

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA

FACULTAD DE INGENIERÍA CULIACÁN

INGENIERÍA CIVIL



**DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE ACERO CON
SISTEMAS DE CONTRAVENTEOS EXCÉNTRICOS CON
DIFERENTE CONFIGURACIÓN ANTE SECUENCIAS
SÍSMICAS**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
DOCTOR EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**

PRESENTA:

JUAN FRANCISCO ACOSTA CASTRO

DIRECTORES DE TESIS:

Dr. Edén Bojórquez Mora

Dr. Juan Bojórquez Mora

Culiacán, Sinaloa, México

Febrero 2025



Universidad Autónoma de Sinaloa

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 Attribution-NonCommercial-NoDerivatives 4.0 International](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/)



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



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

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, principalmente a mis padres por sus consejos, confianza y constante apoyo que me han brindado en cada etapa de mi vida, y a mis hermanos por la motivación a seguir siempre adelante cumpliendo los objetivos. Gracias, este trabajo es la recompensa a tantos años de esfuerzos por parte de todos ustedes.

Al Dr. Edén Bojórquez Mora por su confianza, apoyo y disposición, por dirigir este trabajo en la elaboración y corrección, y por compartir sus experiencias y conocimientos que fueron parte importante en el desarrollo de esta investigación.

Al Dr. Juan Bojórquez Mora por apoyar y contribuir en la elaboración de este trabajo.

A mis amigos y compañeros de posgrado, Joel Carvajal, Federico Valenzuela, Herian Leyva, Edgar Corona, Juan Serrano, Robespierre Chávez, Víctor Baca y Daniel Tizoc, por su apoyo, asesorías y por las buenas experiencias en la convivencia.

A mi pareja por brindar su apoyo incondicional en cada una de las decisiones que he tomado, por la confianza depositada y por la motivación para culminar esta etapa.

Al Ing. Mauricio Ayala Castillo por sus consejos y por compartir sus conocimientos.

A la Universidad Autónoma de Sinaloa por otorgarme la oportunidad y el espacio para desarrollar mis estudios en sus instalaciones. A los maestros de la Facultad de Ingeniería de Culiacán que de una u otra forma contribuyeron en la elaboración de esta investigación.

Al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencias y Tecnologías (CONAHCYT) por la beca otorgada para desarrollar mis estudios de doctorado, así como a través del proyecto Ciencia De Frontera (CF-2023-G-1636) titulado: “Desarrollo de una metodología para estimar el peligro sísmico usando medidas de intensidad sísmica avanzadas”.

RESUMEN

El desempeño sísmico de estructuras civiles construidas en regiones de alta sismicidad no solo depende de un evento sísmico único, sino de los efectos de secuencias sísmicas; conformadas por un evento principal y réplicas. A través de los años, se ha documentado que el problema del comportamiento sísmico de las edificaciones se deriva de los desplazamientos laterales desproporcionados al interactuar con intensos movimientos del suelo y que, la réplica sísmica incrementa estos desplazamientos, ocasionando un daño adicional al previamente generado por el evento principal. Para minimizar la problemática de la estabilidad lateral se han propuesto diversos sistemas estructurales sismo-resistentes como los marcos con contraventeo excéntrico (MCE), los cuales se caracterizan por su alta rigidez lateral y su capacidad de disipar grandes cantidades de energía. El contraventeo dentro de un sistema MCE tiene como ventaja de que puede posicionarse de distinta manera influyendo directamente al desempeño estructural; sin embargo, las diferentes configuraciones de contraventeo excéntrico han sido poco estudiadas. El objetivo de esta investigación es evaluar el comportamiento estructural de edificios de acero de 5, 10 y 15 niveles con cuatro diferentes arreglos de contraventeo excéntrico sometidos a 20 registros sísmicos y a tres conjuntos de secuencias sísmicas artificiales. Para ello, se evalúa la respuesta sísmica en términos de las distorsiones máximas de entrepiso, distorsiones máximas residuales de entrepiso y rotaciones plásticas del elemento eslabón. Con base en los resultados obtenidos se demuestra que: el desempeño sísmico varía significativamente entre los diferentes arreglos de contraventeo, la réplica sísmica influye de manera importante en cada uno de los parámetros de respuesta evaluados y los modelos donde el contraventeo está unido por lo menos a una columna tuvieron un mejor comportamiento estructural ante los eventos sísmicos seleccionados.

Palabras clave: secuencias sísmicas, réplicas, marcos con contraventeo excéntrico, eslabón, distorsiones máximas de entrepiso, rotaciones plásticas.

ABSTRACT

Seismic performance of civil structures built in high seismicity regions not only depends on a single seismic event, but also on the effects of seismic sequences, which consist of a main shock and aftershock. Over the years, it has been documented that the problem of the seismic behavior of buildings arises from disproportionate lateral displacements when interacting with severe ground motions, and that the aftershock increases these displacements, causing additional damage to that previously generated by the main shock. To minimize the lateral stability issues, different seismic-resistant structural systems have been proposed, such as the eccentrically braced frames (EBF), which are characterized by their high lateral stiffness and capacity to dissipate large amounts of energy. The bracing within an EBF system has the advantage that it can be positioned in different ways, directly influencing structural performance; however, there are not many studies on the different eccentric bracing configurations. The objective of this research is to evaluate the structural behavior of 5, 10 and 15 story steel buildings with four different eccentric bracing arrangements subjected to 20 ground motion records and three groups of artificial seismic sequences. For this purpose, the seismic response is evaluated in terms of maximum interstory drifts, maximum interstory residual drifts and the plastic rotations of the link element. Based on the results obtained, it is demonstrated that: the seismic performance varies significantly between the different bracing arrangements, the aftershock significantly influences each of the response parameters evaluated and the models where the bracing is attached to at least one column had a better structural behavior under the selected seismic events.

Keywords: seismic sequences, aftershock, eccentrically braced frames, link, maximum interstory drifts, plastic rotations.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS

RESUMEN

ABSTRACT

ÍNDICE GENERAL

LISTA DE TABLAS

LISTA DE FIGURAS

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivos	3
1.1.1. General	3
1.1.2. Específicos.....	3
1.2. Hipótesis.....	3
2. MARCO TEÓRICO	4
2.1. Marcos con Contraventeo Excéntrico (MCE).....	4
2.2. Secuencias sísmicas.....	8
2.2.1. Efectos de las secuencias sísmicas en el mundo	9
2.3. Importancia de los desplazamientos laterales	12
3. METODOLOGÍA	14
3.1. Descripción general de los modelos.....	14
3.1.1. Análisis de cargas gravitacionales.....	15
3.1.2. Análisis sísmico.....	17
3.1.3. Combinaciones de carga.....	18
3.2. Modelación estructural en OpenSees	19
3.2.1. Columnas, Vigas fuera del enlace y Contraventeos	20
3.2.2. Eslabón o Viga enlace	22
3.3. Registros sísmicos	24
3.4. Generación de secuencias sísmicas	26
3.5. Análisis Dinámico Incremental	32
3.5.1. Distorsiones máximas.....	33
3.5.2. Rotaciones inelásticas del eslabón	34
3.5.3. Curva de capacidad dinámica.....	35
3.5.3.1. Factor de comportamiento sísmico (Q)	36
4. RESULTADOS NUMÉRICOS.....	38
4.1. Modelos estructurales.....	38
4.1.1. Edificios de 5 niveles	39
4.1.2. Edificios de 10 niveles	42
4.1.3. Edificios de 15 niveles	45

4.2. Análisis de modelos ante registros sísmicos	50
4.2.1. Resultados en términos de las distorsiones máximas de entrepiso	51
4.2.2. Comparación de los perfiles de distorsión máxima de entrepiso y el comportamiento del eslabón.....	55
4.2.3. Resultados en términos de las distorsiones máximas residuales de entrepiso	65
4.2.4. Factor de comportamiento sísmico.....	70
4.2.5. Conclusiones	86
4.3. Análisis de modelos ante secuencias sísmicas	87
4.3.1. Resultados en términos de las distorsiones máximas de entrepiso	87
4.3.2. Influencia de la réplica sísmica en las distorsiones máximas de entrepiso y en el comportamiento histerético del elemento eslabón	101
4.3.2.1. Modelos estructurales de 5 niveles	101
4.3.2.2. Modelos estructurales de 10 niveles	109
4.3.2.3. Modelos estructurales de 15 niveles	116
4.3.3. Distorsiones máximas residuales de entrepiso	124
4.3.4. Conclusiones	138
5. CONCLUSIONES GENERALES	140
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	142

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Eventos sísmicos y sus réplicas	12
Tabla 3.1 Cargas muertas de entepiso	16
Tabla 3.2 Cargas muertas de azotea.....	16
Tabla 3.3 Cargas vivas de entepiso y azotea	16
Tabla 3.4 Combinaciones de carga	18
Tabla 3.5 Registros del movimiento del terreno	25
Tabla 3.6 Características de las secuencias sísmicas registras en CDAF	28
Tabla 3.7 Características de los registros para generar secuencias sísmicas	29
Tabla 4.1 Distorsiones y rotaciones del modelo 5S4B_V_Invertida.....	40
Tabla 4.2 Secciones transversales de los edificios de 5 niveles.....	41
Tabla 4.3 Distorsiones y rotaciones del modelo 10S4B_V_Invertida.....	43
Tabla 4.4 Secciones transversales de los edificios de 10 niveles.....	44
Tabla 4.5 Distorsiones y rotaciones del modelo 15S4B_V_Invertida.....	47
Tabla 4.6 Secciones transversales de los edificios de 15 niveles.....	48
Tabla 4.7 Periodos de vibrar y pesos totales de los edificios.....	50
Tabla 4.8 Distorsiones de fluencia, modelos de 5 niveles	72
Tabla 4.9 Distorsiones máximas, modelos de 5 niveles	73
Tabla 4.10 Factor de ductilidad (Q), modelos de 5 niveles	74
Tabla 4.11 Distorsiones de fluencia, modelos de 10 niveles	77
Tabla 4.12 Distorsiones máximas, modelos de 10 niveles	78
Tabla 4.13 Factor de ductilidad (Q), modelos de 10 niveles	79
Tabla 4.14 Distorsiones de fluencia, modelos de 15 niveles	82
Tabla 4.15 Distorsiones máximas, modelos de 15 niveles	83
Tabla 4.16 Factor de ductilidad (Q), modelos de 15 niveles	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Diferentes configuraciones de marco con contraventeo excéntrico	7
Figura 2.2	Secuencia sísmica: evento principal y réplica. Sismo de México de 1985, obtenida mediante el arreglo Guerrero	8
Figura 2.3	Conjunto Urbano Pino Suárez, Ciudad de México. Conjunto de 5 edificios (dos de 13 pisos y tres torres centrales de 20 pisos). Durante el terremoto una de las torres se desplomó por completo, el resto fueron demolidas en 1987 debido a que sufrieron daños importantes	10
Figura 2.4	Edificio en Gölcük. La fotografía de la izquierda muestra la edificación una vez ocurrido el evento principal y la fotografía de la derecha el colapso de la estructura transcurrido un mes ante la réplica	11
Figura 3.1	Elevación, vista en planta y ubicación de elementos (unidades en metros).....	15
Figura 3.2	Espectro elástico e inelástico de diseño	18
Figura 3.3	Modelación estructural en el programa OpenSees	19
Figura 3.4	Puntos de integración en elementos estructurales y discretización de secciones transversales	21
Figura 3.5	Modelo de Giuffré -Menegotto-Pinto	21
Figura 3.6	Modelación analítica del eslabón	22
Figura 3.7	Modelo experimental utilizado por Okazaki, et al.	23
Figura 3.8	Comportamiento histerético del espécimen 4A	24
Figura 3.9	Espectros de respuesta de los registros seleccionados	25
Figura 3.10	Acelerogramas de secuencias sísmicas registradas en la estación CDAF.....	26
Figura 3.11	Espectros de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración de las secuencias sísmicas registradas en la estación CDAF.....	27
Figura 3.12	Esquema matricial para combinar eventos principales	29
Figura 3.13	Secuencia sísmica EP1+R2 en diferentes niveles de escala.....	31
Figura 3.14	Registro sísmico con su respectivo espectro de respuesta	32
Figura 3.15	Desplazamientos de un marco ante cargas laterales	33
Figura 3.16	Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso	34
Figura 3.17	Representación de un análisis dinámico incremental.....	34
Figura 3.18	Idealización de las rotaciones inelásticas del elemento eslabón	35
Figura 3.19	Curva de capacidad dinámica.....	36
Figura 3.20	Definición de Q en curva de capacidad dinámica	37
Figura 3.21	Inicio de la fluencia en curva de capacidad dinámica	37
Figura 4.1	Modelos estructurales de 5 niveles.....	39
Figura 4.2	Distorsiones y rotaciones del modelo 5S4B_V_Invertida	40
Figura 4.3	Modelos estructurales de 10 niveles.....	42

