parámetros descritos en el capítulo 3, la cual tiene un total de 15 niveles. En la Figura 3.7 se muestra la visualización del modelo analítico utilizado para su diseño, así como cada uno de los perfiles, los cuales se pueden ver en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5. Secciones correspondientes al modelo MCRP_15N.

Elemento	Descripción	Nivel 1-5	Nivel 5-10	Nivel 10-15
Columnas	Interior	4PL28X28X1.5”	4PL28X28X2”	4PL28X28X2.5”
	Exterior	4PL28X28X1.5”	4PL28X28X2”	4PL28X28X2.5”
Vigas exteriores	Claro largo	W18X60	W18X60	W18X60
	Claro corto	W18X119	W18X119	W18X119
Vigas interiores	Claro largo	W16X67	W16X67	W16X67
	Claro corto	W18X119	W18X119	W18X119
Largueros		W14X38	W14X38	W14X38
Contraventeos		HSS6X6X1/4	HSS6X6X1/4	HSS6X6X1/4

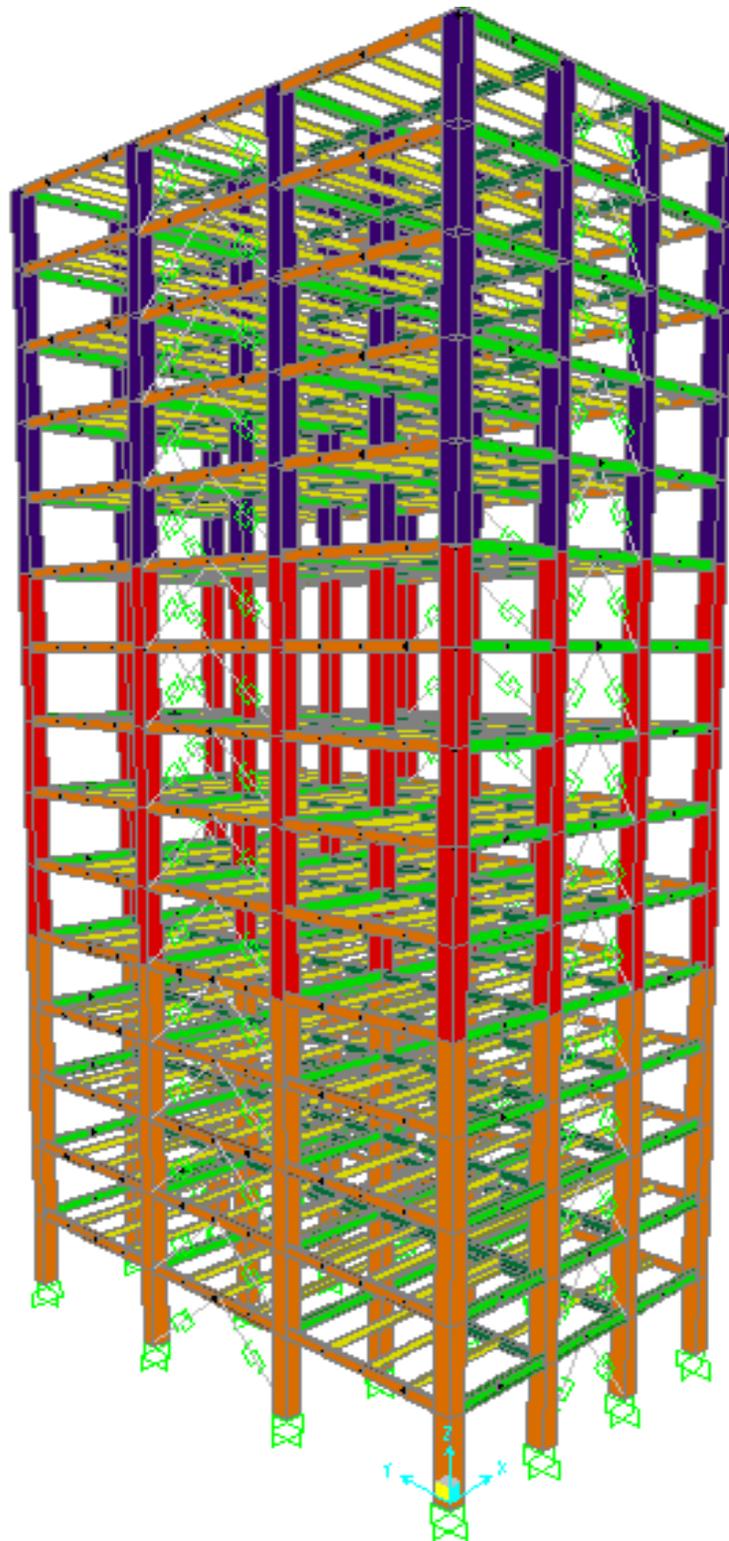


Figura 3.7 Vista Isométrica del Edificio MCRP_15N.

3.2 Modelación para análisis sísmicos

Los edificios fueron modelados en tres dimensiones y analizados usando el programa Ruaumoko 3D [10]. Para ello, se consideró un comportamiento histerético para vigas y columnas bilineal (ver figura 3.8). En la figura el eje vertical indica fuerza F , el horizontal desplazamiento D , mientras que f_y y d_y representan la fuerza y desplazamiento de fluencia, y K es la rigidez del sistema. Por otro lado, se supone que las columnas se encuentran con un apoyo tipo empotramiento; es decir, la interacción suelo-estructura y la flexibilidad de la cimentación no se tienen en cuenta. Se supone diafragma rígido para cada nivel de modo que los nodos del mismo plano tengan la misma distorsión lateral; asimismo, se considera un amortiguamiento Rayleigh del 5% del amortiguamiento crítico en los dos primeros modos de vibración de la estructura. Para el diseño se consideró que los contraventeos trabajan de forma elastoplástica, es importante mencionar que se considera plasticidad concentrada en los extremos de las vigas y columnas.

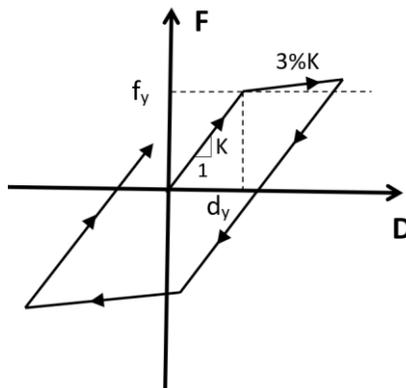


Figura 3.8 Figura típica de un comportamiento histerético bilineal.

4 ANÁLISIS SÍSMICOS

4.1 Registros sísmicos

Para evaluar el desempeño sísmico de cada modelo estructural se realizó un ADI. Para los análisis se utilizaron un total de 15 registros sísmicos, cada uno con dos componentes horizontales, donde las componentes horizontales E-O y N-S eran analizadas en la dirección X y Y del modelo, respectivamente. En la tabla 4.1 se muestra información general de los registros sísmicos utilizados como son: fecha, coordenadas del epicentro, magnitud, estación e institución de donde se obtuvo el registro.

Tabla 4.1 Información general de los registros sísmicos utilizados en este estudio

SISMO	FECHA	COORDENADA DEL EPICENTRO	MAGNITUD	ESTACIÓN	INSTITUCIÓN DE REGISTRO
1	85-09-19	18.08; 102.942	8.1	SCT B-1	UNAM***
2	95-09-14	16.31; 98.88	7.4	TLATELOLCO	CIRES*
3	95-10-09	18.74 N; 104.67 W	7.3	Valle Gómez	CIRES*
4	95-10-09	18.74; 104.67	7.3	SECTOR POPULAR	CIRES*
5	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	GARIBALDI	CIRES*
6	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	ALAMEDA	CIRES*
7	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	TLATELOLCO	CIRES*
8	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	CORDOBA	CIRES*
9	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	C.U. JUAREZ	CIRES*
10	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	CUJP	CIRES*
11	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	SECTOR POPULAR	CIRES*
12	97-01-11	17.910 N; 103.04 W	6.9	Valle Gómez	CIRES*
13	89-04-25	16.603; 99.400	6.9	TLATELOLCO	CIRES*
14	97-01-11	17.91; 103.04	6.9	TLATELOLCO	CIRES*
15	89-04-25	16.603; 99.400	6.9	GARIBALDI	CIRES*

*CIRES: Centro de Instrumentación y Registro Sísmico

**FICA: Fundación ICA

***UNAM: Instituto de Ingeniería UNAM

Los espectros de respuesta de los 15 registros sísmicos utilizados se ilustran en la figura 4.1.

Para obtener dichos espectros se consideró un amortiguamiento crítico (ζ) del 5%.

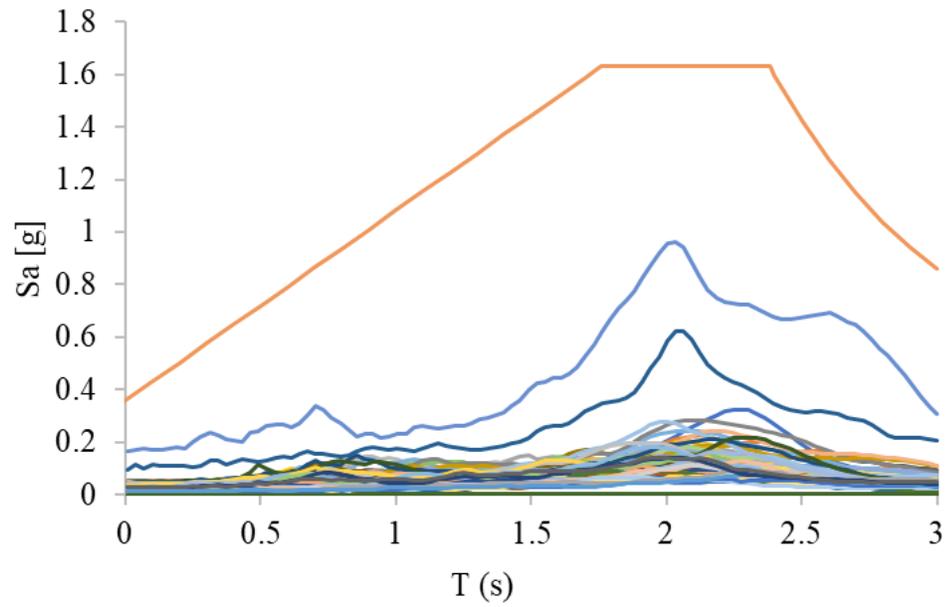


Figura 4.1 Espectro de elástico y espectros de respuesta de los registros sísmicos utilizados en este estudio.

4.1.1 Escalamiento de registros sísmicos

Los registros sísmicos o acelerogramas fueron escalados para representar eventos sísmicos de distintos niveles de intensidad, tomando como referencia la pseudoaceleración en el periodo fundamental de vibración de la estructura $S_a(T_1)$. El escalamiento se hizo de tal manera que la resultante de la $S_a(T_1)$ de las componentes N-S y E-O fuera igual al nivel de intensidad objetivo (S_{a_0}); es decir:

$$Sa_r = \sqrt{Sa(T_1)_{N-S}^2 + Sa(T_1)_{E-W}^2} \quad (4.1)$$

La metodología utilizada para el escalamiento de los registros sísmicos es la siguiente:

- 1) Obtener los espectros de respuesta de Sa para una razón de amortiguamiento (ζ) del 5% para ambas componentes de cada registro sísmico.
- 2) Determinar la pseudoaceleración correspondiente al periodo fundamental de la estructura diseñada para cada componente.
- 3) Calcular la resultante Sa_r utilizando la ecuación (4.1).
- 4) Determinar el factor de escala (Fe) utilizando la ecuación (4.2):

$$Fe = \frac{Sa_0}{Sa_r} \quad (4.2)$$

- 5) Aplicar el factor de escala al registro sísmico en sus dos componentes horizontales.
- 6) Repetir los pasos 1-5 para los diferentes niveles de intensidad objetivo.

De manera ilustrativa los factores de escala utilizados para alcanzar los niveles de intensidad sísmica similares al espectro de diseño utilizado se presentan en la tabla 4.2:

Tabla 4.2 Factores de escala correspondiente al periodo fundamental del modelo MRCP_5N.

RS	Sa (T₁) E-W	Sa (T₁) N-S	Sa (T₁)_r	Fe (Sa- 0.6g)
1	0.2178	0.1754	0.2796	2.1456
2	0.0598	0.05089	0.0785	7.6411
3	0.0225	0.0333	0.0402	14.9295
4	0.01826	0.0361	0.0405	14.8312
5	0.0477	0.0596	0.0763	7.8598
6	0.0779	0.0752	0.1083	5.5415
7	0.0842	0.0576	0.1020	5.8814
8	0.1246	0.1178	0.1715	3.4992
9	0.0709	0.0454	0.0842	7.1267
10	0.0717	0.0493	0.0870	6.8955
11	0.0483	0.0659	0.0817	7.3435
12	0.0445	0.0425	0.0615	9.7506
13	0.073	0.0759	0.1053	5.6976
14	0.0249	0.0289	0.0381	15.7285
15	0.0745	0.0915	0.1180	5.0850

4.1.2 Secuencias sísmicas

Los registros sísmicos en cierto sitio tienen características de intensidad, duración, contenido de frecuencias, periodo del suelo, aceleración y velocidad máxima del suelo, muy similares entre sí; y varían con respecto a otras zonas. De aquí que, en el diseño sismo-resistente de

edificios es deseable contar con registros sísmicos del sitio en el que se va a desplantar la estructura, para que los análisis con fines de diseño sean lo más realistas posibles.

Desafortunadamente, Maldonado [33] indica que de acuerdo con el catálogo histórico de aceleraciones disponible en la Base de Datos de Terremotos Fuertes de México publicado por la Sociedad Mexicana de Ingenieros Sísmicos, solo se ha registrado una secuencia de sismos en la capa de suelo blando. La secuencia fue grabada por el Centro de Entrega Central (CDAF) durante el sismo del 19 y 20 de septiembre de 1985 que sacudió violentamente a la Ciudad de México. En el presente trabajo, para la generación de las secuencias artificiales se utilizaron 15 registros con los cuales se realizó una combinación con los 5 registros de mayor magnitud como evento principal y los 10 eventos restantes se utilizaron para ser escalados a diferentes porcentajes de aceleración máxima del evento principal seleccionado, cuyos porcentajes van del 25% al 100% esto para ser utilizados como secuencias artificiales. Con lo anterior, se tienen un total de 50 registros sísmicos cuyo arreglo matricial descrito se muestra en la figura 4.2.

		RÉPLICAS									
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
EVENTO PRINCIPAL	1	1-6	1-7	1-8	1-9	1-10	1-11	1-12	1-13	1-14	1-15
	2	2-6	2-7	2-8	2-9	2-10	2-11	2-12	2-13	2-14	2-15
	3	3-6	3-7	3-8	3-9	3-10	3-11	3-12	3-13	3-14	3-15
	4	4-6	4-7	4-8	4-9	4-10	4-11	4-12	4-13	4-14	4-15
	5	5-6	5-7	5-8	5-9	5-10	5-11	5-12	5-13	5-14	5-15

Figura 4.2 Esquema de combinación para la generación de las secuencias artificiales

4.2 Análisis dinámico incremental

La figura 4.3 muestra los resultados de un análisis dinámico incremental típico para un edificio con CRP analizado ante varias secuencias sísmicas. El eje de las abscisas corresponde al nivel de intensidad y el de las ordenadas al parámetro de demanda sísmica utilizado (en este caso distorsiones máximas de entrepiso). Las unidades de la aceleración espectral son en términos de la gravedad (g), mientras que la distorsión máxima de entrepiso es adimensional. En la figura se observa como a medida que se incrementa la intensidad del movimiento sísmico, también lo hace la distorsión máxima de entrepiso, lo cual indica que la medida de intensidad sísmica utilizada es representativa del potencial destructivo de un movimiento sísmico. Es importante mencionar que cada punto en la figura representa la distorsión máxima de entrepiso obtenido para una estructura sometida a una secuencia sísmica escalada para cierto nivel de intensidad.