Figura 4.4 Distorsiones y rotaciones del modelo 10S4B_V_Invertida	43
Figura 4.5 Modelos estructurales de 15 niveles.....	46
Figura 4.6 Distorsiones y rotaciones del modelo 15S4B_V_Invertida	47
Figura 4.7 IDA de los modelos de 5 niveles: a) Diagonal_1,.....	52
Figura 4.8 a) Medianas y b) Desviaciones estándar de las distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a los modelos de 5 niveles.....	52
Figura 4.9 IDA de los modelos de 10 niveles: a) Diagonal_1,.....	53
Figura 4.10 a) Medianas y b) Desviaciones estándar de las distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a los modelos de 10 niveles	53
Figura 4.11 IDA de los modelos de 15 niveles: a) Diagonal_1,.....	54
Figura 4.12 a) Medianas y b) Desviaciones estándar de las distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a los modelos de 15 niveles	54
Figura 4.13 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a los modelos de 5 niveles	56
Figura 4.14 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a los modelos de 10 niveles	57
Figura 4.15 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a los modelos de 15 niveles	58
Figura 4.16 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 5 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida.....	60
Figura 4.17 Curvas histeréticas de los eslabones del modelo 5S4B_Diagonal_2	61
Figura 4.18 Curvas histeréticas de los eslabones del modelo 5S4B_V	62
Figura 4.19 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 10 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida	64
Figura 4.20 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 15 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida	65
Figura 4.21 IDA en términos de las distorsiones residuales de los modelos de 5 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida.....	66
Figura 4.22 IDA en términos de las distorsiones residuales de los modelos de 10 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida.....	67
Figura 4.23 IDA en términos de las distorsiones residuales de los modelos de 15 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida.....	68
Figura 4.24 Medianas de las distorsiones máximas residuales de entrepiso correspondientes a los modelos de 5 niveles.....	69
Figura 4.25 Medianas de las distorsiones máximas residuales de entrepiso correspondientes a los modelos de 10 niveles.....	70
Figura 4.26 Medianas de las distorsiones máximas residuales de entrepiso correspondientes a los modelos de 15 niveles.....	70
Figura 4.27 Curvas de capacidad dinámica de los modelos de 5 niveles	71

Figura 4.28 Ductilidad del modelo 5S4B_Diagonal_1.....	74
Figura 4.29 Ductilidad del modelo 5S4B_Diagonal_2.....	75
Figura 4.30 Ductilidad del modelo 5S4B_V	75
Figura 4.31 Ductilidad del modelo 5S4B_V_Invertida.....	75
Figura 4.32 Curvas de capacidad dinámica de los modelos de 10 niveles	76
Figura 4.33 Ductilidad del modelo 10S4B_Diagonal_1.....	79
Figura 4.34 Ductilidad del modelo 10S4B_Diagonal_2.....	80
Figura 4.35 Ductilidad del modelo 10S4B_V	80
Figura 4.36 Ductilidad del modelo 10S4B_V_Invertida.....	80
Figura 4.37 Curvas de capacidad dinámica de los modelos de 15 niveles	81
Figura 4.38 Ductilidad del modelo 15S4B_Diagonal_1.....	84
Figura 4.39 Ductilidad del modelo 15S4B_Diagonal_2.....	85
Figura 4.40 Ductilidad del modelo 15S4B_V	85
Figura 4.41 Ductilidad del modelo 15S4B_V_Invertida.....	85
Figura 4.42 IDA de los modelos de 5 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R	88
Figura 4.43 IDA de los modelos de 10 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R	89
Figura 4.44 IDA de los modelos de 15 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R	90
Figura 4.45 Medianas de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 5 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R	92
Figura 4.46 Medianas de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 10 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R.....	93
Figura 4.47 Medianas de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 15 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R.....	94
Figura 4.48 Comparación de la respuesta en términos de las medianas de distorsiones máximas de entrepiso de los modelos 5S4B_Diagonal_1 y 5S4B_V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas	96
Figura 4.49 Comparación de la respuesta en términos de las medianas de distorsiones máximas de entrepiso de los modelos 10S4B_Diagonal_1 y 10S4B_V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas	97
Figura 4.50 Comparación de la respuesta en términos de las medianas de distorsiones máximas de entrepiso de los modelos 15S4B_Diagonal_1 y 15S4B_V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas	98
Figura 4.51 Comparación, medianas de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 5 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R	99

Figura 4.52 Comparación, medianas de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 10 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R	100
Figura 4.53 Comparación, medianas de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 15 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R	100
Figura 4.54 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 5 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+R6 escalada al 100%	102
Figura 4.55 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 5 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+R6 escalada al 70%	102
Figura 4.56 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 5 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+R6 escalada al 35%	103
Figura 4.57 Comparación de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 5 niveles ante la secuencia sísmica EP3+R6	104
Figura 4.58 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 5 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+100R6	106
Figura 4.59 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 5 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+70R6	107
Figura 4.60 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 5 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+35R6	108
Figura 4.61 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 10 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP4+R1 escalada al 100%	109
Figura 4.62 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 10 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP4+R1 escalada al 70%	110
Figura 4.63 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 10 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP4+R1 escalada al 35%	110
Figura 4.64 Comparación de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 10 niveles ante la secuencia sísmica EP4+R1	111
Figura 4.65 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 10 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP4+100R1	113
Figura 4.66 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 10 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP4+70R1	114

Figura 4.67 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 10 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP4+35R1	115
Figura 4.68 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 15 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+R5 escalada al 100%	116
Figura 4.69 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 15 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+R5 escalada al 70%	117
Figura 4.70 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 15 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+R5 escalada al 35%	118
Figura 4.71 Comparación de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 15 niveles ante la secuencia sísmica EP3+R5	119
Figura 4.72 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 15 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+100R5	120
Figura 4.73 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 15 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+70R5	122
Figura 4.74 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 15 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+35R5	123
Figura 4.75 IDA en términos de distorsiones residuales de los modelos de 5 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R	125
Figura 4.76 IDA en términos de distorsiones residuales de los modelos de 10 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R	126
Figura 4.77 IDA en términos de distorsiones residuales de los modelos de 15 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R	127
Figura 4.78 Comparación, medianas de las distorsiones residuales de entrepiso, modelos de 5 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R	128
Figura 4.79 Comparación, medianas de las distorsiones residuales de entrepiso, modelos de 10 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R.....	129
Figura 4.80 Comparación, medianas de las distorsiones residuales de entrepiso, modelos de 15 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R.....	129
Figura 4.81 Medianas de las distorsiones residuales de entrepiso, modelos de 5 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R.....	131
Figura 4.82 Medianas de las distorsiones residuales de entrepiso, modelos de 10 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R.....	132

Figura 4.83 Medianas de las distorsiones residuales de entrepiso, modelos de 15 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R.....	133
Figura 4.84 Comparación de la respuesta en términos de las medianas de distorsiones residuales de entrepiso de los modelos 5S4B_Diagonal_1 y 5S4B_V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas	135
Figura 4.85 Comparación de la respuesta en términos de las medianas de distorsiones residuales de entrepiso de los modelos 10S4B_Diagonal_1 y 10S4B_V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas	136
Figura 4.86 Comparación de la respuesta en términos de las medianas de distorsiones residuales de entrepiso de los modelos 15S4B_Diagonal_1 y 15S4B_V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas	137

1. INTRODUCCIÓN

Durante las últimas décadas, una gran cantidad de edificaciones alrededor del mundo han presentado un desempeño estructural inadecuado ante la ocurrencia de terremotos en zonas de alta sismicidad, ocasionando daños económicos excesivos y numerosas pérdidas de vidas humanas. Por tal motivo, la comunidad dedicada a la ingeniería sísmica y estructural ha realizado extensos trabajos de investigación con la finalidad de comprender el complejo comportamiento de las edificaciones, demostrando mediante estos que, el nivel de daño estructural y no estructural se deriva a partir de los desplazamientos y/o movimientos laterales desproporcionados [1]. En consecuencia, varios estudios se han enfocado principalmente en la estabilidad lateral de las estructuras. Adicionalmente, se ha documentado que en zonas de alta peligrosidad sísmica las construcciones pueden ser afectadas no solo por las acciones de eventos sísmicos únicos e independientes, sino por los efectos de secuencias sísmicas; conformadas por un evento principal y réplicas. En diferentes investigaciones los autores mencionan que las réplicas sísmicas pueden aumentar los desplazamientos laterales, incrementar el daño e incluso provocar el colapso local o global de la estructura [2-5]; por ello, los efectos de la réplica deben ser tomados en cuenta en los manuales y normativas de diseño sismo-resistente, así como en la revisión de la capacidad lateral residual de estructuras existentes previamente dañadas por el evento principal. Actualmente, en el país los reglamentos de construcción en los procedimientos para el diseño estructural solo consideran las acciones producidas por eventos sísmicos únicos; es decir, en la estimación de las demandas sísmicas no se contemplan las réplicas [6,7]. La historia reciente ha mostrado en diversas partes del mundo que el daño adicional inducido por una réplica sísmica, después de presentarse un evento principal de gran magnitud, puede ser devastador.

La problemática de la estabilidad lateral ha conducido a diversos investigadores a proponer diferentes sistemas estructurales, caracterizados necesariamente por su capacidad de mostrar un comportamiento sísmico adecuado ante distintos movimientos del terreno. Basándose, en que las estructuras deben proporcionar suficiente rigidez para exhibir durante sismos menores a moderados un comportamiento elástico, limitando el desplazamiento lateral. Estas, también

deben evitar el colapso durante un sismo mayor aceptando el daño estructural; en este caso, se permite el comportamiento inelástico de la estructura [8-12]. Un sistema estructural, que es reconocido por su alta rigidez lateral y su capacidad para disipar grandes cantidades de energía, así como de proporcionar una buena capacidad inelástica bajo cargas cíclicas, es el Marco con Contraventeo Excéntrico (MCE). Las investigaciones realizadas sobre el desempeño de los MCE han concluido que, en sus diferentes configuraciones, el sistema estructural es adecuado para emplearse en el diseño sísmico.

Debido al creciente interés en incorporar los MCE en edificios, es importante entender el potencial comportamiento estructural que pueden experimentar las diferentes configuraciones de marco cuando son sometidas a cargas laterales. Diversas investigaciones se han dedicado a estudiar el desempeño sísmico de los MCE, particularmente usando condiciones de cargas estáticas y desplazamientos cíclicos controlados; sin embargo, pocas investigaciones se han enfocado en estimar el comportamiento sísmico de diferentes configuraciones de MCE sujetos a registros de movimiento del terreno. Por lo tanto, la presente investigación consiste en evaluar la respuesta estructural mediante análisis dinámicos no lineales de edificios de acero con 5, 10 y 15 niveles con cuatro diferentes arreglos de contraventeo, sometidos a 20 registros sísmicos y a tres conjuntos de secuencias sísmicas artificiales. El objetivo principal es comprender, de la manera más realista posible el comportamiento sísmico de cada configuración de marco y comparar el desempeño de cada uno de ellos, evaluando la respuesta sísmica en términos de las distorsiones máximas de entrepiso, distorsiones máximas residuales y rotaciones plásticas del elemento eslabón. Asimismo, se pretende estudiar la influencia que tiene la réplica en los parámetros de respuesta. Es importante realizar este tipo de investigaciones que ayudarán en un futuro a definir las configuraciones óptimas de los contraventeos que permitan maximizar el nivel de desempeño sísmico de las construcciones, generando un impacto en las normativas de diseño sismo-resistente actuales ya que establecen los mismos requisitos de diseño para cualquier tipo de MCE sin importar la influencia de su configuración.

1.1. Objetivos

1.1.1. General

Determinar el desempeño sísmico de edificios de acero estructurados con sistemas de marco y diferentes configuraciones de contraventeo excéntrico ante registros sísmicos obtenidos de eventos principales, así como secuencias sísmicas artificiales.

1.1.2. Específicos

- i. Diseñar edificios de acero con sistemas de marco con contraventeo excéntrico.
- ii. Seleccionar un conjunto de registros sísmicos.
- iii. Generar registros de secuencias sísmicas.
- iv. Realizar análisis dinámicos incrementales utilizando como excitación a los conjuntos de registros sísmicos y a las secuencias sísmicas artificiales.
- v. Determinar los parámetros de respuesta sísmica: distorsiones máximas de entrepiso, distorsiones residuales de entrepiso y rotaciones inelásticas del elemento eslabón.
- vi. Analizar el desempeño estructural de las diferentes configuraciones de marco ante eventos principales y secuencias sísmicas artificiales.
- vii. Calcular y comparar el factor de comportamiento sísmico de los modelos de edificios con diferente configuración de contraventeo excéntrico.
- viii. Evaluar la influencia de la réplica sísmica en las distorsiones máximas de entrepiso, distorsiones residuales de entrepiso y rotaciones inelásticas del elemento eslabón.

1.2. Hipótesis

Una adecuada configuración de contraventeo excéntrico mejora sustancialmente el desempeño estructural de edificios de acero ante eventos sísmicos.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Marcos con Contraventeo Excéntrico (MCE)

El marco con contraventeo excéntrico es un sistema estructural sismo-resistente identificado por presentar una alta capacidad de resistencia ante cargas laterales, usados normalmente en edificios de acero. Surge como alternativa al marco resistente a momento, ya que en zonas de alta sismicidad estos eran comúnmente empleados por tener la capacidad de disipar grandes cantidades de energía y una facilidad en la construcción, pero proporcionan poca rigidez lateral comparada con los sistemas que promueven el uso de contraventeos, razón por la cual, se requieren elementos estructurales de mayor sección (tamaño) para mantener la deformación lateral dentro de los límites establecidos en las normativas de diseño, lo que aumenta el costo de construcción.

Inicialmente, en la década de 1930, el MCE se utilizó para resistir cargas laterales generadas por la acción del viento [13]. Después, este sistema estructural fue propuesto para aplicaciones sísmicas en Japón, como lo indican Fujimoto et al. [14] y Tanabashi et al. [15]. Roeder y Popov [16-18] desarrollaron pruebas experimentales para evaluar el desempeño de este sistema con un arreglo de contraventeo en diagonal bajo cargas cíclicas; concluyeron que el sistema es adecuado para estructuras sismo-resistentes. Engelhardt et al. [19], Ricles y Popov [20], Engelhardt y Popov [21,22], Bosco y Rossi [23], y Azad y Topkaya [24], en sus investigaciones, presentaron características generales, conceptos básicos relacionados con el comportamiento estructural y descripciones generales de los mecanismos de disipación de energía; también, con base en los resultados proporcionaron recomendaciones de diseño para diferentes configuraciones de MCE.

El desempeño de los sistemas MCE, considerando los diferentes arreglos de contraventeo es un tema importante que ha sido investigado por diversos autores. Roeder y Popov [16-18], diseñaron y analizaron un modelo estructural a escala 1:3 de una crujía con tres niveles, en el que utilizaron contraventeos diagonales. Con los resultados analíticos de las pruebas con carga cíclica concluyeron que el arreglo en diagonal es muy rígido y tiene una excelente disipación

de energía. Hjelmstad y Popov [8] examinaron tres sistemas de marcos de tres crujías con un nivel, empleando diferentes configuraciones de contraventeo con el mismo tamaño de los elementos estructurales. Los tipos de contraventeo que usaron fueron dos diagonales simples y la forma en K. Todos los casos se sometieron a una fuerza concentrada, aplicada en la parte superior de las estructuras y, se determinó que el arreglo de contraventeo “K” tuvo un mejor desempeño para la situación estudiada. Malley y Popov [9] mencionaron una serie de disposiciones de contraventeo propuestas para cumplir con los requisitos arquitectónicos y estructurales, en las cuales se mostró la configuración apropiada dependiendo de las aberturas dentro del marco; sin embargo, no evaluaron el comportamiento estructural. Basados en mecanismos de colapso, Kasai y Popov [10] plantearon estados de desplazamiento para tres tipos de MCE, que pueden utilizarse en sistemas con cualquier arreglo de contraventeo y número de entrepisos, los cuales son un enfoque alternativo más general y simple de aplicar que el desarrollado previamente por Manheim [25]. Whittaker et al. [26] efectuaron una investigación de un modelo estructural de seis niveles aplicando la configuración “K”. La estructura fue sometida a movimientos del terreno simulados y, de acuerdo con los resultados analíticos, los investigadores dedujeron que el sistema tiene las características necesarias para funcionar adecuadamente bajo movimientos sísmicos intensos. Roeder et al. [27] analizaron un edificio de acero de seis niveles equipado con contraventeos excéntricos “K”, realizando pruebas inelásticas enfocadas a determinar la resistencia, ductilidad y mecanismos de falla. Ricles y Popov [28] evaluaron una estructura de seis niveles y tres crujías con dos configuraciones de marco. El contraventeo “K” se ubicó en los tres entrepisos superiores de la crujía central; el contraventeo “D” se posicionó en los extremos de los tres primeros entrepisos. Los autores, diseñaron tres sistemas diferentes con la misma configuración de marco pero con variaciones en el modelado estructural y, basándose en la respuesta no lineal a movimientos sísmicos severos, hicieron comparaciones importantes entre el comportamiento de los tres diseños. Whittaker et al. [29.30], estudiaron el desempeño de un sistema de acero dual con contraventeo excéntrico de seis niveles sometido a una serie de movimientos del terreno.

En años recientes, numerosos investigadores se han enfocado en los desplazamientos para estimar la demanda sísmica. Por ejemplo, O'Reilly y Sullivan [31], Mohebkhah y Farahani [32], Zahedi y Saffari [33], y Fakhraddini et al. [34] diseñaron una serie de marcos MCE y los sometieron ante análisis no lineales para implementar recomendaciones en las demandas de desplazamiento lateral, empleando un enfoque de diseño basado en el desplazamiento. En las investigaciones se utilizó la misma configuración de marco en los modelos estructurales; el contraventeo en K. Por otro lado, también se ha evaluado el comportamiento estructural para diferentes arreglos de contraventeo excéntrico. Por ejemplo, Nourbakhsh [35], y Rinu y Sarif [36], examinaron el desempeño estructural de diferentes configuraciones MCE con la ayuda de análisis estáticos no lineales; evaluaron el comportamiento en función del desplazamiento máximo de azotea y la fuerza cortante basal (curvas de capacidad). Osat et al. [37] estudiaron la respuesta sísmica de MCE con cuatro, ocho y doce niveles, cada modelo con un eslabón vertical, los cuales fueron sometidos a movimientos sísmicos. Zhuang y Zhao [38] realizaron un estudio numérico de un MCE con eslabón vertical; desarrollando el modelo con elementos finitos para analizar los mecanismos de disipación de energía.

La mayoría de los trabajos de investigación que evalúan el comportamiento estructural de los MCE han concluido que, el sistema estructural configurado con distintos arreglos de contraventeo es apropiado y eficiente para implementarse como un sistema sismo-resistente.

Durante los últimos años, en la práctica de la ingeniería estructural, el uso de los MCE se ha vuelto común, debido a que este sistema es una excelente alternativa a los marcos resistentes a momento (MRM) y marcos con contraventeo concéntrico (MCC), específicamente en zonas de alto peligro sísmico. Es bien conocido que, los MRM tiene una alta capacidad para disipar la energía pero carecen de rigidez lateral; por otro lado, los MCC poseen alta rigidez lateral pero sus mecanismos de disipación de energía son limitados [39]. El sistema estructural MCE es una buena alternativa que permite compensar las limitaciones correspondientes a los MRM y MCC. De manera que, los MCE combinan las ventajas individuales de los MRM y MCC, de tal forma que se caracterizan por tener tanto una alta rigidez lateral como capacidad de disipar grandes cantidades de energía, por lo que se les considera un sistema híbrido [21].

Generalmente, un típico sistema MCE está constituido por vigas, columnas, y uno o dos contraventeos, con la única característica de que al menos un extremo del contraventeo es unido a otro contraventeo o columna mediante una sección denominada “eslabón”, como se muestra en la Figura 2.1 [12,35]. En la unión del contraventeo-viga, se genera una conexión excéntrica, ocasionando que el segmento pequeño de viga y potencialmente débil quede sujeto a fuerzas de cortante y momento. Los procedimientos de diseño para este sistema estructural suponen que la disipación de energía es asumida exclusivamente por los eslabones, mientras que los elementos adyacentes permanecen esencialmente elásticos; siempre que, las rotaciones de los eslabones se mantengan bajo un límite aceptable [40-43].