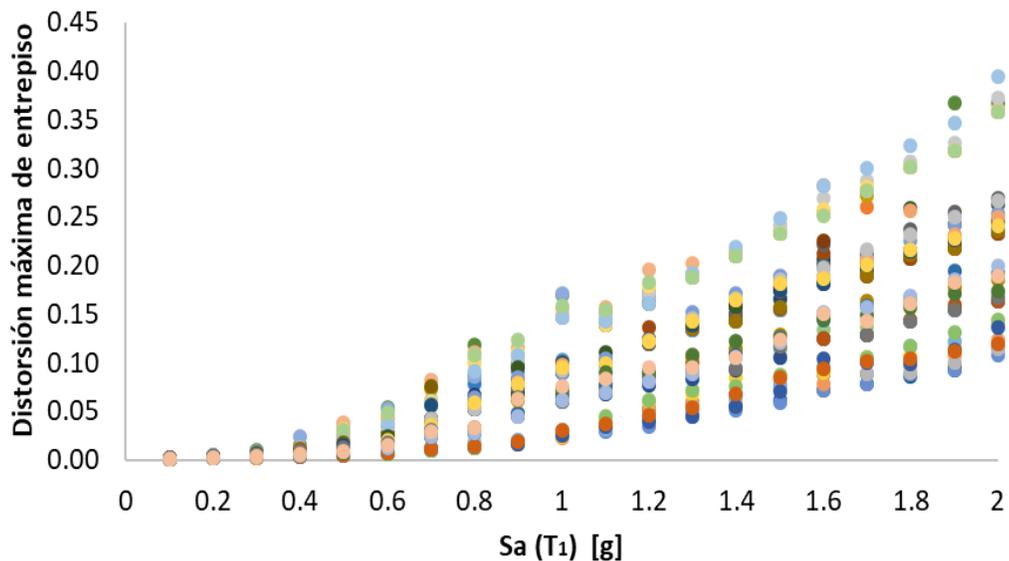


Figura 4.3 Ejemplo de análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso.

5 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL: RESULTADOS NUMÉRICOS

En esta sección se muestran los resultados obtenidos del análisis dinámico incremental efectuado a los marcos estructurales de acero con contraventeos restringidos contra pandeo. Para ello, se utilizaron como parámetros de desempeño a la distorsión máxima de entrepiso y la energía histerética disipada. En los análisis dinámicos se utilizaron niveles de intensidad en términos de $S_a(T_1)$ que varían desde 0.1g hasta 2.0g con incrementos de 0.1g.

5.1 Distorsión máxima de entrepiso

5.1.1 Modelo MCRP_5N

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de los análisis dinámicos efectuados al modelo estructural MCRP_5N que corresponde al marco de 5 niveles con contraventeos restringidos al pandeo. La 5.1 figura muestra los resultados de ADI para la distorsión máxima de entrepiso para el modelo considerado afectado por las secuencias del conjunto EP-R100%. Se puede concluir en la figura que para los primeros 5 niveles de intensidad, el valor de la deformación máxima de entrepiso muestra una tendencia lineal, a partir de 0.6 g, el número de puntos en la figura aumenta significativamente y, a medida que aumenta el nivel de intensidad se registran valores más grandes. Los valores correspondientes a intervalos de

nivel de intensidad superiores a 0.6g tienden a sufrir un mayor aumento en la distorsión de entrepiso con el aumento de la intensidad del movimiento sísmico. Esto significa que las secuencias sísmicas son las que imponen exigencias superiores al marco estructural con contraventeos para un porcentaje de la aceleración. En este caso, los marcos de acero imponen mayores exigencias a la distorsión de entrepiso.

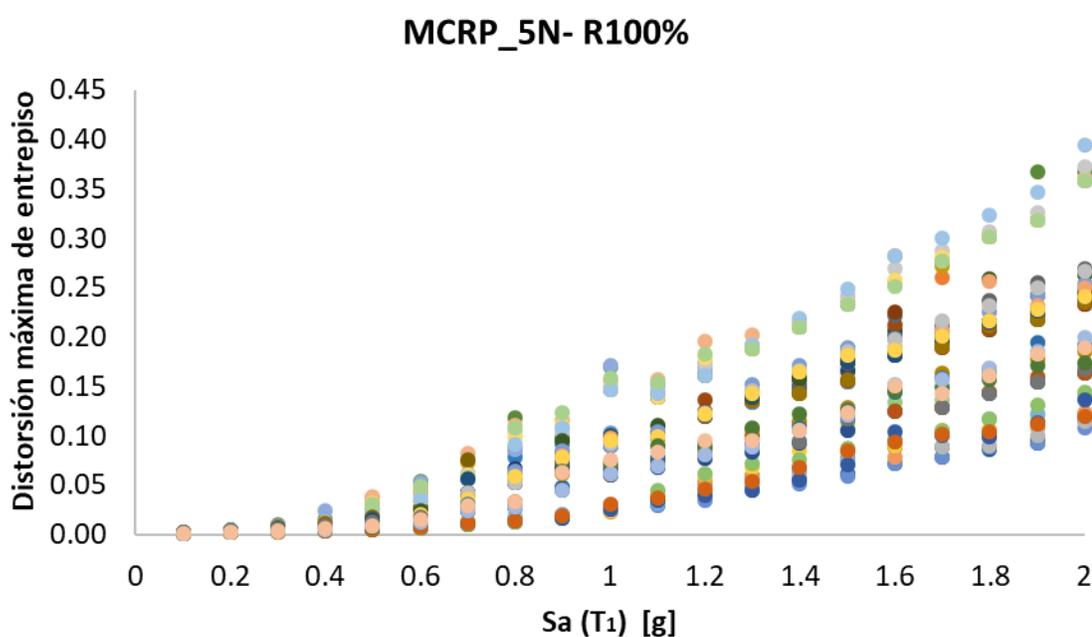


Figura 5.1 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R100%.

Las figuras 5.2, 5.3 y 5.4 muestran los resultados del ADI en términos de distorsiones máximas del modelo MCRP_5N sometido a las secuencias de los conjuntos EP-R25%, EP-R50% y EP-R75% respectivamente. En esta figura se distinguen 5 puntos en cada nivel de intensidad. Esto sugiere que la respuesta de la estructura está definida por el evento principal, ya que las 50 secuencias tienen la misma respuesta en comparación con la del evento

principal. En otras palabras, las réplicas no influyen en la respuesta en términos de distorsiones máximas del modelo MCRP_5N cuando son escaladas hasta el 75% de la aceleración máxima del registro real, ya que solo cuando se utilizan las secuencias EP-R75% si se observa un ligero incremento en la respuesta estructural.

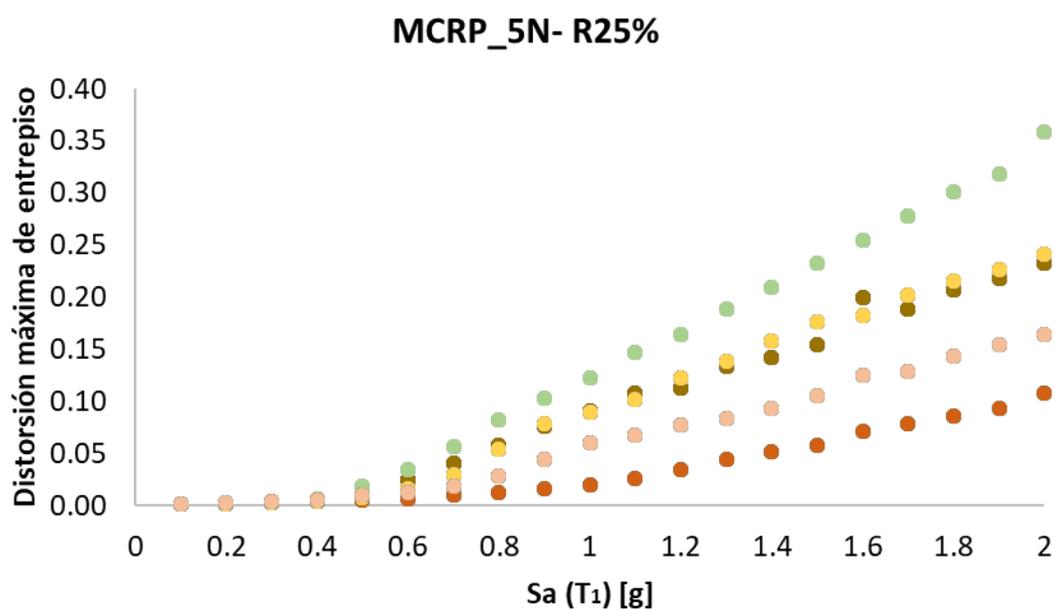


Figura 5.2 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R25%.

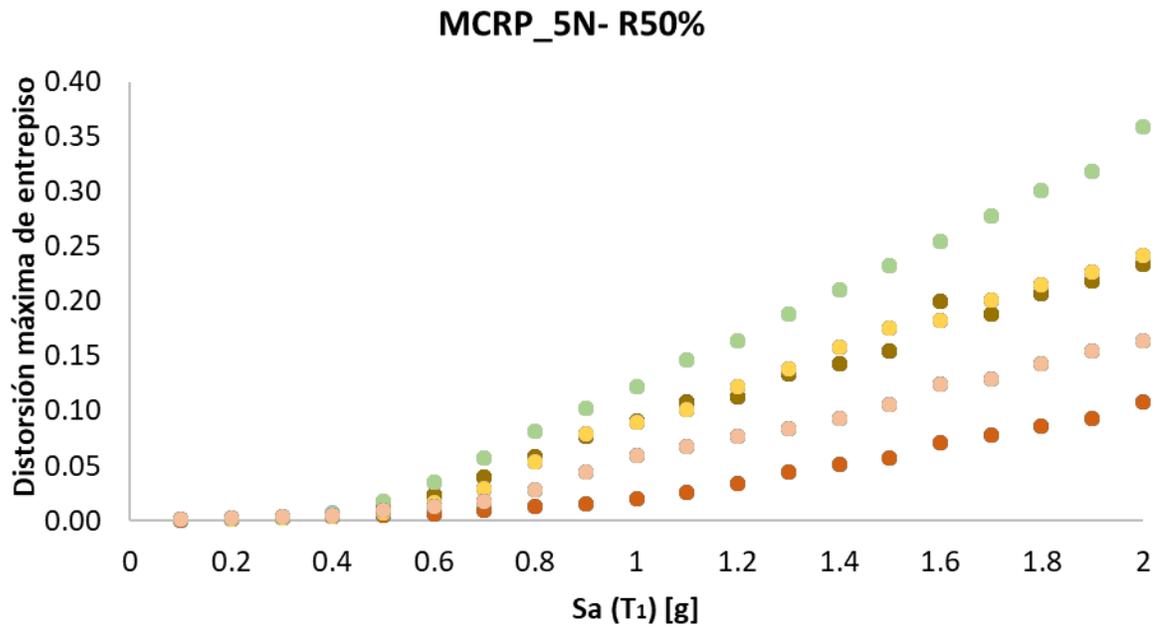


Figura 5.3 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R50%.

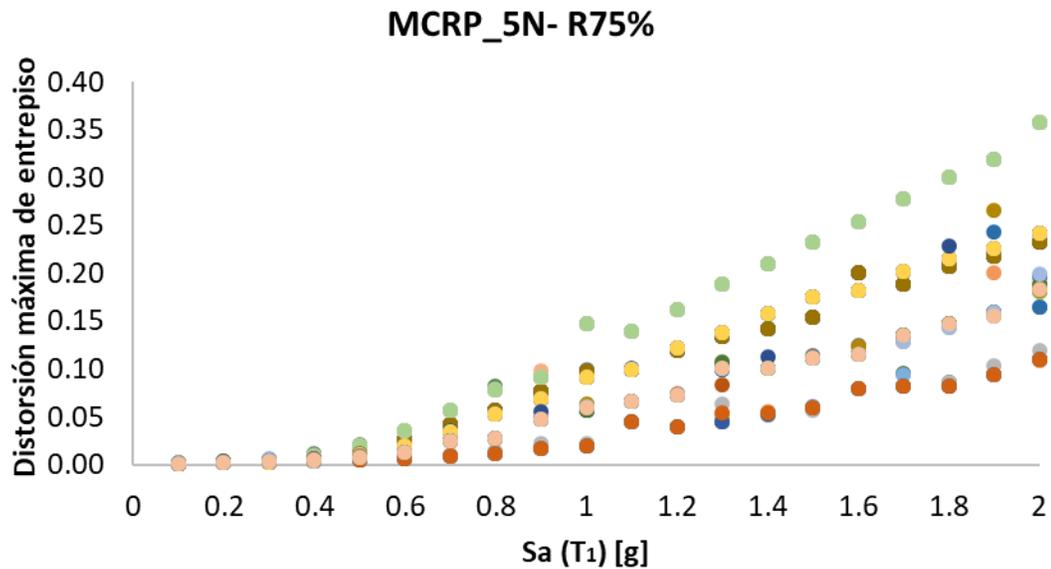


Figura 5.4 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R75%.

En la figura 5.5, se analizan las medianas del análisis dinámico incremental del modelo MCRP_5N para cada conjunto de secuencias sísmicas. Se observa con claridad que la mediana de distorsiones generada por las secuencias de los conjuntos EP-25%, EP-50% y EP-75% son prácticamente iguales, ya que no se distinguen entre sí y el conjunto EP-R100% es muy semejante a esta. Por lo tanto, se concluye las réplicas no influyen en la respuesta estructural en términos de la distorsión máxima de entrepiso.

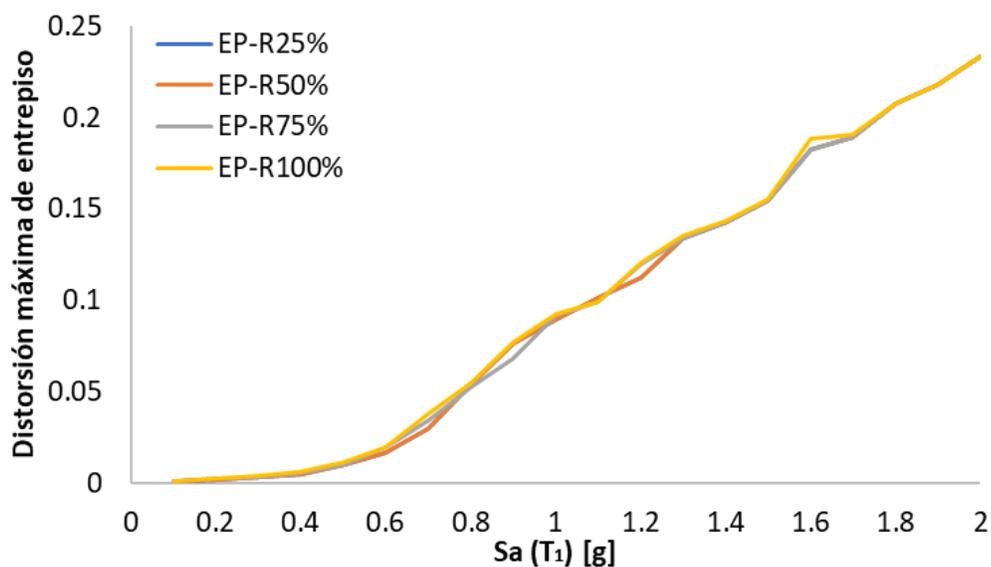


Figura 5.5 Medianas de los análisis dinámicos incrementales en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_5N.

5.1.2 Modelo MCRP_10N

Los resultados del análisis dinámico incremental en términos de distorsiones máximas de entrepiso para el modelo MCRP_10N sometido a la secuencia de los conjuntos EP-R100% se analizan en la figura 5.6. Se puede observar que los valores de distorsión tienden a crecer conforme se incrementa el nivel de intensidad en ambos conjuntos, así como la dispersión de datos aumenta conforme la intensidad de la réplica es mayor, lo que indica mayor incertidumbre en la respuesta estructural.

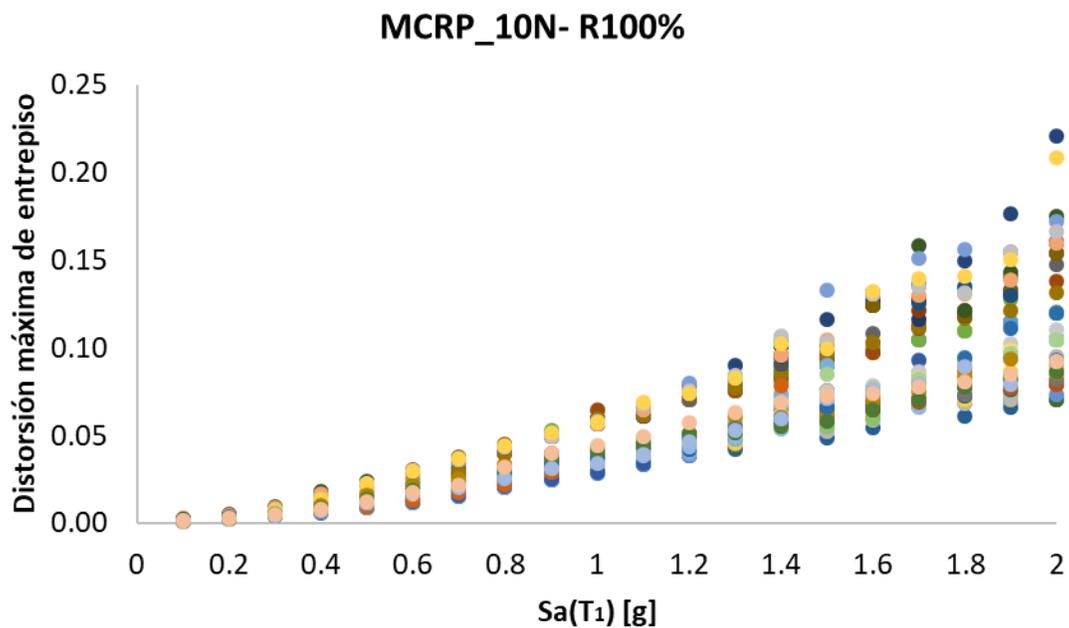


Figura 5.6 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R100%.

Las figuras 5.7, 5.8 y 5.9 muestran los resultados del ADI, de distorsiones máximas, del modelo MCRP_10N sometido a las secuencias de los conjuntos EP-R25%, EP-R50% y EP-R75% respectivamente. En estas figuras al igual que en el análisis del edificio de 5 niveles se distinguen solo 5 valores para cada nivel de intensidad sísmica, lo cual sugiere que la respuesta de la estructura está definida por el evento principal. En otras palabras, las réplicas no influyen en la respuesta en términos de distorsiones máximas del modelo MCRP_10N cuando son escaladas hasta el 75% de la aceleración máxima del registro real.

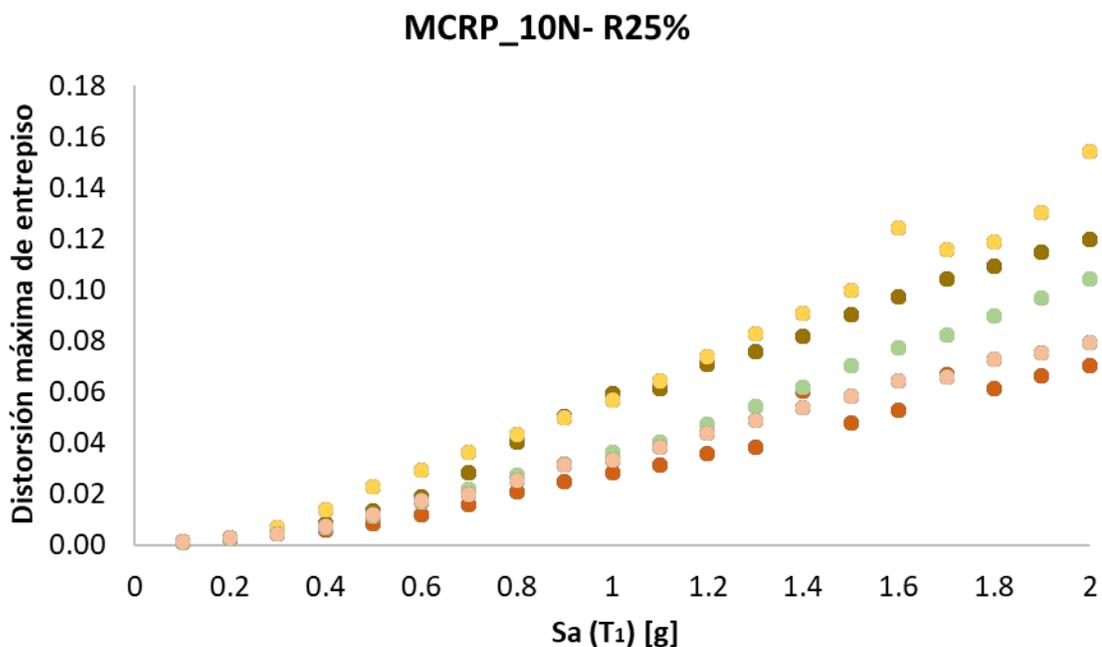


Figura 5.7 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R25%.

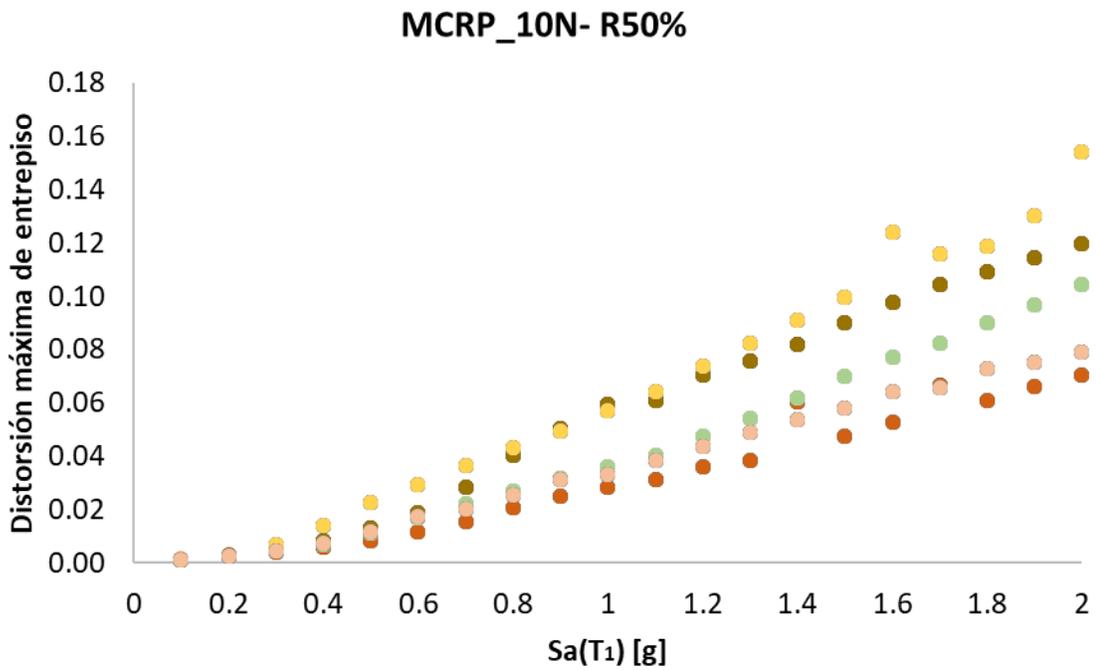


Figura 5.8 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R50%.

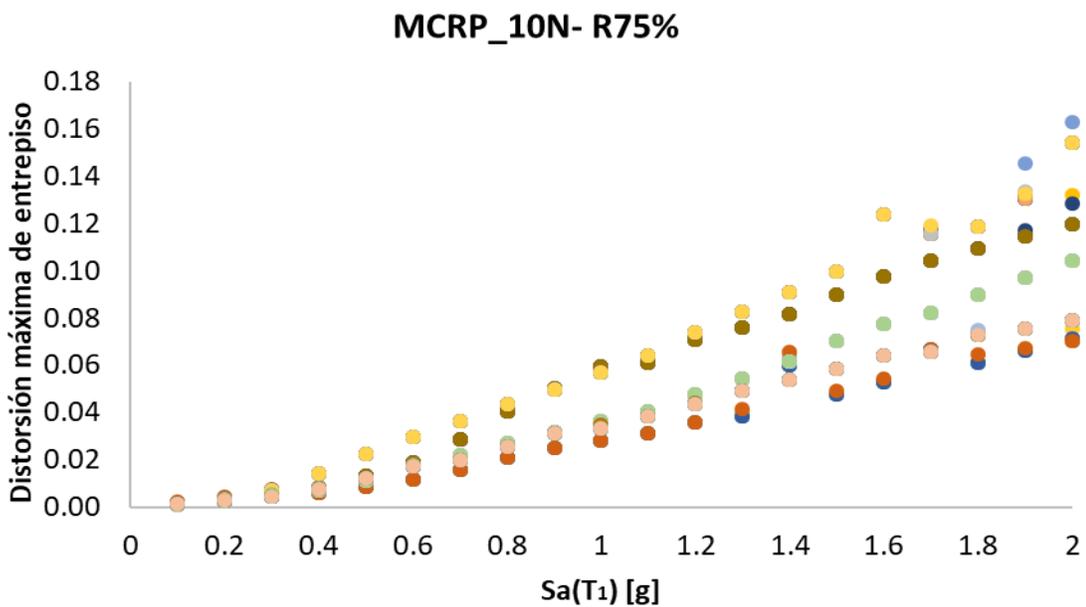


Figura 5.9 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R75%.

En la figura 5.10 se comparan las medianas del análisis dinámico incremental del modelo MCRP_10N para cada conjunto de secuencias sísmicas. Se observa que las medianas de los cinco conjuntos muestran un comportamiento similar, por lo que no existe influencia significativa del nivel de intensidad de la réplica escalada hasta un 75% de la aceleración máxima del evento principal.

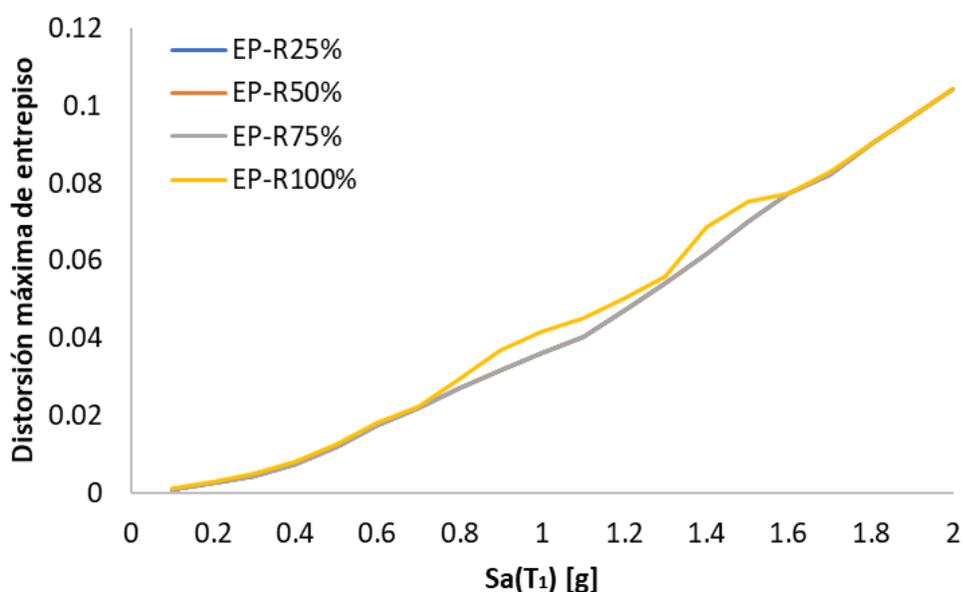


Figura 5.10 Medianas de los análisis dinámicos incrementales en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_10N.

5.1.3 Modelo MCRP_15N

En este apartado se comparan los resultados del ADI del modelo MCRP_15N para distintas secuencias sísmicas. En la figura 5.11, se muestran los resultados del análisis dinámico incremental en términos de distorsiones máximas de entrepiso sometido a las secuencias de

los conjuntos EP-R100%. Se puede observar que los valores de distorsión tienden a crecer conforme se incrementa el nivel de intensidad sísmica, así como la dispersión de la respuesta estructural aumenta conforme la intensidad de la réplica es mayor, lo que indica mayor incertidumbre en la respuesta estructural.

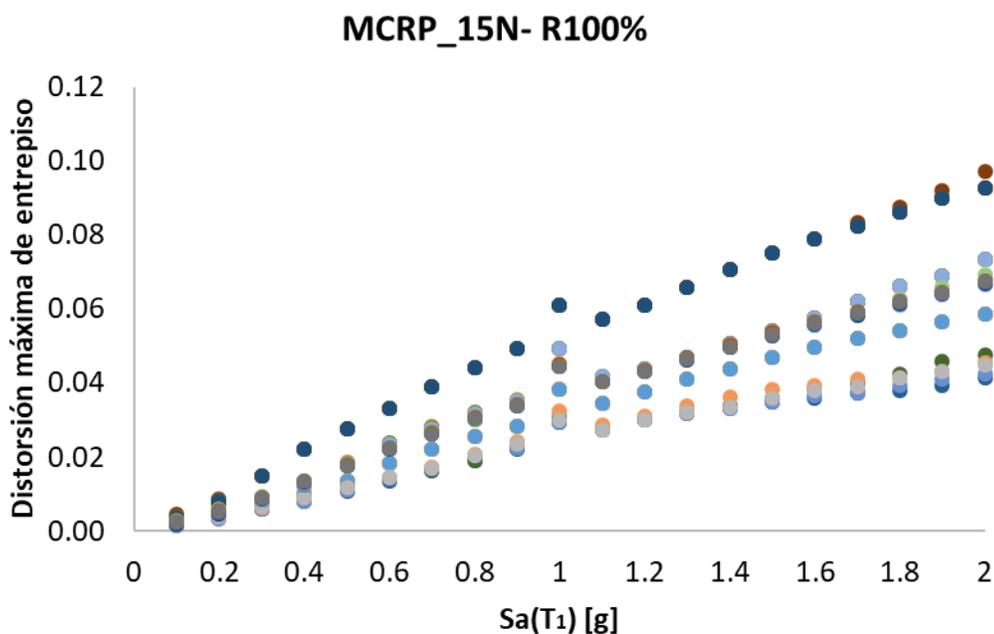


Figura 5.11 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R100%.

Las figuras 5.12, 5.13 y 5.14 muestran los resultados del ADI de distorsiones máximas del modelo MCRP_15N sometido a las secuencias de los conjuntos EP-R25%, EP-R50% y EP-R75% respectivamente. Al igual que en los análisis a edificios de 5 y 10 niveles en estas figuras se distinguen 5 puntos en cada nivel de intensidad. Lo anterior sugiere que la respuesta de la estructura está definida por el evento principal, ya que las 25 secuencias tienen

uno de los 5 eventos principales usados. En otras palabras, las réplicas no influyen en la respuesta en términos de distorsiones máximas del modelo MCRP_15N cuando son escaladas hasta el 75% de la aceleración máxima del registro principal.