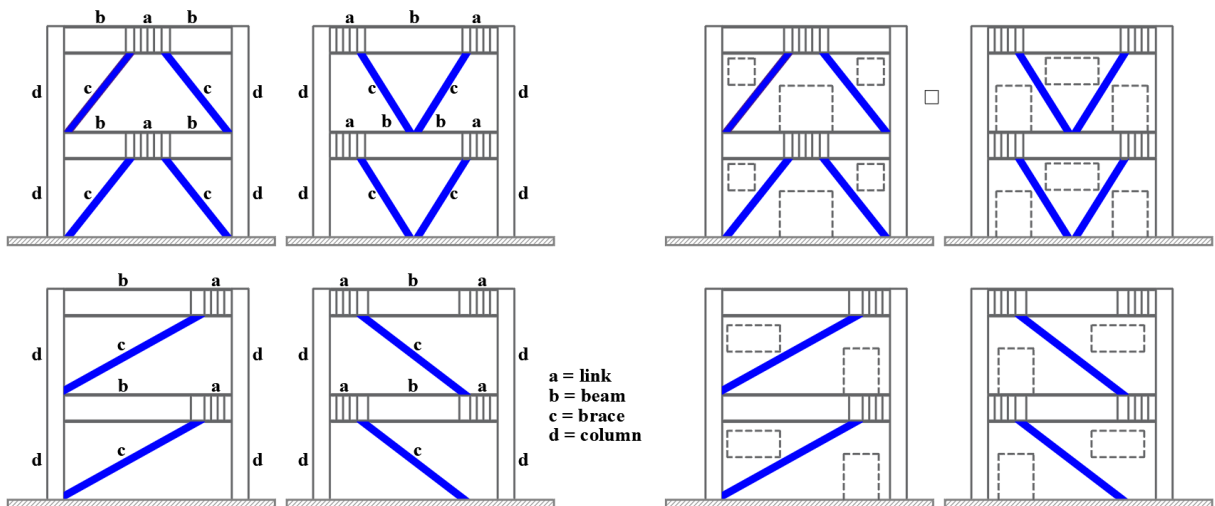


Figura 2.1 Diferentes configuraciones de marco con contraventeo excéntrico

Los eslabones y contraventeos son los elementos que rigen el comportamiento de los sistemas MCE, pero el de mayor importancia es el eslabón, debido a que controla la rigidez lateral y la disipación de energía. A consecuencia de que el eslabón exhibe un comportamiento inelástico bajo terremotos severos y disipa energía, se considera como un fusible estructural, ya que este elemento puede ser renovado una vez finalizada la excitación sísmica intensa, proporcionando nuevamente capacidad de resistencia al sistema estructural ante futuros movimientos a corto y largo plazo [44-47]. La longitud del eslabón es un parámetro clave que controla la resistencia, rigidez, ductilidad y en general, el desempeño del marco. El eslabón puede presentar dos tipos

de comportamiento: fluencia por cortante y por momento. En un eslabón de corta longitud (eslabón corto) con respecto a la crujía, la fluencia del alma es producida debido al cortante; en cambio, un eslabón de mayor longitud (eslabón largo), su comportamiento está gobernado por fluencia de los patines por el momento. Roeder y Popov [16,17], Hjelmstad y Popov [48], y Malley y Popov [9] han demostrado que, bajo cargas cíclicas severas, el desempeño de los eslabones cortos, en términos de resistencia y ductilidad, es considerablemente mejor que el de los eslabones largos.

En el diseño estructural de sistemas MCE se deben tomar en cuenta principalmente estas tres variables: (1) la configuración del contraventeo, (2) longitud del eslabón y (3) propiedades de la sección transversal del elemento eslabón. La configuración del contraventeo y el tipo de eslabón dependerá de los requerimientos arquitectónicos, como las aberturas de puertas y/o ventanas, o las restricciones de funcionalidad de la estructura. En la Figura 2.1 se muestran diferentes configuraciones del sistema MCE.

2.2. Secuencias sísmicas

Las secuencias sísmicas son fenómenos naturales cuya ocurrencia en determinado tiempo es muy incierta, se caracterizan por estar compuestas de movimientos precursores, un evento principal y réplicas. En cualquier secuencia sísmica, al sismo de mayor magnitud se le conoce como evento principal; los movimientos que ocurren antes del evento principal se les llaman precursores y a los sismos posteriores al evento principal se les denominan réplicas [49]. Si la magnitud de una réplica es más grande que el evento principal, la réplica se reclasifica como evento principal y el evento anterior como sismo precursor. Para ilustrar de manera gráfica una secuencia sísmica, en la Figura 2.2 se muestra el evento principal y la réplica registradas por un arreglo de acelerómetros durante el sismo de México en 1985 [50].



Figura 2.2 Secuencia sísmica: evento principal y réplica. Sismo de México de 1985, obtenida mediante el arreglo Guerrero [50]

Se ha observado que las réplicas y su difusión temporal dependen directamente de la energía liberada por el movimiento repentino de las placas tectónicas causado por el evento principal, teniendo características más definidas en comparación con cualquier otro evento dentro de las secuencias sísmicas, y son particularmente activas en el corto plazo, aunque pueden continuar por semanas, meses o años [51,52]. En general, la posibilidad de ocurrencia de las réplicas va disminuyendo conforme al tiempo transcurrido desde la aparición del evento principal, por lo que se espera que los tiempos de llegada sean cortos y, mientras más fuerte sea el evento principal más grandes serán las réplicas.

Una secuencia sísmica comúnmente se presenta cerca del lugar donde ocurre el terremoto principal, justo en las proximidades de la ruptura y alrededor del área afectada. Esto se debe a que los esfuerzos sobre la falla cambian drásticamente durante el evento principal generando réplicas subsecuentes, en ocasiones, el cambio en los esfuerzos es suficientemente grande para detonar las réplicas en fallas aledañas. Un movimiento del suelo se considera réplica si ocurre dentro de la longitud de la superficie de ruptura que generó el evento principal, o dentro de un área de hundimiento denominada área de réplica [53]. Empíricamente, se consideran réplicas a los movimientos que ocurren dentro de la distancia de una o dos veces la longitud de ruptura de la falla que provocó el evento principal debido a la redistribución de los esfuerzos estáticos y dinámicos generados por el evento principal. Por ejemplo, la longitud de ruptura que originó el terremoto de Northridge, California, en 1994 fue de 15 km, por lo que los sismos originados a una distancia de 30 a 45 km fueron considerados como réplicas. Otro ejemplo, de esto es el sismo de Loma Prieta, California, en 1989 ($M_w=6.9$).

2.2.1. Efectos de las secuencias sísmicas en el mundo

La interacción de las secuencias sísmicas con las edificaciones ha ocasionado daños de gran magnitud en diferentes partes del mundo, debido a que las réplicas sacuden a las estructuras debilitadas por el intenso evento principal, aumentando el daño estructural. Por ejemplo, la secuencias de terremotos que devastó gran parte de la zona centro-sur de Chile entre el 21 y 22 de Mayo de 1960, fue uno de los eventos sísmicos más impresionantes a nivel mundial. El terremoto de magnitud $M_w=9.5$, sus movimientos precursores y réplicas provocaron la muerte

de más de 2,000 personas y daños económicos entre 500 y 700 millones de dólares [54]. Se produjeron más de 500 réplicas durante los ocho años siguientes al evento principal, según el Centro Sismológico Internacional (ISC, por sus siglas en inglés).

Un evento destacado fue el ocurrido en los Estados Unidos, el terremoto del 27 de marzo de 1964 tuvo una sacudida de cuatro minutos con magnitud de $M_w=9.2$ en la escala de Richter, después de la catástrofe originada por el evento principal se presentaron aproximadamente 11 réplicas con magnitudes cercanas a $M_w=6.0$, durante más de un año. En este evento murieron más de 130 personas y las pérdidas ascendieron a 570 millones de dólares.

Los movimientos del terreno que sacudieron a una de las ciudades más grandes del mundo; la Ciudad de México, acontecidos entre 19 y 21 de Septiembre de 1985, ocasionaron daños devastadores donde el número de pérdidas de vidas humanas, heridos y daños económicos nunca se conocieron con precisión. El evento principal tuvo una magnitud $M_w=8.1$ con réplica días después de $M_w=7.1$ [55]. En este evento, la réplica tuvo efectos significativos, un ejemplo es lo que pasó con una torre del Conjunto Urbano Pino Suarez, la cual resultó dañada después del evento principal y colapsó al día siguiente durante la réplica (ver Figura 2.3). Asimismo, docenas de estructuras de concreto reforzado tuvieron que ser demolidas, por el peligro que representaban ante futuros movimientos del terreno.



Figura 2.3 Conjunto Urbano Pino Suárez, Ciudad de México. Conjunto de 5 edificios (dos de 13 pisos y tres torres centrales de 20 pisos). Durante el terremoto una de las torres se desplomó por completo, el resto fueron demolidas en 1987 debido a que sufrieron daños importantes

En Turquía, el sismo del 17 de Agosto de 1999 con evento principal de magnitud $M_w=7.4$ presentó una réplica de magnitud $M_w=5.9$ casi un mes después. Estos movimientos mataron alrededor de siete personas, hirió al menos a 239, provocó el colapso de decenas de edificios y cientos de miles de edificaciones quedaron fuertemente dañadas. La Figura 2.4 muestra un edificio en Gölcük ligeramente afectado durante el evento principal y que subsecuentemente colapsó debido a la réplica [56].



Figura 2.4 Edificio en Gölcük. La fotografía de la izquierda muestra la edificación una vez ocurrido el evento principal y la fotografía de la derecha el colapso de la estructura transcurrido un mes ante la réplica [56]

Otro caso documentado es el terremoto de 2002 en Molise, Italia. Este movimiento telúrico ocurrido el 31 Octubre presentó una magnitud $M_w=5.7$ y curiosamente un día después originó una réplica de igual magnitud, la cual ocasionó daños adicionales e importantes a estructuras que no habían sido afectadas por el evento principal [56].

Ejemplos adicionales más recientes y no menos relevantes son los sismos que ocurrieron en el océano Índico en el año 2004 y el de Japón en 2011. El primero de ellos afectó a una gran cantidad de países, la estimación en el número de muertes fue de 280,000 y miles de personas siguen desaparecidas. La magnitud del evento principal fue de $M_w=9.1$ y las réplicas alcanzaron magnitudes desde $M_w=6.0$ hasta $M_w=7.1$. Por otro lado, el terremoto en Japón de magnitud $M_w=9.0$ y sus más de 154 réplicas provocaron daños catastróficos, donde murieron más de 15,000 personas, miles de construcciones fueron destruidas y dañadas severamente. La Tabla 2.1 contiene eventos sísmicos y sus réplicas de las últimas décadas [57].