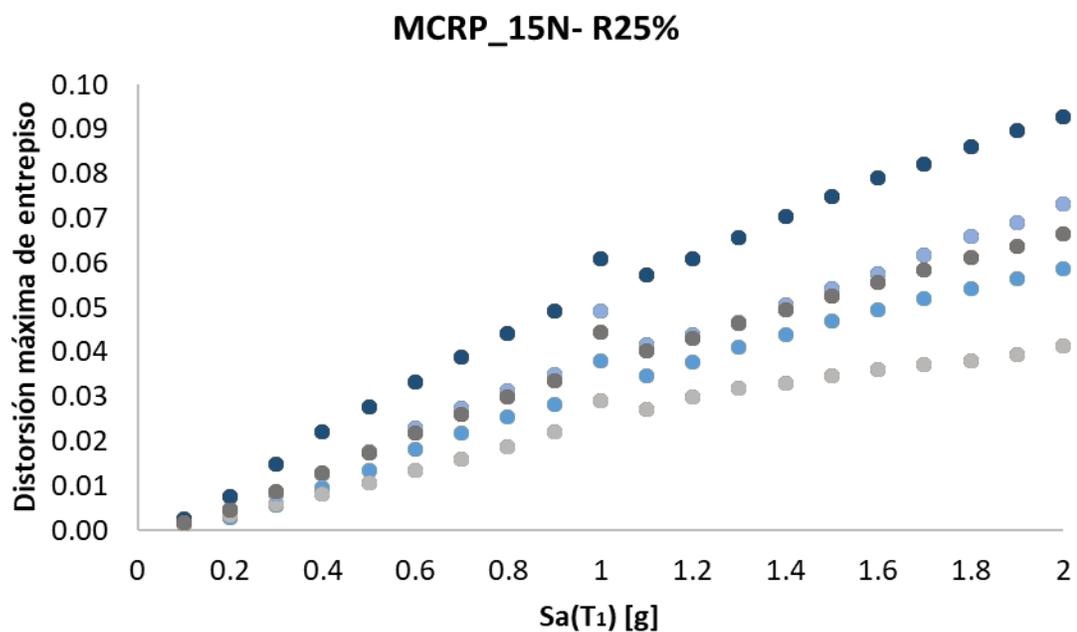


Figura 5.12 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R25%.

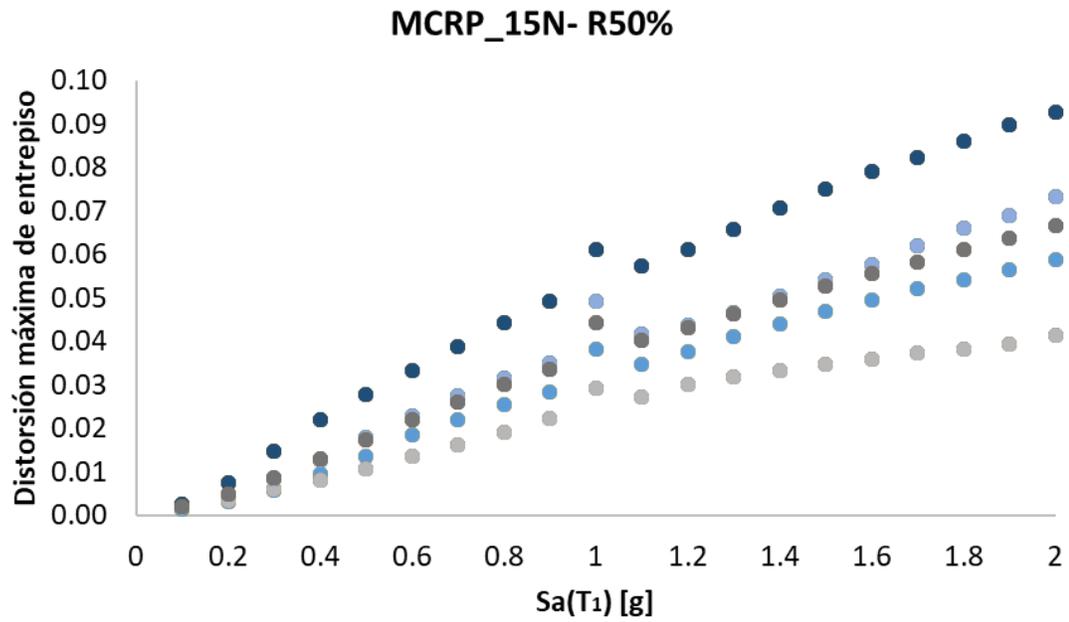


Figura 5.13 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R50%.

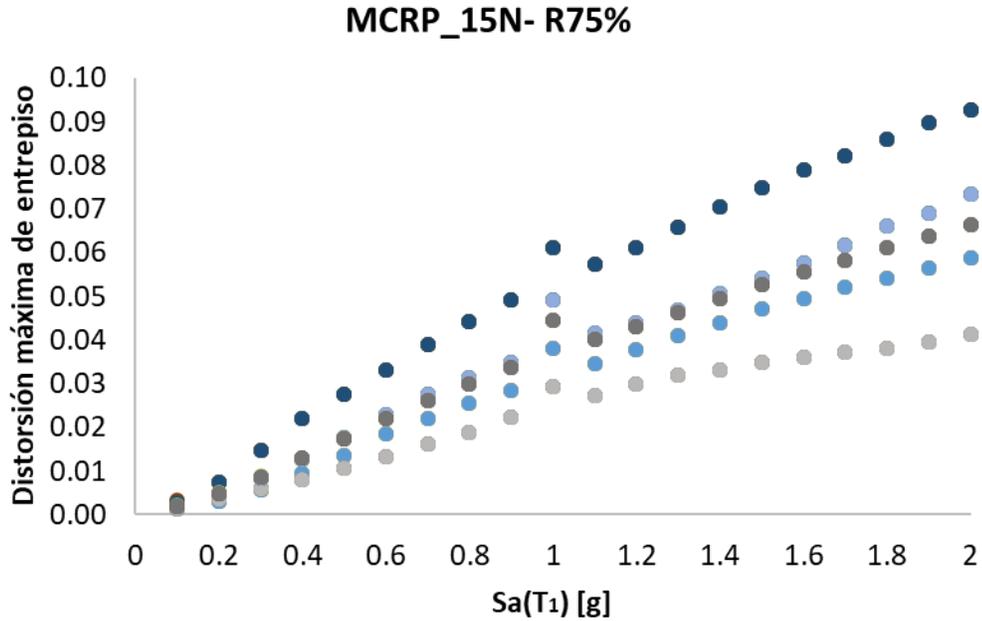


Figura 5.14 Análisis dinámico incremental en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R75%.

En la figura 5.15, se comparan las medianas del análisis dinámico incremental del modelo MCRP_15N, para cada conjunto de secuencias sísmicas. Las medianas de los cinco conjuntos muestran un comportamiento similar. Por todo lo anterior, se puede concluir que las réplicas no tienen efecto en las demandas de distorsión máxima de entrepiso.

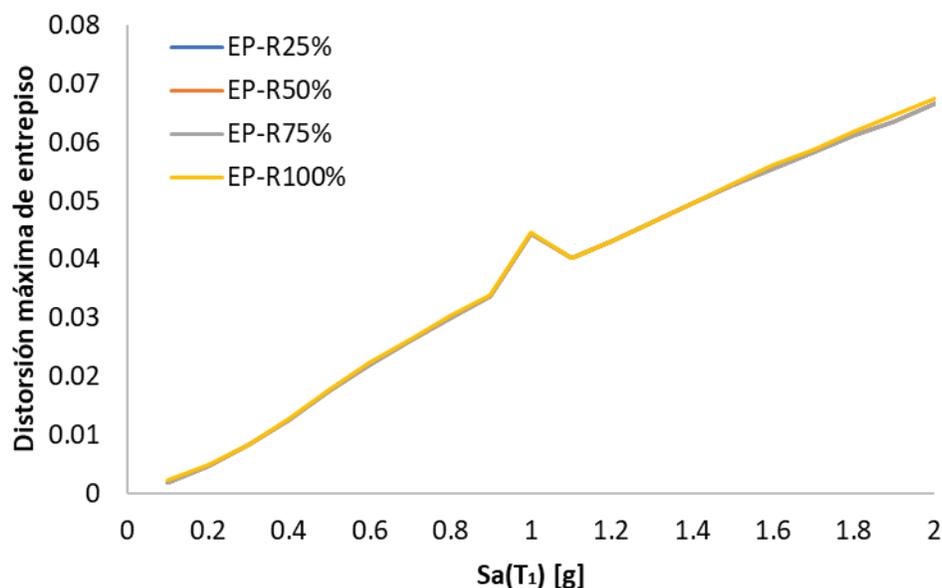


Figura 5.15 Medianas de los análisis dinámicos incrementales en términos de la distorsión máxima de entrepiso para el modelo MCRP_15N.

5.2 Perfil de distorsión máxima de entrepiso

Debido a que no es suficiente considerar un solo evento sísmico cuando se estudia el comportamiento de una estructura, generalmente se utiliza un conjunto de eventos sísmicos para evaluar la respuesta de la estructura. Se proporcionan las figuras 5.16 y 5.17 para mostrar el intervalo de valores que pueden ocurrir en estructuras con el mismo nivel de intensidad y

diferentes eventos sísmicos. En las figuras se muestran los perfiles de distorsión máximos de los modelos MCRP_5N y MCRP_10N para dos niveles de intensidad sísmica (0.5g y 1.0g), de 50 secuencias sísmicas de los conjuntos EP-R100 %, así como la distorsión promedio. Se analiza que las mayores demandas de distorsión máxima ocurren en los entrepisos inferiores para el edificio de 5 niveles, mientras que en los entrepisos ubicados por debajo de la mitad de la altura para el de 10 niveles. En otras palabras, los entrepisos con mayores demandas son aquellos que están debajo de la mitad de la altura del edificio.

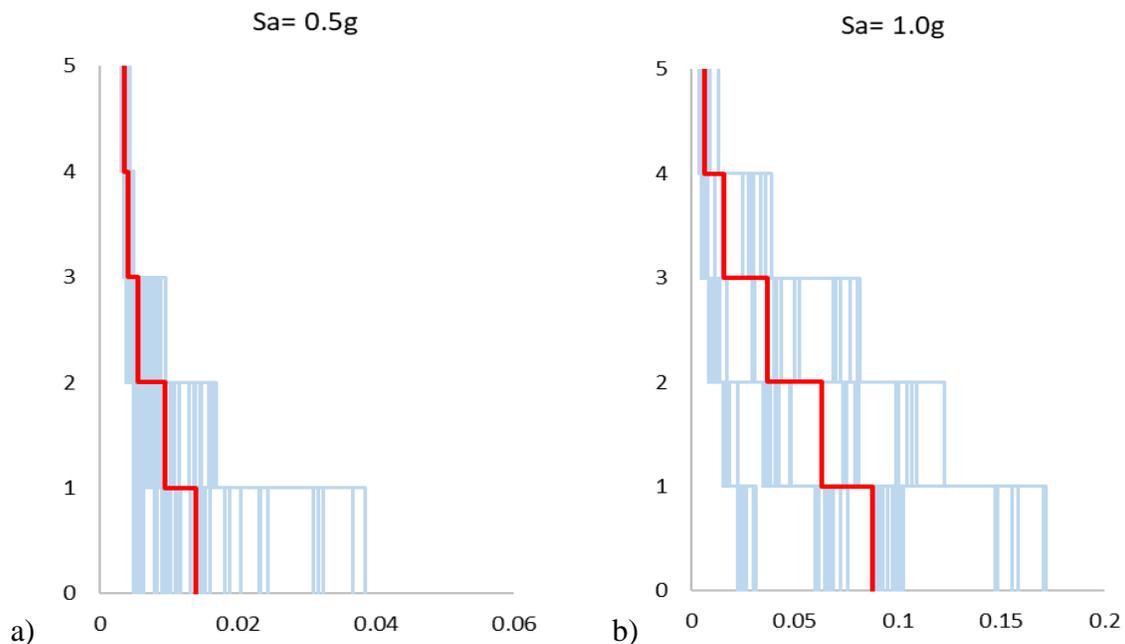


Figura 5.16 Perfiles de distorsión máxima para el modelo MCRP_5N ante las secuencias sísmicas EP-R100% para un nivel de intensidad determinado. a) $S_a=0.5g$ b) $S_a=1.0g$.

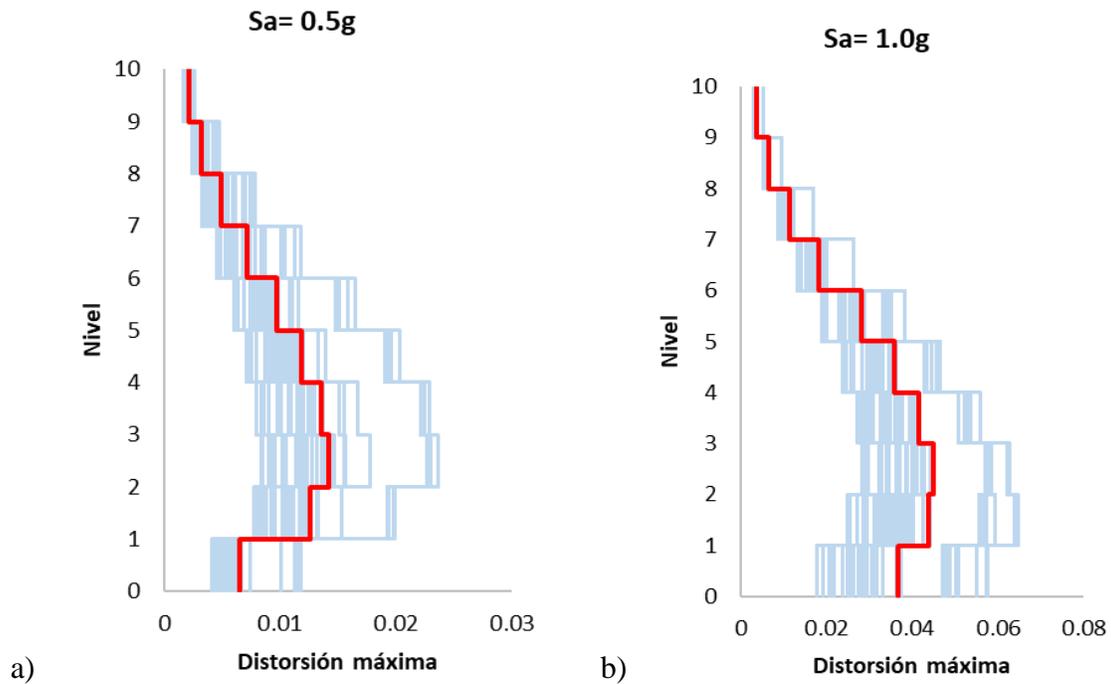


Figura 5.17 Perfiles de distorsión máxima para el modelo MCRP_10N ante las secuencias sísmicas EP-R100% para un nivel de intensidad determinado. a) $S_a=0.5g$ b) $S_a=1.0g$.

Con la finalidad de comparar la influencia de la intensidad de la réplica en las demandas de distorsión máxima de entrepiso. En las figuras 5.18 y 5.19 se muestran los valores promedio de los perfiles de distorsión máxima para los marcos MCRP_5N y MCRP_10N, asociados a varios niveles de intensidad del movimiento y para cada conjunto de secuencias sísmicas generadas a partir de réplicas con distintas intensidades en términos de la aceleración máxima del suelo. En general se observa que, para demandas de intensidad sísmica muy altas, las réplicas no influyen en los perfiles de distorsión si únicamente se considera el evento principal.

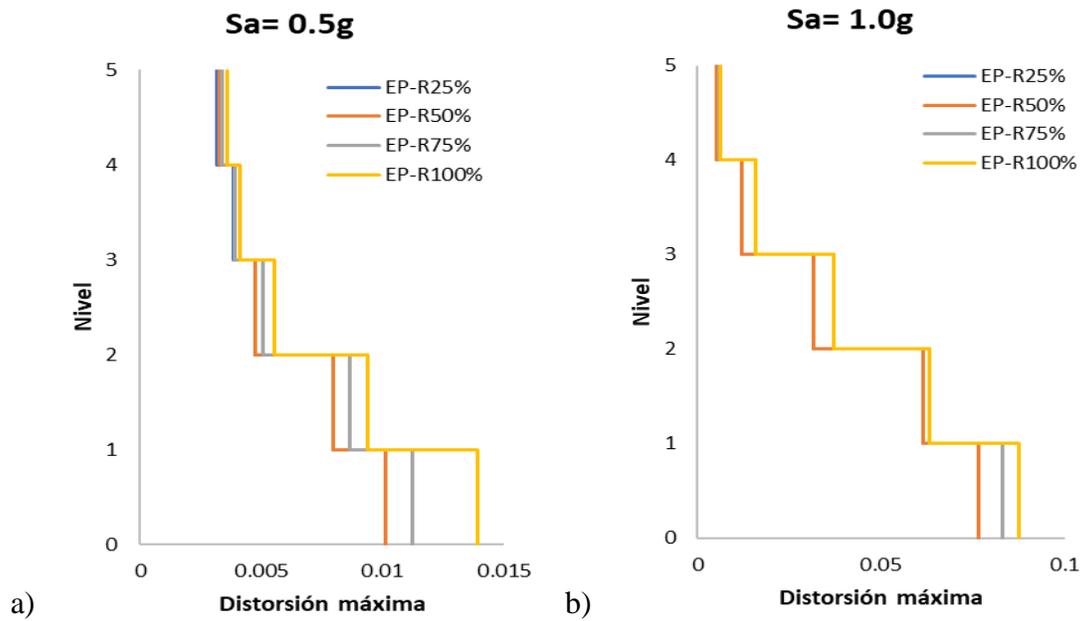


Figura 5.18 Perfiles de distorsión máxima promedio de cada conjunto de eventos sísmicos, para el modelo MCRP_5N para un nivel de intensidad determinado. a) $S_a=0.5g$ b) $S_a=1.0g$.

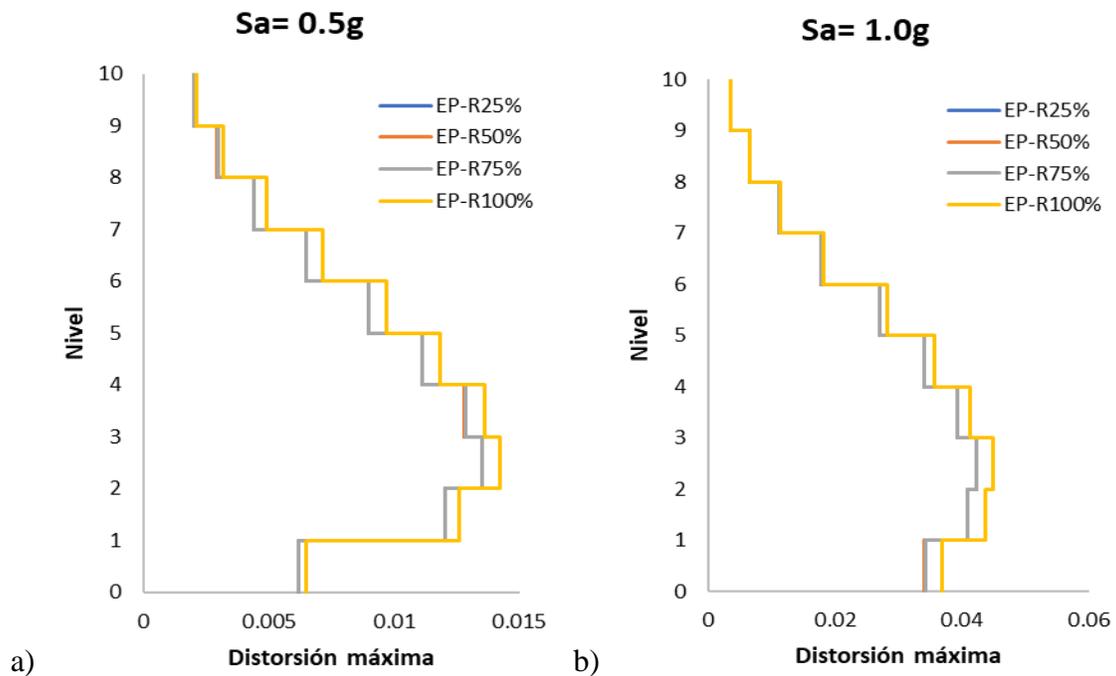


Figura 5.19 Perfiles de distorsión máxima promedio de cada conjunto de eventos sísmicos, para el modelo MCRP_10N para un nivel de intensidad determinado. a) $S_a=0.5g$ b) $S_a=1.0g$.

5.2.1 Efecto de las réplicas en la distorsión máxima entre pisos

Esta sección muestra los perfiles de distorsión máxima de entrepiso promedio para tres niveles de intensidad (0,5 g, 1,0 g y 1,5 g) para distintos modelos y conjuntos de secuencias sísmicas. El perfil promedio se traza por separado considerando solo la respuesta estructural al sismo principal y la respuesta del edificio al sismo principal y la réplica; es decir, se considera la secuencia completa. Se pretende mostrar el efecto sobre la distorsión de entrepiso al tomar en cuenta el evento principal y las réplicas. Las figuras 5.20 y 5.21 muestran los perfiles de distorsión de los modelos afectados por dos conjuntos de secuencias de sismos. La línea discontinua considera solo el sismo principal, y la línea sólida es el sismo principal y la réplica. Los resultados de cada modelo probado se analizan en las siguientes secciones.

5.2.1.1 Modelo MCRP_5N

En la figura 5.20 se observan los perfiles de distorsión promedio para los dos conjuntos de secuencias sísmicas. Se han graficado los perfiles de distorsión para tres niveles de intensidad del evento principal: 0.5g, 1.0g 1.5g.

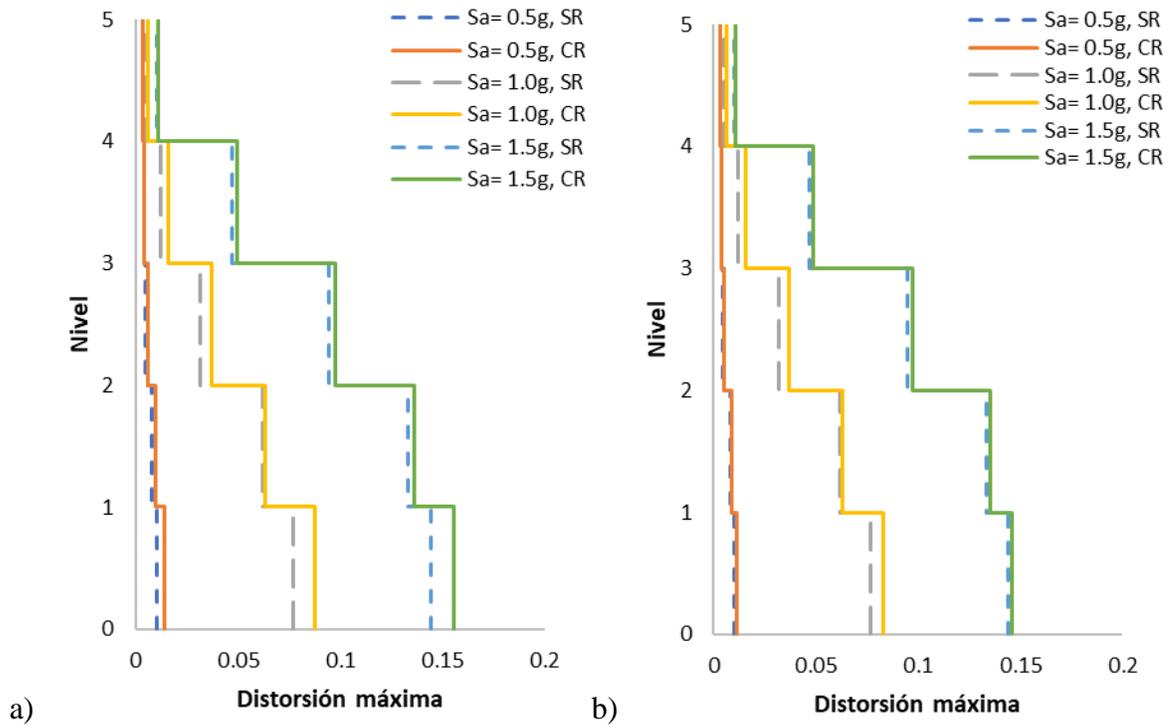


Figura 5.20 Perfil de distorsiones de la estructura MCRP_5N, para niveles de intensidad: 0.5g 1.0g 1.5g, considerando efecto de réplica y sin réplica: a) conjunto EP-R100%, b) conjunto EP-R75%.

Las figuras 5.20a muestran que las secuencias de los conjuntos EP-R100%, afectan la respuesta de la estructura, unos más que otros; en cambio, la Figura 5.20b muestra la curva de distorsión máxima de la respuesta del EP y EP+R75% presentan valores muy cercanos, lo que indica que las réplicas de la secuencia del conjunto EP-R75% tiene una influencia muy baja en la respuesta de la estructura, debido a que las réplicas escaladas a un 75% no incrementan las demandas de distorsión máxima de entrepiso.

5.2.1.2 Modelo MCRP_10N

En la figura 5.21 se observan los perfiles de distorsión promedio para tres conjuntos de secuencias sísmicas. Se han graficado los perfiles de distorsión para tres niveles de intensidad del evento principal: 0.5g, 1.0g 1.5g.

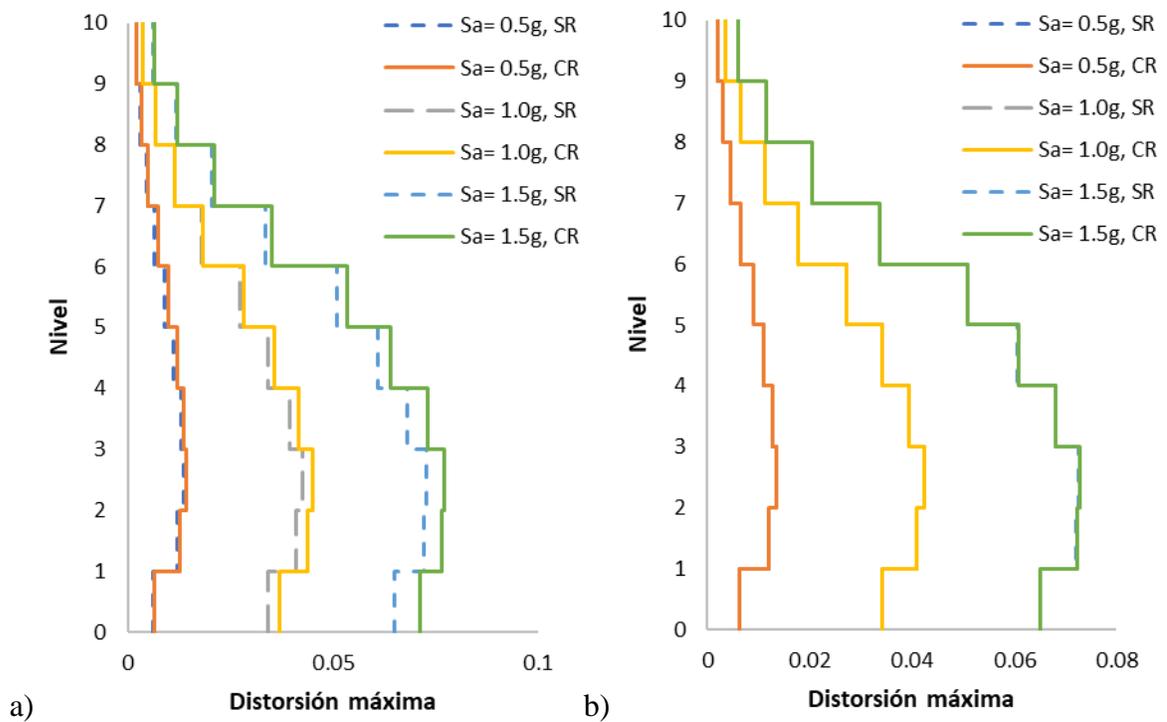


Figura 5.21 Perfil de distorsiones de la estructura MCRP_10N, para niveles de intensidad: 0.5g 1.0g 1.5g, considerando efecto de réplica y sin réplica: a) conjunto EP-R100%, b) conjunto EP-R75%.

La figura 5.21 muestra los perfiles de distorsión correspondientes al modelo MCRP_10N. Se observa el mismo efecto de las réplicas en la respuesta que en el modelo MCRP_5N; es decir,

las secuencias del conjunto EP-R100% influyen ligeramente en la distorsión máxima de la estructura como lo muestran la figura 5.21a, mientras que para niveles de intensidad de réplica más bajos la demanda estructural es prácticamente la misma que sin considerar efecto de réplica.

5.2.1.2 Modelo MCRP_15N

En la figura 5.22 se observan los perfiles de distorsión promedio para dos conjuntos de secuencias sísmicas. Se han graficado los perfiles de distorsión para tres niveles de intensidad del evento principal: 0.5g, 1.0g, 1.5g. En general se observa que las réplicas no influyen en las demandas de distorsión máxima de entrepiso.

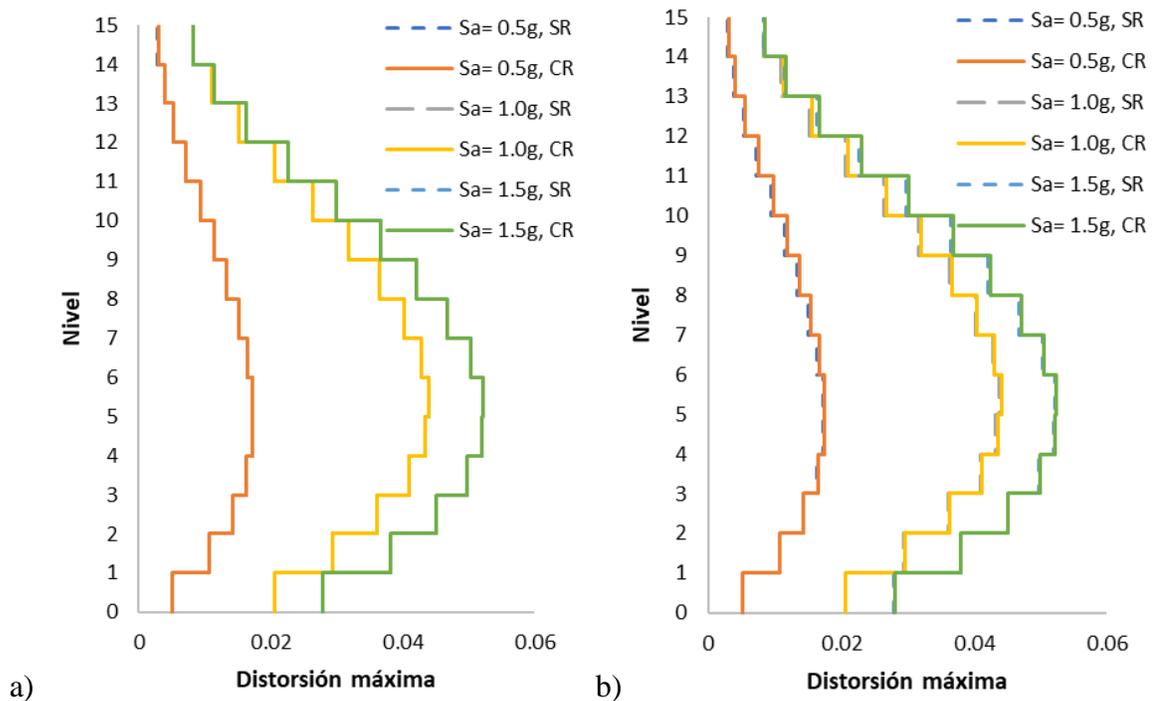


Figura 5.22 Perfil de distorsiones de la estructura MCRP_15N, para niveles de intensidad: 0.5g, 1.0g, 1.5g, considerando efecto de réplica y sin réplica: a) conjunto EP-R100%, b) conjunto EP-R75%.