Tabla 2.1 Eventos sísmicos y sus réplicas [57]

País	Fecha	Magnitud, M_w	Descripción
Chile	25/05/1960	9.5	6 réplicas. La mayor de 8.75 M_w
México	19/09/1985	8.1	Réplicas al día siguiente, 7.1 M_w la mayor
EUA	28/06/1992	7.3	Réplica de 6.5 M_w
Indonesia	26/12/2004	9.1	69 réplicas, 7.1 M_w la mayor
Indonesia	28/03/2005	8.6	8 réplicas entre 5.5 y 6.0 M_w
Chile	13/05/2005	7.8	2000 réplicas aproximadamente
Pakistán	08/10/2005	7.6	147 réplicas al día siguiente, 6.2 M_w la mayor
China	12/05/2008	8.2	46 réplicas, 5.0 M_w la mayor
Haití	02/02/2010	7.0	Cientos de réplicas, 5.9 M_w la más fuerte
Chile	27/02/2010	8.8	22 réplicas mayores a 6.0 M_w (6.9 M_w la mayor)
Nueva Zelanda	22/02/2011	6.3	Réplica de 6.0 M_w
Japón	11/03/2011	9.0	Más de mil réplicas, 7.9 M_w la mayor
Indonesia	11/04/2012	8.6	111 réplicas mayores a 4.0 M_w (8.2 M_w la mayor)
Pakistán	24/09/2013	7.8	Ciento de réplicas, 7.2 M_w la mayor
Nepal	25/04/2015	8.1	Dos réplicas de 6.7 M_w y 5.0 M_w
México	19/09/2017	7.5	9,945 réplicas, 6.1 M_w la mayor
Nueva Guinea	25/02/2018	7.5	Tres réplicas, 6.7 M_w la mayor
Indonesia	05/08/2018	7.5	Precursor de 6.1 M_w y 350 réplicas
China	22/05/2021	7.3	Precursores de 6.4 M_w y réplicas
Turquía y Siria	06/02/2023	7.8	Réplicas mayores a 6.0 M_w

2.3. Importancia de los desplazamientos laterales

Basándose en la estrecha relación que existe entre los desplazamientos laterales y el nivel de daño generado en una estructura al someterse a sollicitaciones sísmicas, las normativas para el diseño sísmico evalúan el comportamiento estructural mediante el desplazamiento relativo de entrepiso, es decir, la diferencia de desplazamientos de entrepisos consecutivos que, para tener una medida adimensional, se normaliza con la altura del entrepiso, nombrando a esta relación como “distorsión de entrepiso”. Adicionalmente, se ha analizado mediante trabajos de reconocimiento en campo posterior a un terremoto y con investigación analítica que la estimación de la capacidad residual de una estructura llega a ser un parámetro significativo para tomarlo en cuenta en los procedimientos de diseño y evaluación de estructuras nuevas o existentes, debido a que las demandas de deformación lateral residual (permanentes) también tienen un rol importante en el desempeño sísmico de una estructura y puede tener consecuencias determinantes. Recientes estudios mencionan que este parámetro podría tener

un gran impacto en el proceso de toma de decisiones sobre la factibilidad técnica y/o económica para la rehabilitación de las estructuras e incluso para la demolición de las mismas, puesto que si una estructura experimenta altos niveles de deformación residual aun sin presentar daños severos o colapsos parciales, si puede ser que exhiba gran vulnerabilidad ante futuros eventos sísmicos [58-60]. Por ejemplo, docenas de edificios de concreto reforzado dañados en la Ciudad de México tuvieron que ser demolidos después del terremoto de Michoacán de 1985 debido a las dificultades técnicas de reparación por las grandes distorsiones permanentes. De manera similar, como consecuencia del sismo de Hyogo-Ken Nambu ocurrido en Japón en 1995, varios edificios de concreto reforzado de poca altura sufrieron daños estructurales mínimos, pero mostraron deformaciones residuales relativamente grandes, también, como resultado de este sismo, en el viaducto Hanshin se demolieron 88 pilas de concreto reforzado por la presencia de desplazamientos permanentes excesivos y por el elevado costo económico que implicaba realizar la reparación [61,62].

Motivados por las observaciones en el comportamiento de las estructuras ante los recientes eventos sísmicos, investigadores han realizado una serie de estudios extensos con el propósito de lograr una mayor comprensión de los parámetros que influyen en la capacidad residual de una estructura, entre los cuales se han analizado; la influencia de la intensidad de los sismos, número de entrepisos, periodo de vibración, mecanismo de marco, sobrerresistencia estructural y comportamiento histérico de los elementos. Los autores han reportado que la amplitud en la demanda de distorsión residual y su distribución en la altura depende altamente del comportamiento histerético de los elementos, mecanismo de marco, intensidad del sismo así como de la sobrerresistencia estructural [58,63,64]. En particular, Ruiz-García y Miranda identificaron que la demanda de distorsión residual específicamente en modelos de edificios regulares estructurados con marcos resistentes a momento presenta grandes niveles de incertidumbre debido a la variabilidad de registro a registro [64].

3. METODOLOGÍA

En esta sección se presenta la descripción general de los edificios de acero con las diferentes configuraciones de contraventeos excéntricos utilizados, la idealización y modelación estructural en el programa OpenSees, los registros seleccionados de la aceleración del terreno, la generación de secuencias sísmicas y el análisis de la respuesta dinámica.

3.1. Descripción general de los modelos

Se proyectan edificios de acero con contraventeo excéntrico de 5, 10 y 15 niveles con alturas de 17.5, 35 y 52.5 metros, respectivamente, los cuales son representativos de edificaciones de baja, media y gran altura. Los modelos estructurales tienen cuatro crujías en la dirección longitudinal y transversal, con 7 metros de longitud cada una, la altura de entrepiso es de 3.5 metros la cual se mantiene uniforme a lo largo de la altura. El sistema de piso que se considera es losacero soportada por vigas secundarias, cuya dirección se alterna en cada tablero con el propósito de desarrollar una rigidez de piso similar en ambas direcciones, este sistema se idealiza como diafragma rígido, donde los nodos correspondientes a un mismo nivel tendrán un desplazamiento lateral semejante, también se dispone del apoyo tipo empotrado para la base de las columnas, dejando de lado la interacción suelo-estructura. Otra consideración importante que influye directamente en la determinación de las cargas variables es el destino o uso de la edificación, en este caso, los diferentes entrepisos de los edificios se destinan para oficinas o despachos; además, se supone que los edificios se desplantan en la zona del Lago de la Ciudad de México.

La Figura 3.1 muestra las elevaciones, vista en planta, alturas de entrepisos, longitud de crujías, ubicación de contraventeos, orientación de columnas y las diferentes configuraciones de contraventeo excéntrico para todos los modelos estructurales. En esta figura, se puede observar que el sistema de contraventeo excéntrico se ubica en los extremos de los marcos perimetrales, mientras que los marcos restantes se consideran resistentes a momento. Las columnas perimetrales son orientadas con el eje fuerte en dirección del eje y ; para las centrales se tiene lo contrario. En todos los casos, se idealizan a las conexiones viga-columna como

restringidas totalmente. Es evidente que los diferentes modelos son esencialmente simétricos en planta; por lo tanto, no se presentarán momentos de torsión significativos. Por otro lado, es importante señalar que por cuestiones de simplicidad para el análisis estructural no se toma en cuenta el sistema de escaleras y elevadores, que sin duda pueden influir en la respuesta estructural.

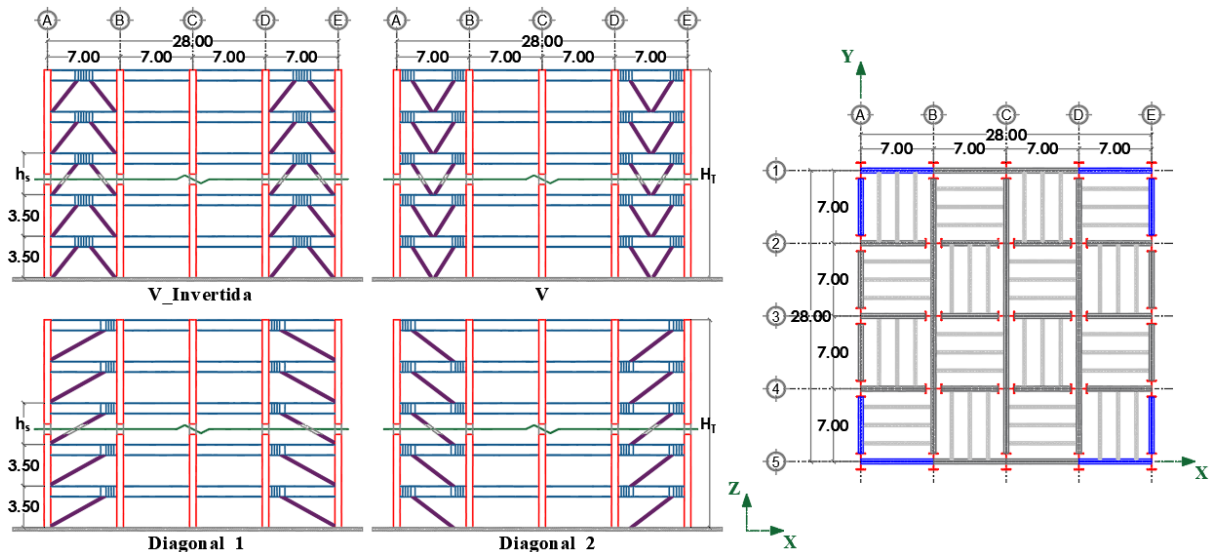


Figura 3.1 Elevación, vista en planta y ubicación de elementos (unidades en metros)

3.1.1. Análisis de cargas gravitacionales

El análisis de cargas es una etapa importante dentro del diseño estructural que permite identificar las diferentes solicitaciones que actúan sobre los elementos que conforman el sistema estructural, lo que implica cuantificar los diferentes tipos de carga. Dentro del análisis de cargas gravitacionales se consideran dos categorías: cargas muertas y cargas vivas.

Para determinar las cargas muertas que actúan en las edificaciones se toman en cuenta los pesos de todos aquellos elementos que ocupan una posición permanente dentro del sistema estructural y que su peso no cambia sustancialmente con el tiempo. Se analiza el sistema de piso (losa de concreto, losacero y vigas secundarias), las cargas provenientes de instalaciones eléctricas y sanitarias, muros divisorios, acabados, rellenos, impermeabilizantes y una carga adicional estipulada por las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México

(NTC-CDMX-2020). El análisis de cargas muertas para el sistema de entrepiso se observa en la Tabla 3.1 mientras que las cargas para la azotea se muestran en la Tabla 3.2. Las cargas correspondientes al peso propio de los elementos estructurales son consideradas dentro del programa de cómputo donde se desarrolla el diseño estructural.

Tabla 3.1 Cargas muertas de entrepiso

Elemento	Peso (kg/m²)
Vitropiso y pegavetro	15.00
Pasta para nivelar	105.00
Sistema de losacero	212.00
Plafón (tablaroca)	10.00
Muros divisorios	120.00
Instalaciones eléctricas y sanitarias	30.00
Carga adicional NTC-2017	40.00
Carga muerta, C_M =	532.00

Tabla 3.2 Cargas muertas de azotea

Elemento	Peso (kg/m²)
Impermeabilizante	1.00
Pasta para nivelar	210.00
Sistema de losacero	212.00
Plafón (tablaroca)	10.00
Instalaciones eléctricas y sanitarias	30.00
Carga adicional NTC-2017	40.00
Carga muerta, C_M =	503.00

Las cargas vivas son dependientes en su totalidad del destino que tendrá la construcción en sus diferentes entrepisos, obran dos tipos de cargas: la carga viva máxima W_m empleada principalmente para el diseño ante fuerzas gravitacionales y la carga viva instantánea W_a usada para el diseño sísmico. La Tabla 3.3 contiene las cargas vivas de entrepiso y azotea, cuyos valores fueron consultados en las NTC-CDMX-2020.