5.3 Demandas de energía histerética

En el apartado pasado se observó que las réplicas no tienen un gran efecto en las demandas de distorsión máxima en edificaciones; sin embargo, varios investigadores han sugerido que las distorsiones máximas de entrepiso pueden no representar de forma adecuada el daño en las estructuras. Por lo anterior, varios estudios recomiendan el uso de parámetros como lo son la energía histerética disipada, por ejemplo, en el Simposio internacional sobre metodologías de diseño sísmico para la próxima generación de códigos indican [34]: “El daño acumulativo (energía disipada) debe considerarse particularmente en el diseño de: Estructuras con elementos que se deterioran rápidamente; movimiento del suelo de larga duración”. En casos como estos, el diseño sísmico debe actualizarse para tener en cuenta explícitamente el efecto de las demandas acumulativas de deformación plástica, por lo tanto, indirectamente, el efecto de la duración del movimiento fuerte en el desempeño estructural [26, 35].

En esta sección se muestran los resultados obtenidos de los análisis dinámicos (en términos de energía histerética normalizada) efectuados a los distintos modelos estructurales los cuales corresponden a marcos de 5, 10 y 15 niveles con contraventeos restringidos al pandeo. A continuación, se ilustran los resultados del ADI en términos de energía histerética de los modelos sometidos a diversas secuencias sísmicas.

La energía de histerética total disipada por la estructura se calcula como la suma de la energía disipada por todos los elementos estructurales (vigas, columnas y contraventeos). Es importante mencionar que la energía se normaliza entre la fuerza y el desplazamiento de fluencia; es decir se obtiene la energía histerética normalizada (E_{HN}), que es un parámetro más útil, como han demostrado varios autores [28, 36].

5.3.1 Modelo MCRP_5N

En las figuras 5.23 a 5.26, se analizan los resultados del ADI con valores de energía histerética normalizada, del modelo MCRP_5N sometido a las secuencias de los conjuntos EP-R100%, EP-R75%, EP-R50% y EP-R25%, respectivamente. Se puede observar que los valores de energía histerética tienden a crecer en forma exponencial conforme se incrementa el nivel de intensidad, así como la dispersión de datos aumenta conforme la intensidad de la réplica es mayor, lo que indica mayor incertidumbre en la respuesta estructural.

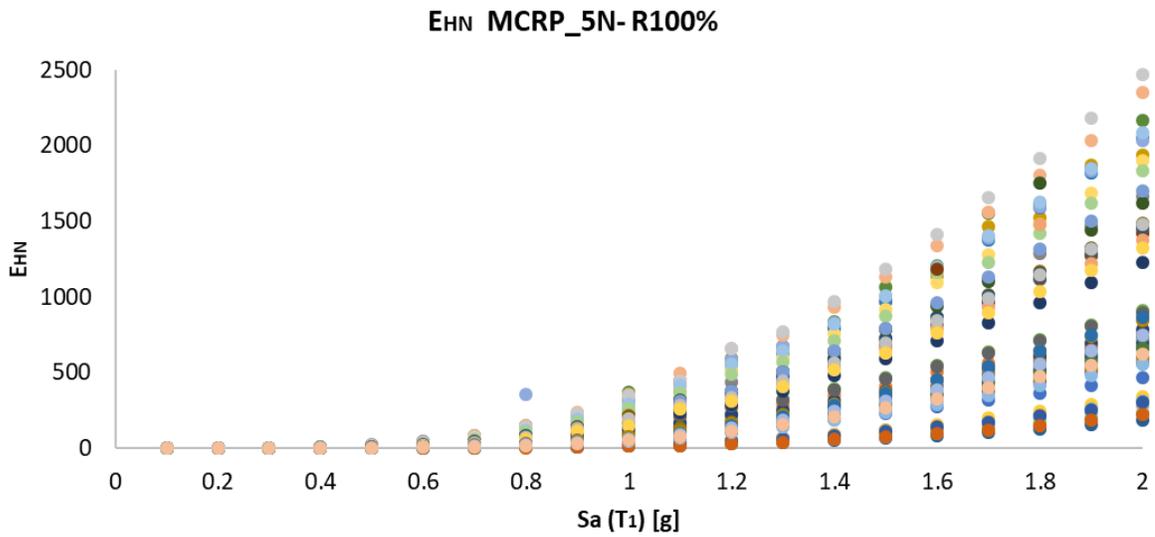


Figura 5.23 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R100%.

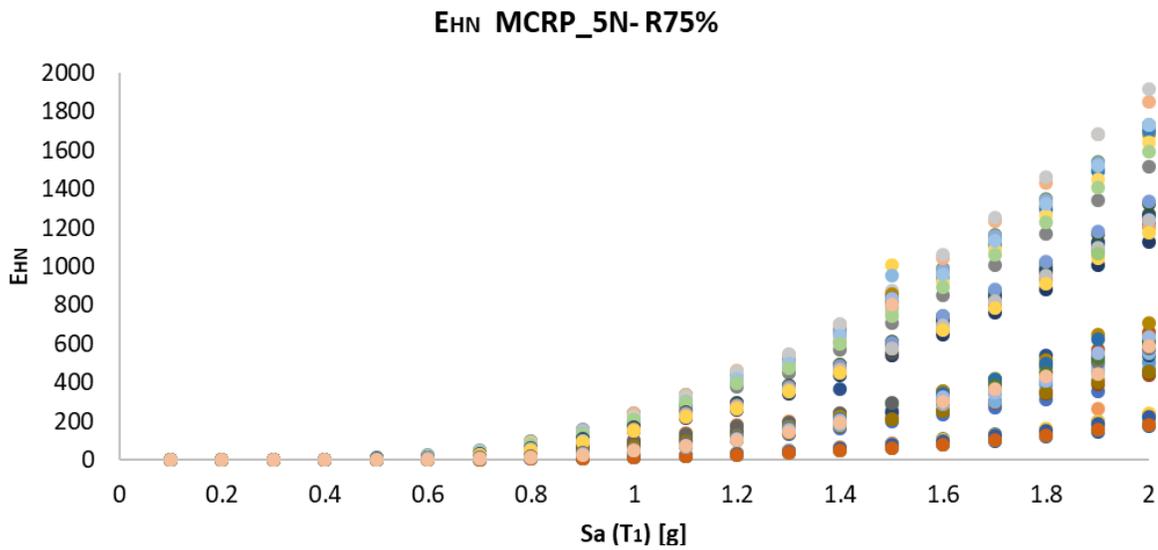


Figura 5.24 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R75%.

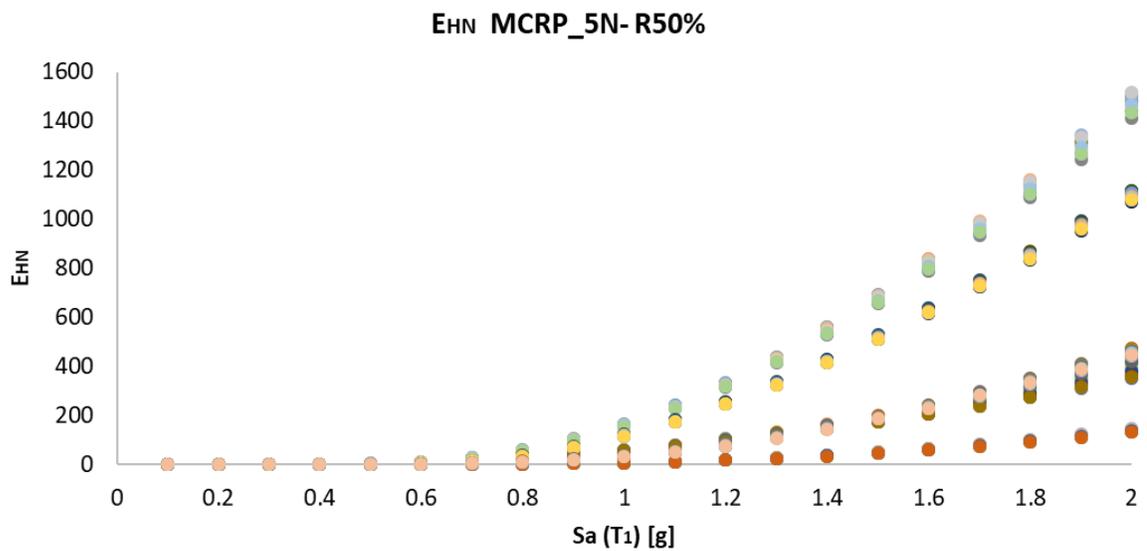


Figura 5.25 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R50%.

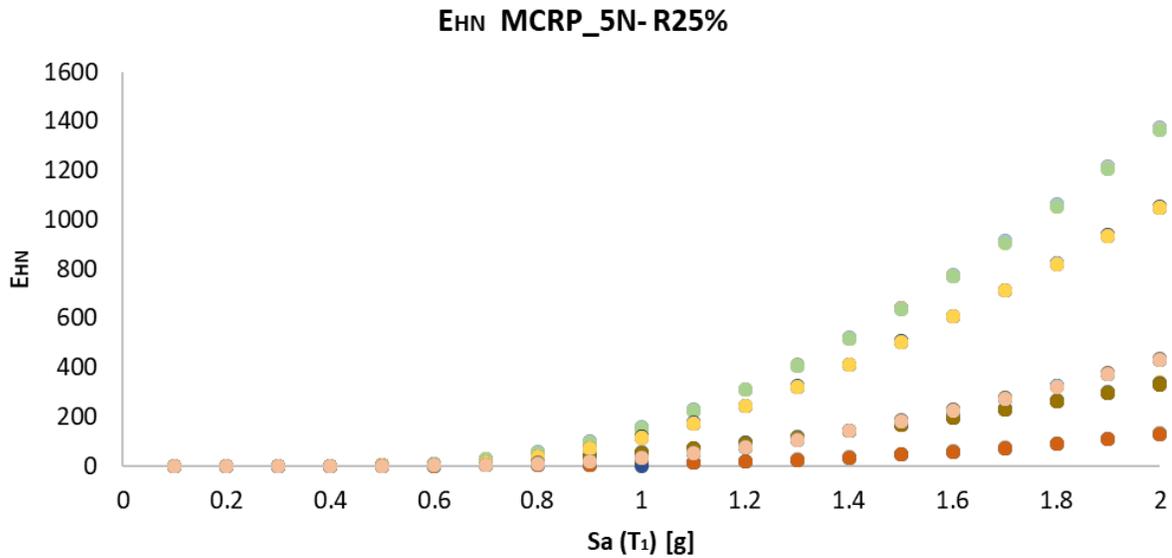


Figura 5.26 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_5N sometido a las secuencias sísmicas EP-R25%.

En las figuras 5.26 y 5.27 se observan cinco líneas de resultados en cada nivel de intensidad, lo cual nos indica que las réplicas de hasta un cincuenta por ciento de la aceleración máxima del registro del evento principal no afecta la E_{HN} disipada por el edificio.

En la figura 5.27 se muestran las medianas del análisis dinámico incremental del modelo MCRP_5N para cada conjunto de secuencias sísmicas. Se observa con claridad que la mediana de energías histeréticas normalizadas generadas por las secuencias de los conjuntos EP-25% y EP-50% son prácticamente iguales ya que no se encuentran muy cercanas y en los conjuntos EP-R75% y EP-R100% se puede observar como el efecto de las réplicas si tienen un impacto en las demandas de energías histeréticas disipadas por el edificio.

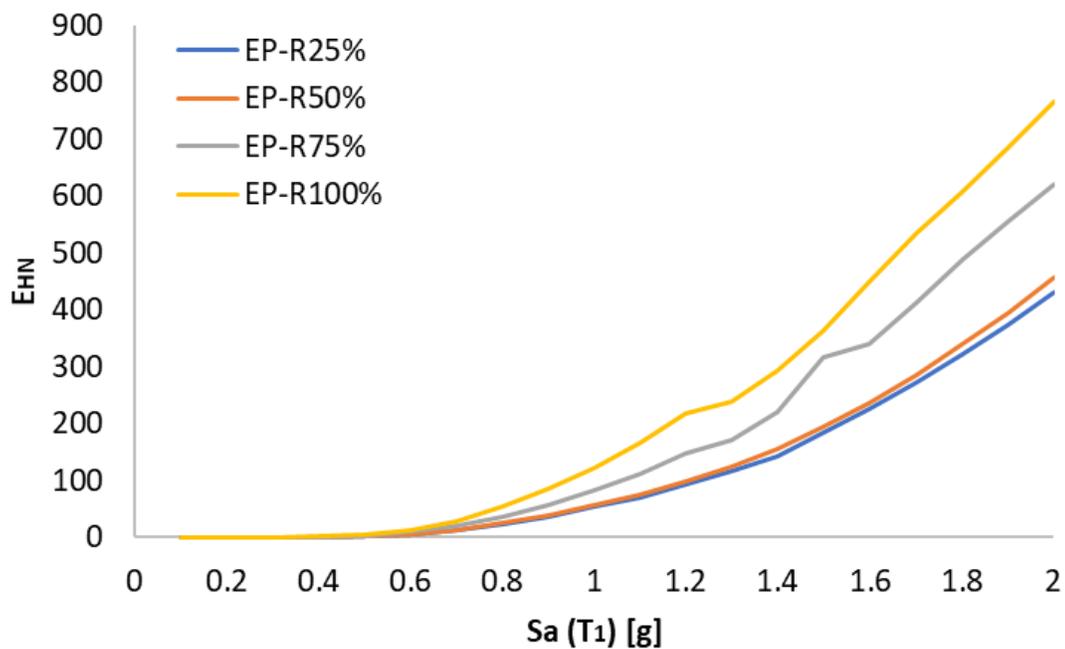


Figura 5.27 Medianas de los análisis dinámicos incrementales en términos de energía histerética normalizada para el modelo MCRP_5N.

5.3.2 Modelo MCRP_10N

A continuación, se muestran las figuras 5.28 a 5.31, donde se indican los resultados del análisis dinámico incremental en términos de energía histerética normalizada del modelo MCRP_10N sometido a las secuencias de los conjuntos EP-R100%, EP-R75%, EP-R50% y EP-R25% respectivamente. Se puede observar que los valores de energía histerética tienden a crecer de forma exponencial conforme se incrementa el nivel de intensidad, así como la dispersión de datos aumenta conforme la intensidad de la réplica es mayor.

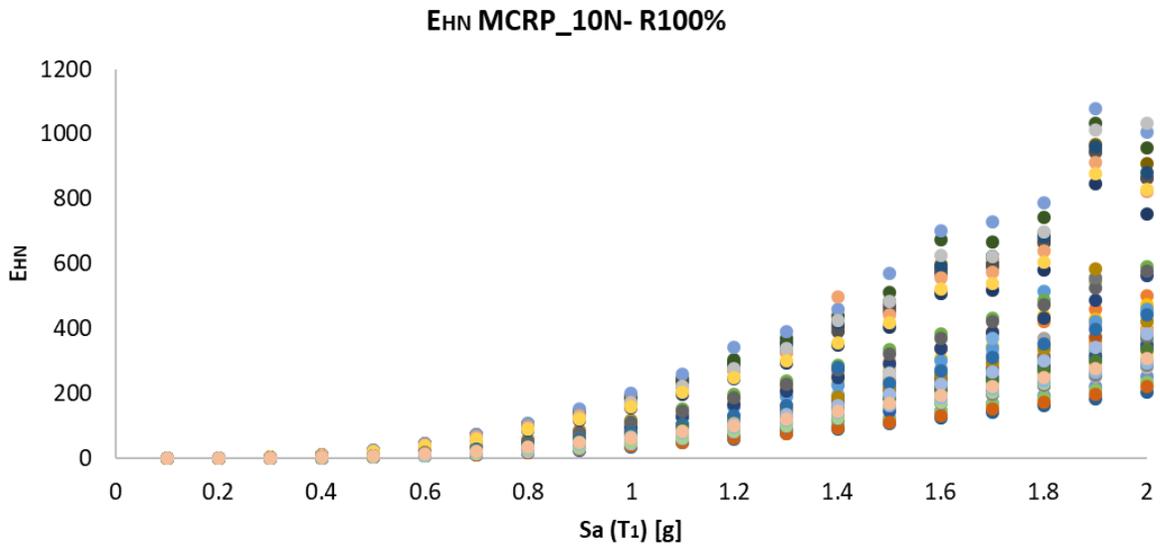


Figura 5.28 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R100%.

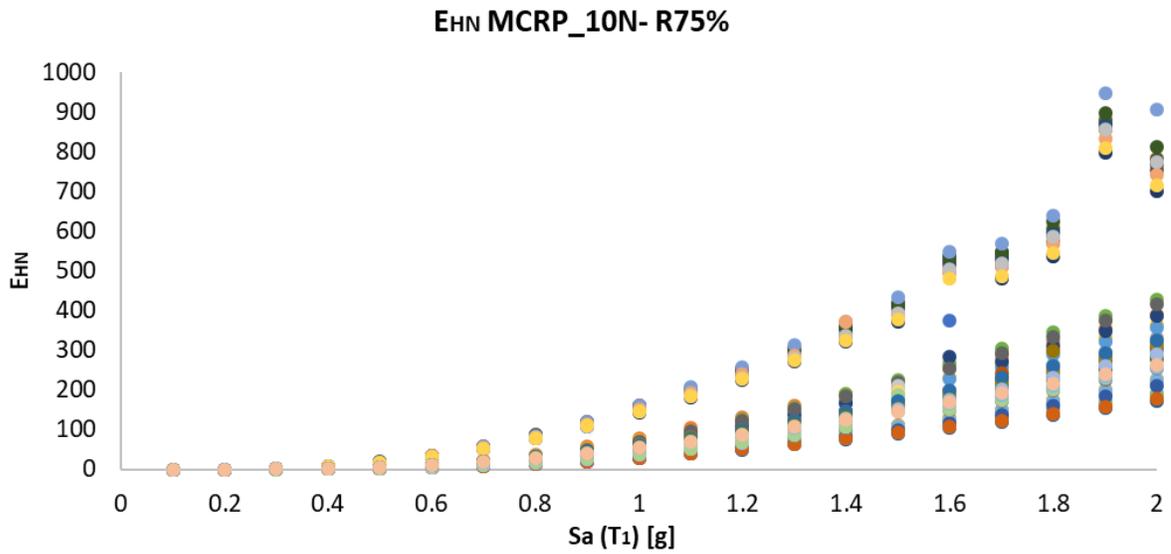


Figura 5.29 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R75%.

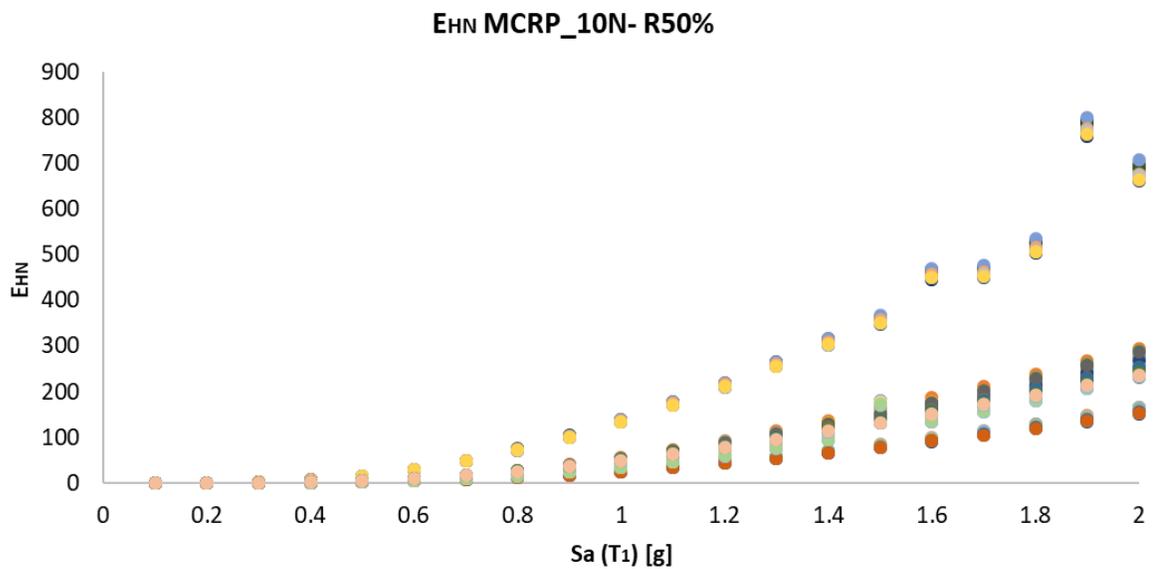


Figura 5.30 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R50%.

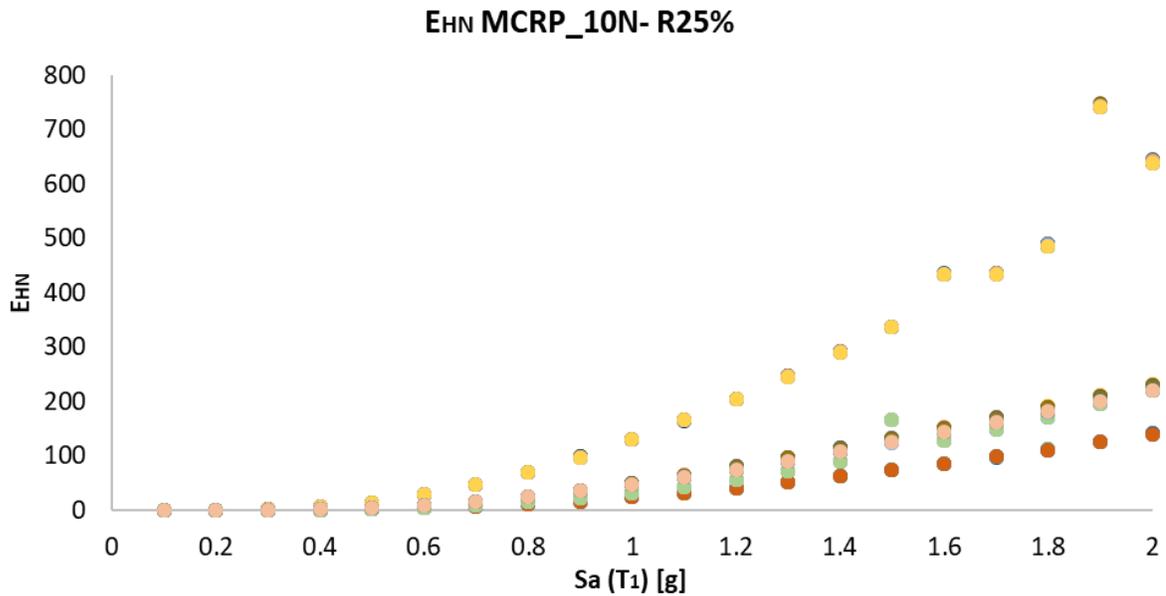


Figura 5.31 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_10N sometido a las secuencias sísmicas EP-R25%.

Como se observó en los resultados obtenidos en el edificio de 5 niveles en la figura 5.32 se pueden analizar cinco líneas de resultados en cada nivel de intensidad. Lo cual nos sugiere que la E_{HN} disipada por el edificio está definida por el evento principal. A diferencia del edificio de 5 niveles, en este caso se observa que a partir del conjunto de secuencias EP-R50% los datos de E_{HN} disipada comienzan a notarse más dispersos con un nivel de réplica de un cincuenta por ciento de la aceleración máxima del evento principal.

En la figura 5.32, se muestra las medianas del análisis dinámico incremental del modelo MCRP_10N, para cada conjunto de secuencias sísmicas. Los resultados sugieren que a

medida que se incrementa la réplica las demandas de energía histerética normalizada tienden a aumentar.

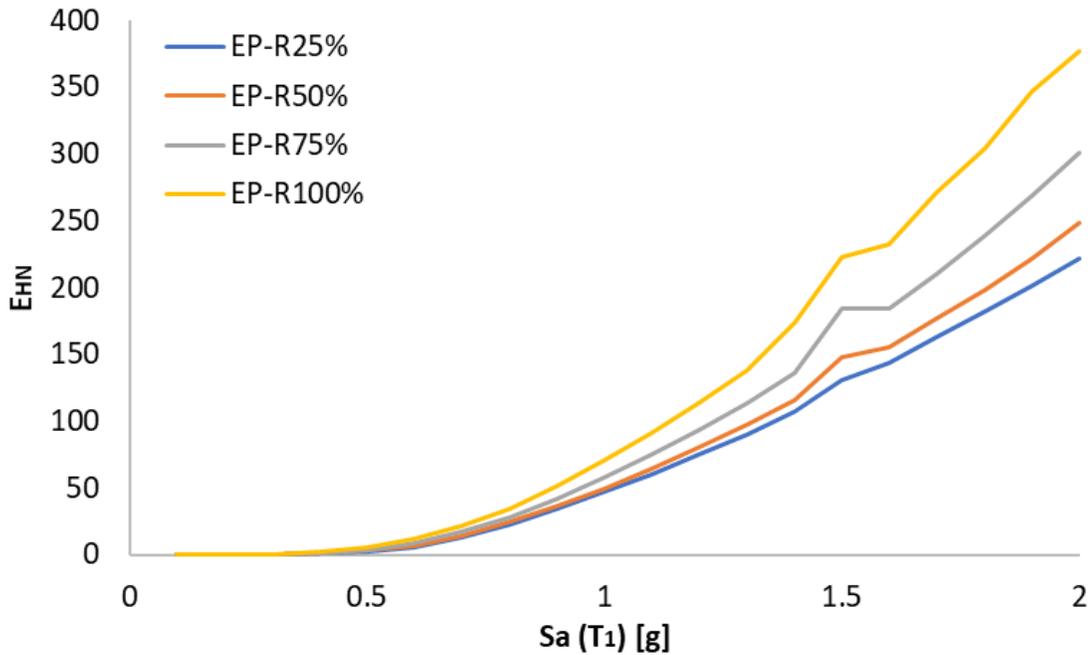


Figura 5.32 Medianas de los análisis dinámicos incrementales en términos de energía histerética normalizada para el modelo MCRP_10N.

5.3.3 Modelo MCRP_15N

A continuación, se muestran las figuras 5.33 a 5.36, donde se exhiben los resultados del ADI en términos de E_{HN} , del modelo MCRP_15N sometido a las secuencias de los conjuntos EP-R100%, EP-R75%, EP-R50% y EP-R25% respectivamente. Se puede observar que los valores de energía histerética tienden a crecer de forma exponencial conforme se incrementa

el nivel de intensidad, así como la dispersión de datos aumenta conforme la intensidad de la réplica es mayor.

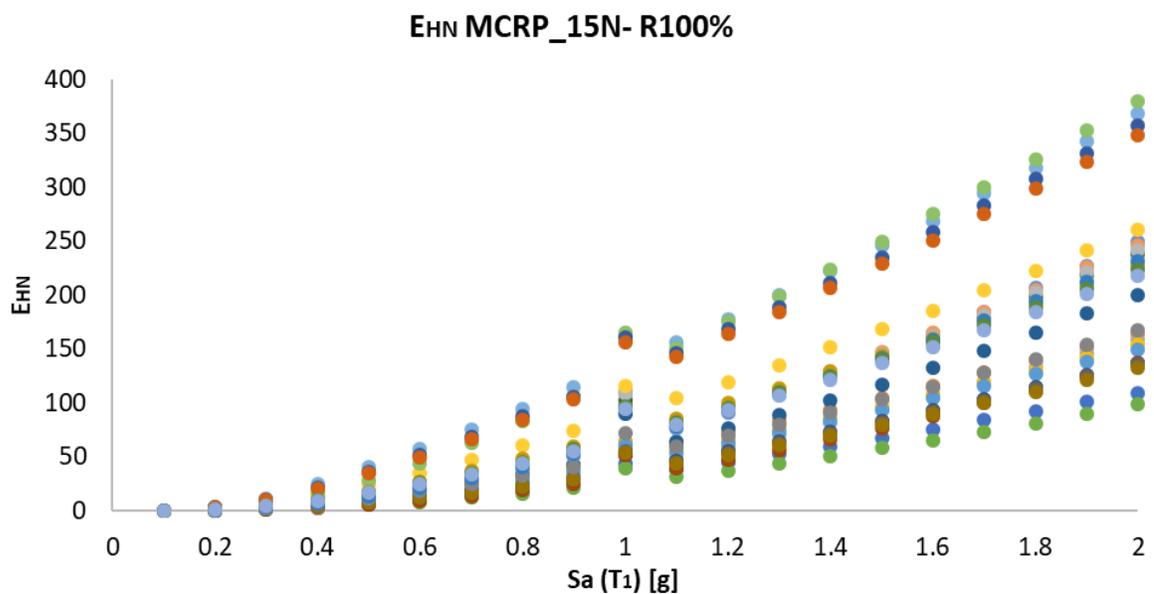


Figura 5.33 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R100%.

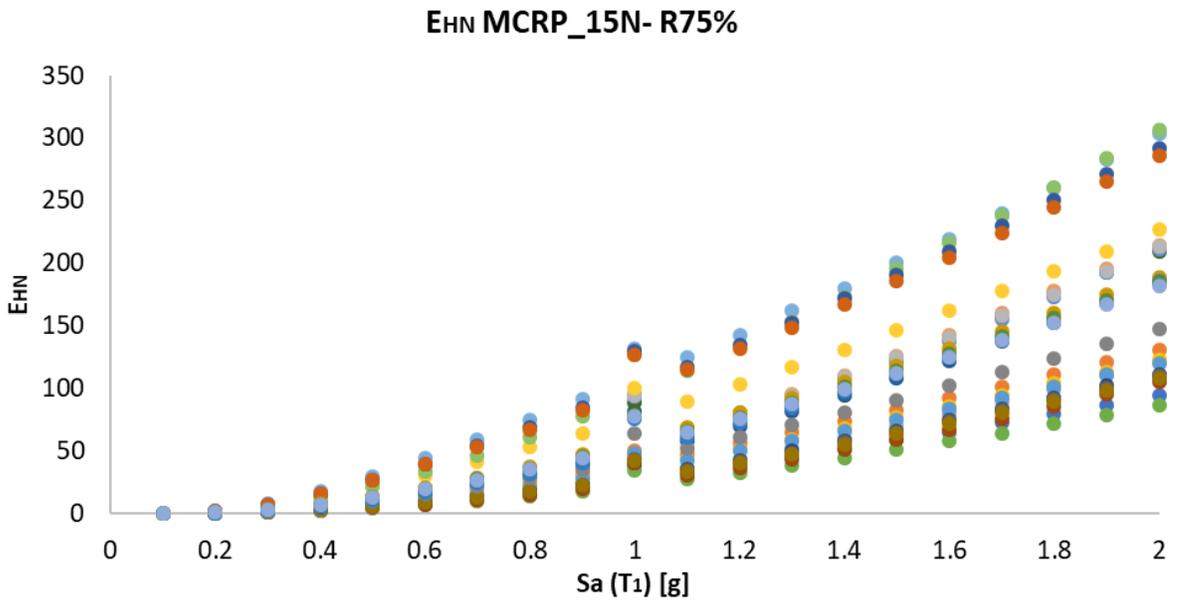


Figura 5.34 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R75%.