Tabla 3.3 Cargas vivas de entrepiso y azotea

Destino de piso	W_m (kg/m²)	W_a (kg/m²)
Oficinas y/o despachos	250.00	180.00
Azotea con pendiente <5%	100.00	70.00

3.1.2. Análisis sísmico

Las solicitaciones sísmicas son acciones accidentales impropias al funcionamiento normal de las edificaciones que deben ser tomadas en cuenta durante el proceso del diseño estructural. La finalidad de contemplar este tipo de acciones es para prevenir un desempeño estructural inadecuado de las edificaciones ante la ocurrencia de movimientos del terreno y evitar posibles catástrofes.

El análisis sísmico se desarrolla aplicando los criterios y procedimientos que establecen las NTC-CDMX-2020 debido a la suposición de que los edificios son desplantados en la zona del Lago de la Ciudad de México, es decir en la zona III, donde se tiene un periodo del suelo de $T_s=2.275$ s, periodos característicos $T_a=1.806$ y $T_b=2.650$ s, coeficiente de aceleración del terreno $a_0=0.330$, coeficiente sísmico $c=0.952$ y coeficiente $k=0.56$. Según el destino de las edificaciones, la normativa las clasifica dentro del grupo B, subgrupo B1; por su ubicación, altura y los metros cuadrados de construcción. Además, les asigna un factor de importancia igual a la unidad, por lo que no es necesario aumentar las ordenadas espectrales. Por otro lado, los edificios cumplen con los requisitos de regularidad evitando hacer una corrección al factor de reducción por comportamiento sísmico.

Los sistemas estructurales sismo-resistentes utilizados en los diferentes edificios permite emplear la máxima ductilidad permitida por las NTC-CDMX-2020; es decir, un factor de comportamiento sísmico $Q=4.0$, que implica a un factor de sobre-resistencia $R_0=2.0$ y un factor de correlación por hiperestaticidad $k_1=1.25$.

Con base en los parámetros mencionados anteriormente se determina el espectro elástico, el cual es reducido por los factores de comportamiento no lineal y sobre-resistencia, obteniendo el espectro de diseño inelástico, ambos espectros no son afectados por la interacción suelo-estructura ni por mecanismos que proporcionen amortiguamiento suplementario. En la Figura 3.2 se ilustran los espectros, donde el eje de las ordenadas contiene las aceleraciones en términos de la gravedad mientras que el eje de las abscisas los periodos estructurales.

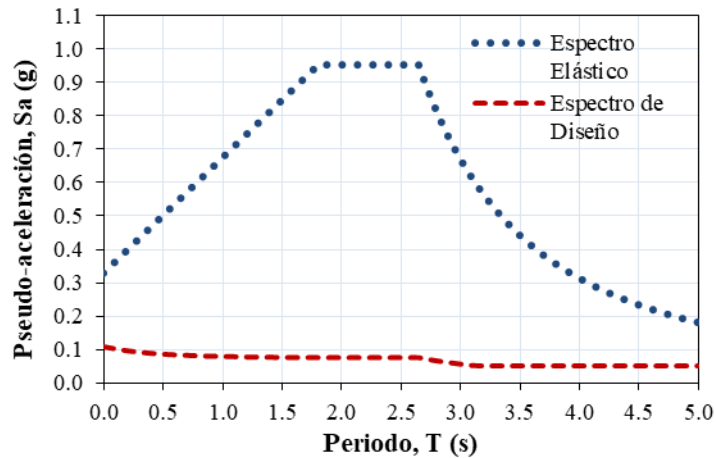


Figura 3.2 Espectro elástico e inelástico de diseño

3.1.3. Combinaciones de carga

La resistencia de los elementos que conforman el sistema estructural se calcula para el efecto combinado de todas las acciones que puedan ocurrir simultáneamente, procurando que la resistencia de diseño sea mayor o igual a la resultante de la combinación de cargas, las cuales serán multiplicadas por factores según la normativa de diseño utilizada. Las NTC-CDMX-2020 establece las combinaciones de carga que se presentan en la Tabla 3.4, donde S_x y S_y son las cargas sísmicas en las direcciones x y y , respectivamente. Para las acciones sísmicas se deben contemplar las dos componentes horizontales del movimiento del terreno, tomando en cada dirección que se analice el 100% de los efectos de la componente y el 30% de los efectos que actúan de manera perpendicular.

Tabla 3.4 Combinaciones de carga

Combinación	Factores de carga				
	C_M	W_m	W_a	S_x	S_y
Comb1	1.3	1.5	-	-	-
Comb2	1.1	-	1.1	1.1	0.33
Comb3	1.1	-	1.1	-1.1	0.33
Comb4	1.1	-	1.1	1.1	-0.33
Comb5	1.1	-	1.1	-1.1	-0.33
Comb6	1.1	-	1.1	0.33	1.1
Comb7	1.1	-	1.1	0.33	-1.1
Comb8	1.1	-	1.1	-0.33	1.1
Comb9	1.1	-	1.1	-0.33	-1.1

3.2. Modelación estructural en OpenSees

Para propósitos de análisis sísmico, los diferentes edificios de acero con sistemas de contraventeo excéntrico fueron modelados como marcos planos en el programa de cómputo OpenSees [65]; programa que simula el comportamiento estructural por medio de análisis de elementos finitos ante distintos tipos de carga.

En el proceso de modelación de las estructuras, los marcos perimetrales se acoplaron a los marcos centrales mediante barras horizontales altamente rígidas, con el fin de simular un diafragma rígido para que todos los nodos correspondientes a un nivel de piso desarrollen el mismo desplazamiento lateral (ver Figura 3.3); los marcos modelados son aquellos que se orientan en la dirección del eje x . La Figura 3.3 muestra el edificio de 5 niveles con un arreglo de contraventeo V_Invertida en el programa OpenSees, es importante destacar que todas las estructuras se modelaron de manera similar.

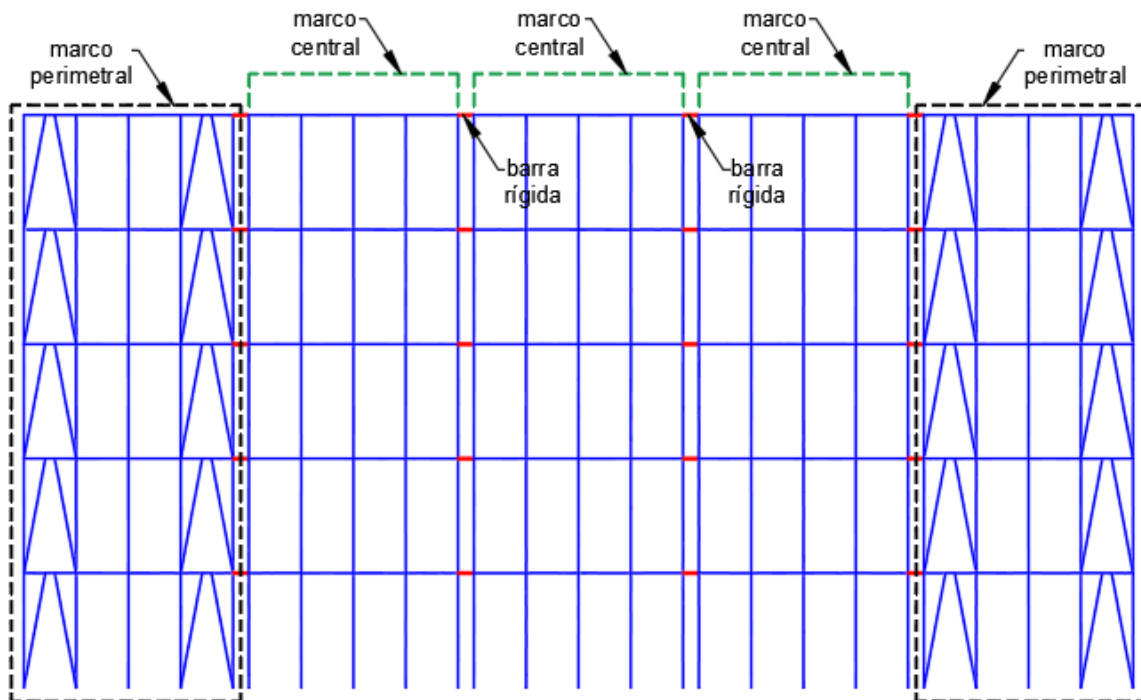


Figura 3.3 Modelación estructural en el programa OpenSees

Por otra parte, se asignaron apoyos del tipo empotramiento, de modo que, no se considera la interacción suelo-estructura ni la flexibilidad de la base, asimismo, los nodos viga-columna se

configuraron sin tomar en cuenta la zona panel, debido a que las fuerzas cortantes en los marcos con contraventeo excéntrico son mucho menores que aquellas que aparecen en los marcos convencionales (resistentes a momento), por tal razón, las rotaciones en esta zona también fueron despreciadas [66]. Adicionalmente, por tratarse de estructuras metálicas se consideró un amortiguamiento Rayleigh del 2% del amortiguamiento crítico en los dos primeros modos de vibrar de las estructuras. Es pertinente resaltar que las cargas gravitacionales actuantes en los diferentes modelos se aplicaron de forma distribuida sobre toda la longitud de las vigas, mientras que las aceleraciones debidas al movimiento del terreno se colocan en la base.

Durante la fase de diseño elástico de los diferentes modelos estructurales se utilizó acero A572 y A500GrB con resistencias nominales a la fluencia de $F_y=50$ ksi ($3,515$ kg/cm²) y 46 ksi ($3,235$ kg/cm²), respectivamente. Sin embargo, recientes estudios sobre la calidad del acero estructural en el mercado mexicano exhiben que los perfiles IR (W, siglas en inglés) de acero A572 y perfiles OR (HSS, siglas en inglés) de acero A500GrB tienen resistencias a la fluencia promedio de 60 ksi y 50 ksi, respectivamente [67,68]. En este estudio, para los análisis no lineales se emplearon las resistencias a la fluencia promedio y la forma en que fueron modelados los elementos que constituyen cada estructura se desarrolla a continuación.

3.2.1. Columnas, Vigas fuera del enlace y Contraventeos

En la modelación de los elementos (columnas, vigas y contraventeos) se ha considerado la plasticidad distribuida, debido a que es una manera eficaz de capturar no linealidades a lo largo de la longitud de los elementos, diferenciándose de la plasticidad concentrada que solo percibe el comportamiento no lineal en puntos preestablecidos. La no linealidad del material puede ocurrir en cualquier punto localizado dentro del elemento y es derivada a partir de los puntos de integración de la respuesta de la sección [69]. Por tal motivo, en este estudio con excepción de los elementos eslabón, se asignaron 5 puntos de integración a los miembros y sus secciones transversales se discretizaron en fibras; 18 fibras para secciones IR y 24 para OR, como se ilustra en la Figura 3.4. La discretización de los elementos estructurales se llevó a cabo tomando en cuenta los estudios de Kotic and Filippou [70]; quienes determinaron que

el uso de 4 fibras en cada patín y 4 fibras en el alma para un total de 12 fibras, garantizan resultados de notable precisión para el comportamiento histerético de elementos estructurales de acero sometidos a historias complejas de cargas cíclicas.

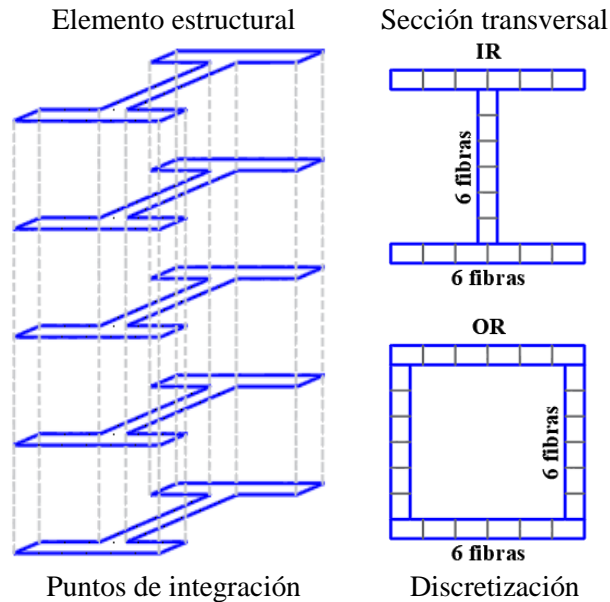


Figura 3.4 Puntos de integración en elementos estructurales y discretización de secciones transversales

Para modelar el comportamiento del acero asignado a columnas, vigas fuera del enlace y contraventeos se decidió utilizar el modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto (ver Figura 3.5), ya que es ampliamente utilizado para simular la respuesta cíclica de estructuras de acero por la sencillez de su formulación, al igual que, describe el comportamiento de elementos de este tipo cuyas secciones transversales son discretizadas mediante fibras [71].

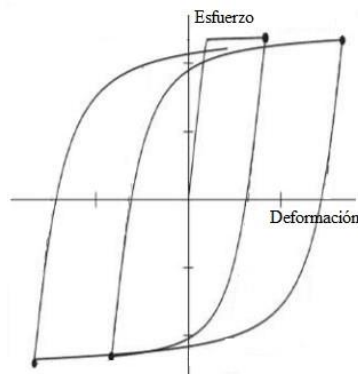


Figura 3.5 Modelo de Giuffré -Menegotto-Pinto [71]

El modelo de Giuffr -Menegotto-Pinto es un modelo de material uniaxial capaz de simular el endurecimiento por deformaci3n isotr3pica, característica que se presenta en el acero, pero incapaz de simular la degradaci3n de resistencia; lo que es una limitaci3n de este modelo.

3.2.2. Eslab3n o Viga enlace

El elemento eslab3n fue modelado con base en la técnica utilizada por Ramadan y Ghobarah [72], y que posteriormente, fue modificada por Richards [44] y Prinz [11]. Empleando esta técnica, el eslab3n es configurado como un elemento elástico lineal con una articulaci3n en cada extremo, es decir, el elemento es dividido en tres partes: dos articulaciones plásticas (una en cada extremo) y una regi3n central elástica lineal. Esto es conocido como “elemento completo”; por lo tanto, se parte de la suposici3n de que toda acci3n inelástica se concentra en las articulaciones plásticas en forma de fuerzas cortantes o momentos de flexi3n [28]. La Figura 3.6a representa el modelo analítico del eslab3n, el cual consiste de un arreglo de cuatro resortes traslacionales actuando en paralelo para simular la articulaci3n a cortante en cada extremo, mientras que, el elemento lineal no deberá actuar a cortante. Para idealizar la curva fuerza cortante-deformaci3n en los extremos del eslab3n como se muestra en la Figura 3.6b, cada resorte que constituye la articulaci3n se configur3 como un material elastoplástico, el cual fue asignado a un elemento de longitud cero definido por un nodo interno y otro externo, ambos ubicados en las misma posici3n y modelados para tener el mismo desplazamiento lateral pero diferente movimiento vertical.

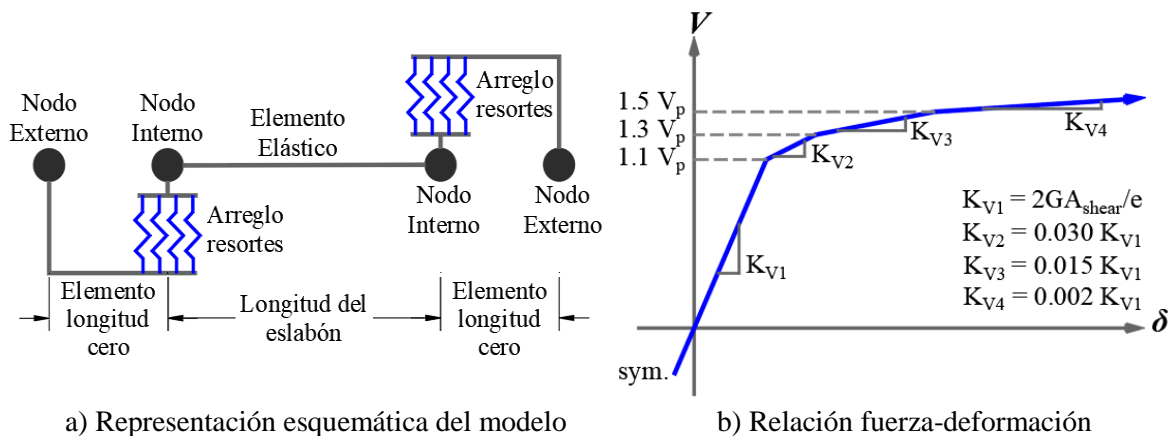


Figura 3.6 Modelaci3n analítica del eslab3n [44]

Con la finalidad de validar el comportamiento histerético del modelo analítico del eslabón indicado en la Figura 3.6b, se simuló en el programa OpenSees el modelo experimental utilizado por Okazaki et al. [73], en el cual idearon un modelo de ensaye que reproduce el entorno de fuerzas y deformaciones a los que está sujeto un eslabón en un sistema de marco con contraventeo excéntrico, donde un extremo del elemento está unido a una columna y el otro al contraventeo (ver Figura 3.7a). Para configurar que el movimiento del eslabón se asemejara al mecanismo de disipación de energía detallaron el modelo de ensaye como se observa en la Figura 3.7b.

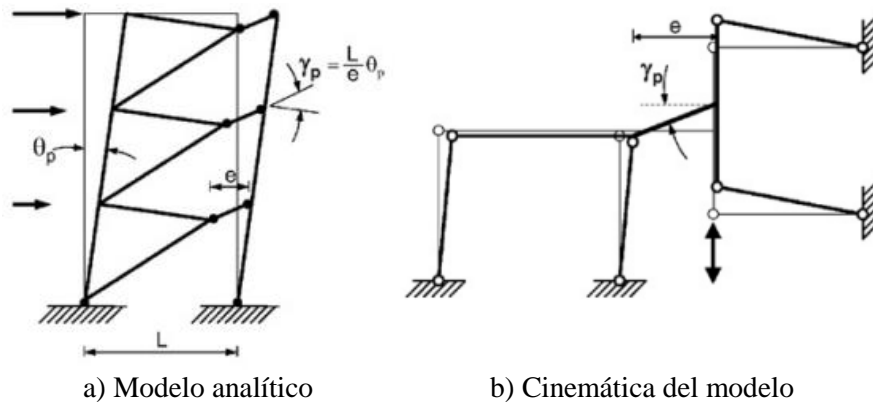


Figura 3.7 Modelo experimental utilizado por Okazaki, et al. [73]

En la prueba experimental realizada por Okazaki et al. [73] se ensayaron 37 especímenes de eslabones derivados de 5 tipos de sección transversal de perfil IR con diferente longitud. Los ensayos se instrumentaron de tal forma que fuera posible medir las deformaciones angulares de los especímenes sometidos a cuatro protocolos de carga cíclica. Ruiz-García et al. [74] replicaron la curva histerética fuerza cortante-deformación correspondiente al eslabón 4A delimitando la respuesta a 0.06 rad (línea punteada) como se indica en la Figura 3.8a , debido que a este nivel de rotación el espécimen experimentó fractura en el alma, de igual manera, en la Figura 3.8b graficaron la curva histerética del mismo espécimen empleando la técnica de modelado del eslabón propuesta por Richards [44]. Se observa que la respuesta histerética analítica reproduce razonablemente bien la respuesta experimental, por tal motivo, en este trabajo de investigación se incorpora la técnica antes mencionada.

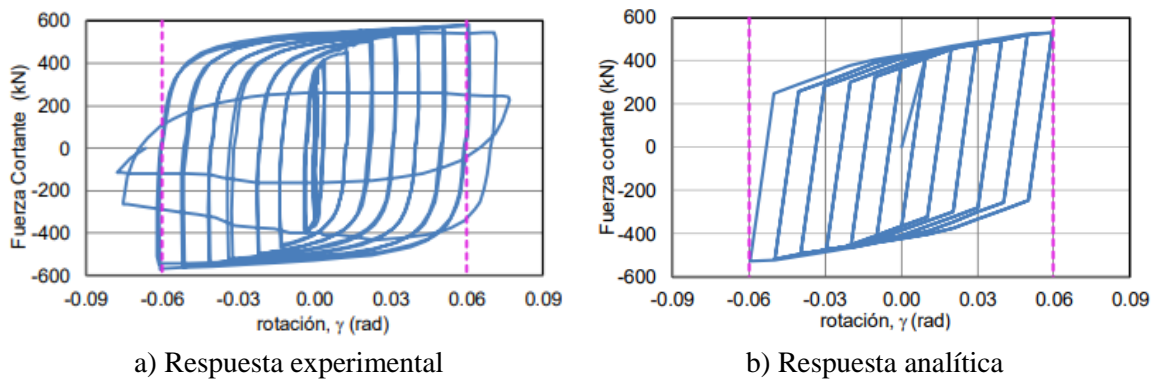


Figura 3.8 Comportamiento histerético del espécimen 4A [74]

3.3. Registros sísmicos

El movimiento del terreno ocasionado por un sismo es un fenómeno natural impredecible descrito por un registro que contiene una inestable serie de aceleraciones y, que tiene amplia influencia en el comportamiento de las estructuras civiles. La incertidumbre sobre el actuar de las estructuras expuestas a solicitaciones de esta naturaleza radica en la variabilidad de las características entre un movimiento y otro, dado que, son más pronunciadas que otro tipo de solicitaciones. En consecuencia, evaluar la respuesta estructural de una edificación ante una historia de aceleraciones en particular puede no reflejar adecuadamente su desempeño. Para abordar este problema, se debe seleccionar una cantidad suficiente de registros sísmicos que representen la sismicidad de la región donde sean desplantadas las estructuras.