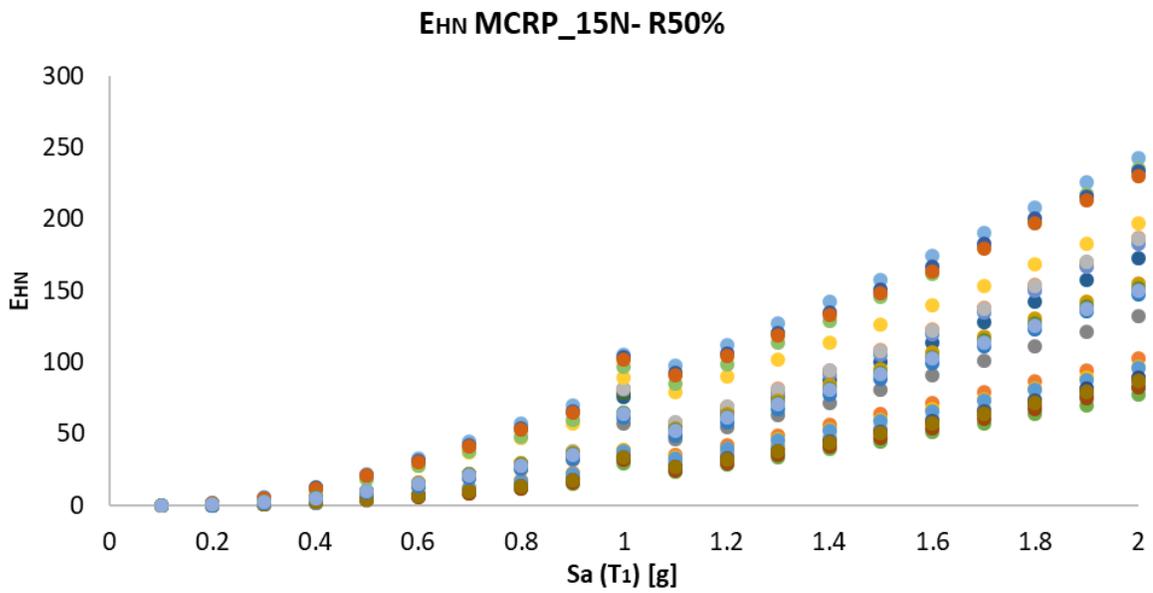


Figura 5.35 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R50%.

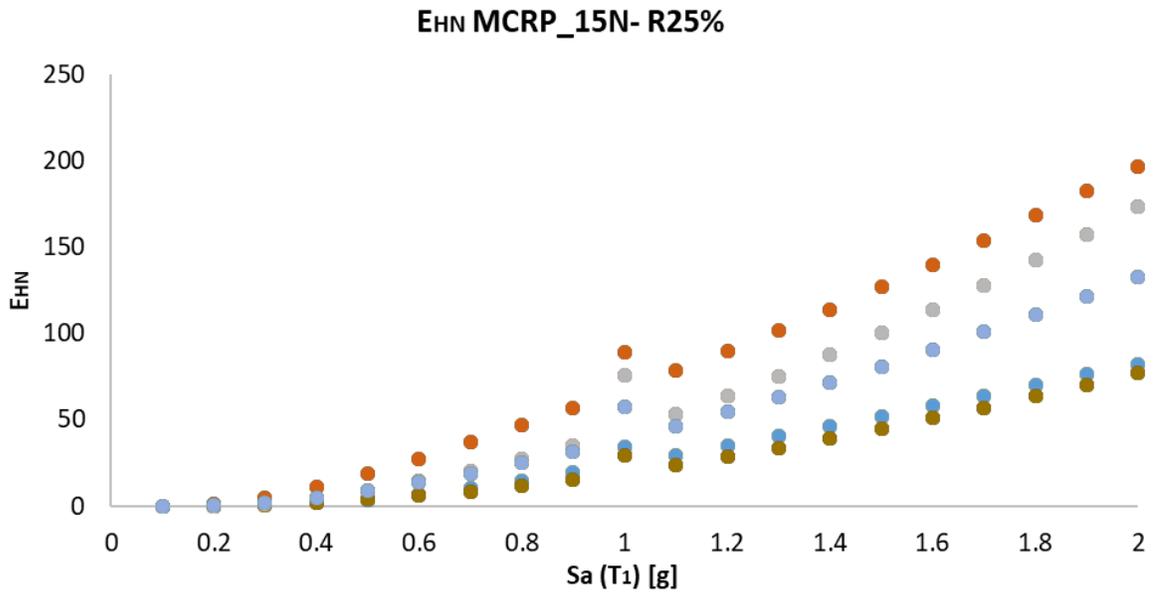


Figura 5.36 Análisis dinámico incremental en términos energía histerética normalizada para el modelo MCRP_15N sometido a las secuencias sísmicas EP-R25%.

En la figura 5.37, se muestra las medianas del análisis dinámico incremental del modelo MCRP_15N, para cada conjunto de secuencias sísmicas.

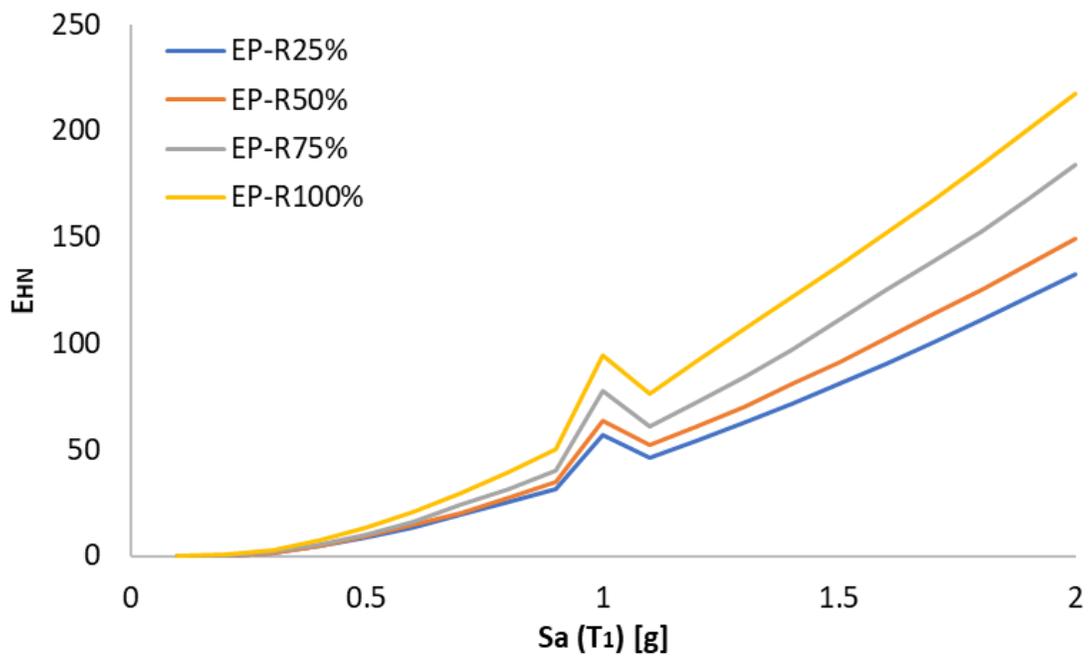


Figura 5.37 Medianas de los análisis dinámicos incrementales en términos de energía histerética normalizada para el modelo MCRP_15N.

6. Conclusiones

En el presente trabajo se estudió el comportamiento sísmico de edificios de aceros con contraventeos restringidos al pandeo sometidos a secuencias sísmicas considerando distintos niveles de intensidad de las réplicas. Para lo anterior, se analizaron edificaciones de 5, 10 y 15 niveles que se supusieron que se encuentran desplantados sobre suelo blando de la Ciudad de México para la determinación de sus parámetros de desempeño sísmico.

El estudio consideró los efectos de las réplicas utilizando registros sísmicos consistentes con el sismo principal y las réplicas típicas de la región del Valle de la Ciudad de México; además, para medir el efecto de la intensidad de las réplicas, se utilizaron cuatro secuencias sísmicas en las que las réplicas aportaron el 100%, 75%, 50% y 25% de la aceleración máxima del evento principal.

El desempeño de cada modelo se evaluó llevando a cabo análisis dinámicos incrementales y utilizando dos parámetros de demanda sísmica para medir el daño estructural: distorsión máxima de entrepiso y energía histerética disipada.

Con base en los resultados obtenidos, se puede concluir que las réplicas afectan la respuesta sísmica de la estructura. Las demandas de distorsión máxima aumentan ligeramente para conjuntos con réplicas escaladas de aceleración del 100 % y 75 %, pero no para conjuntos con aceleración del 50 % y 25 %, donde la respuesta máxima está dominada por el evento

principal. Aunque en general, es importante mencionar que las réplicas no tuvieron influencia significativa en las demandas de distorsión máxima de entrepiso de los edificios. Por otro lado, las demandas de energía histerética normalizada disipada se elevaron considerablemente debido a las réplicas de los primeros tres conjuntos del 100%, 75% y 50%. Finalmente, se concluye que el efecto de réplica puede ser despreciable si se utilizan como parámetros de desempeño estructural demandas máximas; sin embargo, para el caso de demandas acumuladas como la energía histerética o algún indicador de daño, es de gran importancia considerar las réplicas para fines de diseño sísmo-resistente de edificaciones. Por tal motivo, se recomienda en las futuras normas de diseño sísmico que se considere tanto el efecto de réplica como de demandas acumuladas para la estimación de daño, como podrían ser el uso de conceptos de energía.

7. REFERENCIAS

- [1] J. P. Moehle, «Displacement based design of reinforced concrete structures subjected to earthquakes.,» *Earthquake Spectra*, vol. 8, n° 3, pp. 403-428, 1992.
- [2] P. Fajfar y H. Krawinkler, «Conclusions and recommendations,» *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, A. A. Balkema., 1997.
- [3] E. Corona , «Respuesta de edificios de acero a base de contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas,» de *Tesis de posgrado*, Universidad Autónoma de Sinaloa, 2015.
- [4] R. Meli y J. A. Avila, «The Mexico earthquake of September 19, 1985—analysis of building response,» *Earthquake Spectra*, vol. 5, n° 1, pp. 1-18, 1989.
- [5] E. Rosenblueth y R. Meli, «The 1985 Mexico earthquake: causes and effects in Mexico City,» *Concrete International, ACI*, vol. 8, n° 5, pp. 23-34, 1986.
- [6] Y. J. Park y A. H. Ang, «Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete,» *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 111, n° ST4, pp. 740-757, 1985.
- [7] M. S. Williams y R. G. Sexsmith, «Seismic assessment of concrete bridges using inelastic damage analysis,» *Engineering Structures*, vol. 19, n° 3, pp. 208-216, 1997.
- [8] H. Akiyama, «Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings,» *University of Tokyo Press, Tokyo.*, 1985.

- [9] C.-M. Uang y V. V. Bertero, «Evaluation of seismic energy in structures.,» *Earthquake engineering and structural dynamics*, n° 19, 1990.
- [10] B. Akbas, J Shen y H Hao, «Energy approach in performance-based design of steel moment resisting frames for basic safety objective,» *The Structural Design of Tall Buildings*, n° 10, pp. 193-217, 2001.
- [11] H. Cho y J. Kim, «Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum,» *Engineering Structures*, vol. 28, pp. 304-311, 2006.
- [12] Bojorquez E., «Diseño sísmico de estructuras de acero basado en confiabilidad estructural y conceptos de energía,» *Ingenieria Sismica*, 2009.
- [13] Uang y Nakashima, «Steel Buckling-Restrained Braced Frames,» *CRC Press LLC*, vol.16th, 2004.
- [14] C.-M. Uang, M. Bruneau y A. S. Whittaker, «Seismic design of steel structures,» *Seismic Design Handbook*, F. Naeim, Ed., Van Nostrand Reinhold, New York.
- [15] P. Clark, I. Aiken, K. Kasai, E. Ko y Kimura E., «Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices,» *Proc. 69th Annual Convention of SEAOC*, Sacramento, CA., 1999.
- [16] B. Prasad, «Experimental investigation of sleeved column,» de *Proc. 33rd AIAA Structures, Structural Dynamics and Materials Conference*, Dallas, TX., 1992.

- [17] M. Wakabayashi, T. Nakamura, A. Kashibara, T. Morizono y H. Yokoyama, «*Experimental study of elasto-plastic properties of precast concrete wall panels with built-in insulating braces,*» *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan,*, pp. 1041-1044, 1973.
- [18] A. J. Carr, *Manual del programa RUAUMOKO 3D, University of Canterbury, Department of Civil Engineering,*, 2003.
- [19] Qiang Xie, «*State of the art of buckling-restrained braces in Asia, Earthquake Engineering and Structural Dynamics,*» *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, pp. 727-748, 2005.
- [20] J. Kim y H. Choi, «*Behavior and design of structures with buckling-restrained braces,*» *Engineering structures*, vol. 26, n° 6, pp. 693-706, 2004.
- [21] C. F. Black, N. Makris y I. D. Aiken, «*Component testing, seismic evaluation and characterization of buckling-restrained braces,*» *Journal of Structural Engineering*, vol. 130, n° 6, pp. 880-894, 2004.
- [22] Uang y Nakashima, «*Earthquake engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering,*» de Chapter 16th, *Steel Buckling-Restrained Braced Frames*, 2004.
- [23] J. Kim y H. Choi, «*Behavior and design of structures with buckling-restrained braces,*» *Engineering structures*, vol. 26, n° 6, pp. 693-706, 2004.

- [24] T. Takeuchi, J. F. Hajjar, R. Matsui, K. Nishimoto y I. D. Aiken, «Local buckling restraint condition for core plates in buckling restrained braces,» *Journal of constructional steel research*, vol. 66, n° 2, pp. 139-149, 2010.
- [25] R. Tremblay, P. Bolduc, R. Neville y R. DeVall, «Seismic testing and performance of bucklingrestrained bracing systems,» *Canadian Journal of Civil Engineering*, n° 33, pp. 183-198, 2006.
- [26] E. Bojórquez y J. Ruiz-García, «Residual drift demands in moment-resisting steel frames subjected to narrow-band earthquake ground motions,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2013.
- [27] J. Ruiz-García y E. Miranda, «Performance-based assessment of existing structures accounting for residual displacements,» *Blume Earthquake Engineering Center*, 2005.
- [28] J. Ruiz-García y E. Miranda, «Residual displacement ratios for assessment of existing structures,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 35, n° 3, pp. 315-336, 2006a.
- [29] J. Ruiz-García y E. Miranda, «Residual displacement ratios of SDOF systems subjected to near-fault ground motions,» *US National Conference on Earthquake Engineering*, vol. 8, 2006b.
- [30] L. A. García Zuñiga y J. W. Calderón Cari, «Evaluación y aplicación de la metodología del Análisis Dinámico Incremental,» 2018.

- [31] D. Vamvatsikos y C. A. Cornell, « Incremental dynamic analysis,» *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 31, n° 3, pp. 491-514, 2002.
- [32] D. Vamvatsikos y C. A. Cornell, «Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis,» *Doctoral dissertation, Stanford university*, 2002.
- [33] D. Vamvatsikos y M. Fragiadakis, «Incremental Dynamic Analysis for Estimating Seismic Performance Sensitivity and Uncertainty,» pp. 1-16, 2009.
- [34] S. W. Han y A. K. Chopra, «Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 35, n° 15, pp. 1853-1873, 2006.
- [35] E. Bojorquez, S. E. Ruiz y A. Teran-Gilmore, «Reliability-based evaluation of steel structures using energy concepts,» *Engineering Structures*, n° 30, pp. 1545-1759, 2008.
- [36] A. Teran-Gilmore y J. Jirsa, «A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue,» *Earthquake Spectra*, 2005.