La respuesta dinámica de una estructura es dependiente de varios factores como el contenido de frecuencias de la excitación sísmica, la intensidad de las aceleraciones máximas y de las propiedades dinámicas de la estructura. El desempeño estructural depende altamente de la variabilidad de registro a registro, aunque éstos ocurran en el mismo sitio la estructura puede comportarse de manera muy diferente, por tal motivo, con la finalidad de estudiar a detalle el comportamiento estructural de los distintos modelos de edificios considerados en esta investigación, se seleccionaron un conjunto de veinte registros de aceleraciones del terreno obtenidos de estaciones ubicadas en suelo blando de la Ciudad de México, los cuales se presentan en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 Registros del movimiento del terreno

Registro	Fecha	Magnitud	Estación
1	11/01/1997	6.9	Valle Gómez
2	09/10/1995	7.3	Valle Gómez
3	25/04/1989	6.9	Tlatelolco
4	14/09/1995	7.4	Tlatelolco
5	11/01/1997	6.9	Tlatelolco
6	25/04/1989	6.9	Garibaldi
7	14/09/1995	7.2	Garibaldi
8	09/10/1995	7.3	Garibaldi
9	11/01/1997	6.9	Garibaldi
10	14/09/1995	7.2	Alameda
11	25/04/1989	6.9	Alameda
12	25/04/1989	6.9	Tlatelolco
13	14/09/1995	7.2	Tlatelolco
14	09/10/1995	7.3	Liverpool
15	11/01/1997	6.9	Liverpool
16	14/09/1995	7.2	Córdoba
17	09/10/1995	7.3	Córdoba
18	11/01/1997	6.9	Córdoba
19	25/04/1989	6.9	C.U. Juárez
20	14/09/1995	7.2	C.U. Juárez

Los movimientos del terreno contenidos en la Tabla 3.5 tienen características en común, como magnitudes muy similares, duraciones, contenidos de frecuencias, aceleraciones y velocidades máximas del suelo. La Figura 3.9 muestra los espectros de respuesta en términos de la pseudo-aceleración para todos los registros seleccionados.

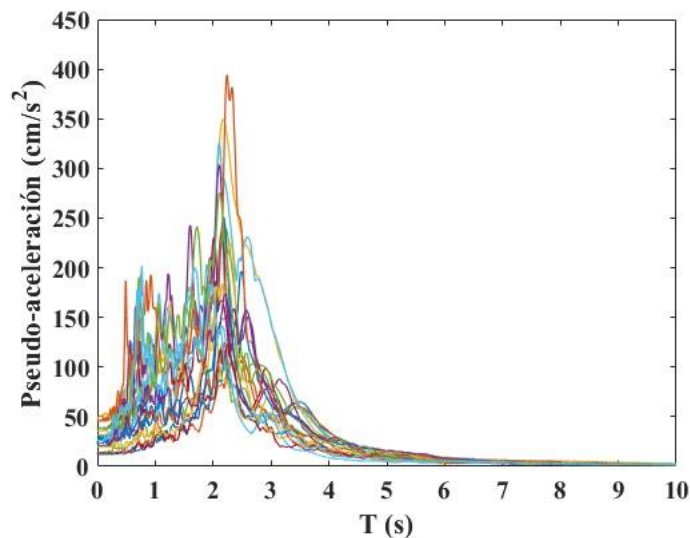


Figura 3.9 Espectros de respuesta de los registros seleccionados

3.4. Generación de secuencias sísmicas

Actualmente, ante la falta de disponibilidad de acelerogramas que representen secuencias sísmicas reales registradas en suelo blando y que tengan características similares a la historia de aceleraciones documentada en la estación Central de Abastos Frigorífico (CDAF) durante el sismo que sacudió a la Ciudad de México en septiembre de 1985, surge la necesidad de generar secuencias sísmicas artificiales (evento principal-réplica).

En este estudio, las secuencias sísmicas artificiales creadas se basan en los registros reales de secuencias sísmicas obtenidas de la estación CDAF (ver Figura 3.10), a causa de la ausencia de información que permita caracterizar de mejor manera a estos fenómenos. La importancia de considerar las características de la historia de aceleraciones real registrada en suelo blando como el de la Ciudad de México, prevalece en las propiedades únicas que tiene el terreno (contenido de agua mayor al 400%, índice de plasticidad excede el 300% y el índice de compresión puede llegar a un valor de 10, cuando en la mayoría de los suelos es menor a 1) lo que motiva a que se presente la amplificación de ondas sísmicas [75].

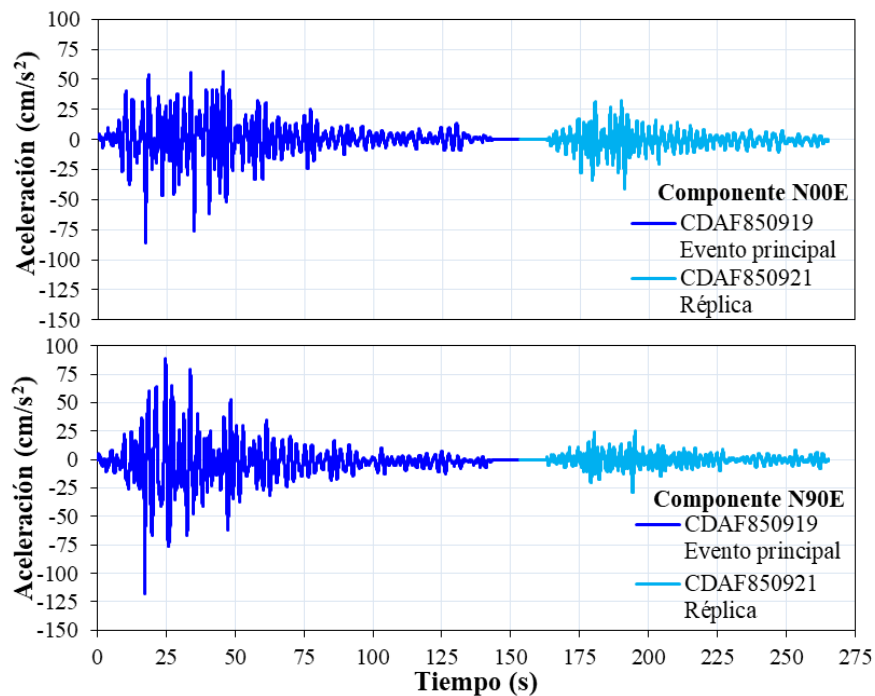


Figura 3.10 Acelerogramas de secuencias sísmicas registradas en la estación CDAF

El periodo dominante del terreno (T_s) es un parámetro íntimamente ligado a la respuesta de las estructuras, ya que se tiene la certeza de que las características del suelo de la Ciudad de México jugaron un papel principal en la catástrofe de septiembre de 1985, donde se tuvieron pérdidas incalculables [75]. Para identificar este parámetro de la secuencia sísmica real se determinan los espectros de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración, tanto para el evento principal como para la réplica, los cuales se observan en la Figura 3.11.

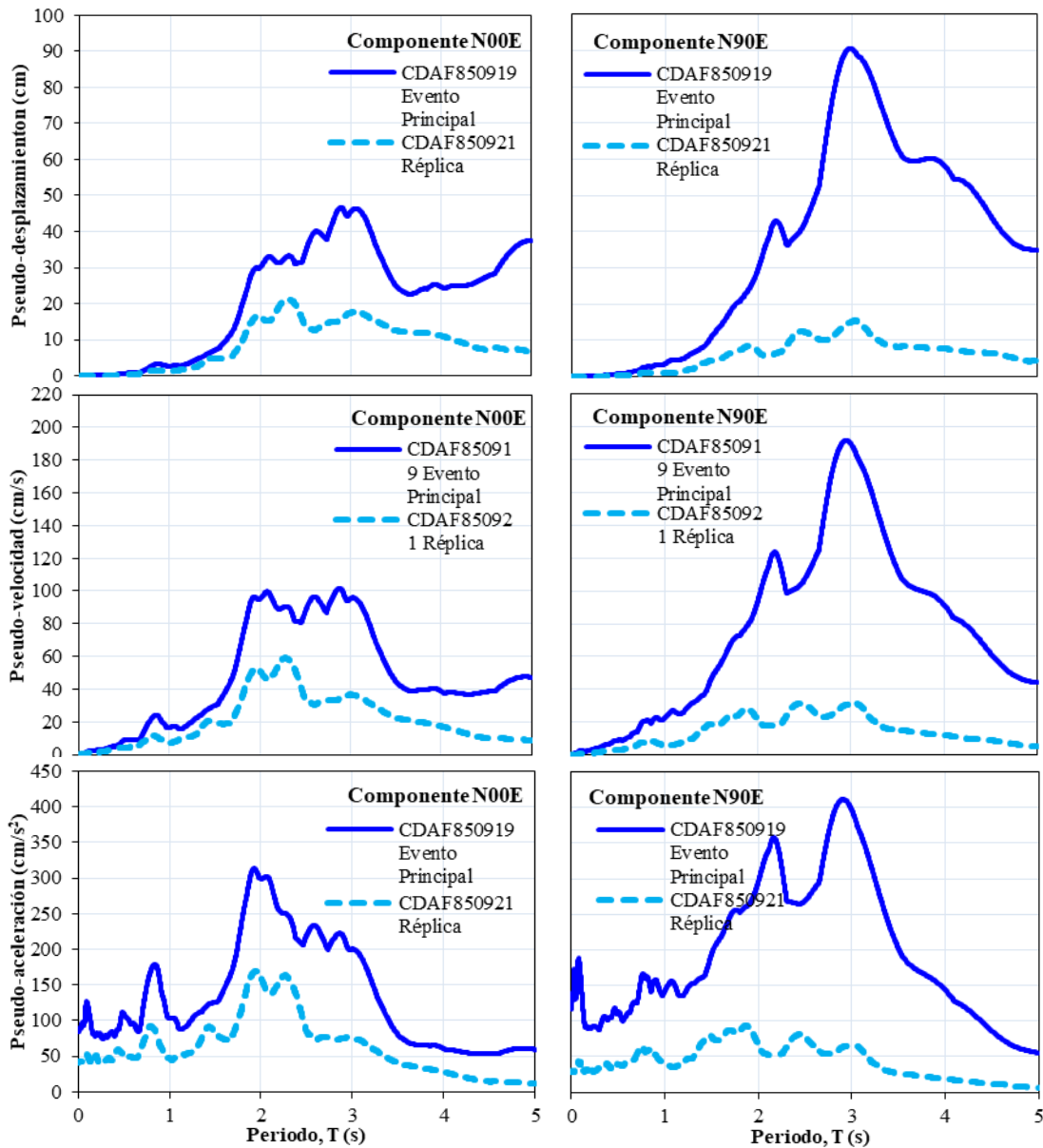


Figura 3.11 Espectros de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración de las secuencias sísmicas registradas en la estación CDAF

Con base en el espectro de respuesta de velocidad (generalmente empleado para determinar el periodo dominante del terreno), se percibe que la componente N00E tiene un periodo del terreno igual a 2.889 s, mientras que el de la componente N90E es de 2.988 s; ambas corresponden al evento principal. En cambio, en la réplica se aprecian periodos del suelo de 2.281 s y 3.039 s, para las componentes N00E y N90E, respectivamente. Las características más relevantes de los eventos principales y réplicas son resumidas en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6 Características de las secuencias sísmicas registras en CDAF

Sismo	Fecha	Nombre de la estación	Magnitud	Componente	Amt (<i>cm/s²</i>)	Ts (s)
Evento Principal	19/09/1985	CDAF	8.1	N00E	-86.00	2.889
				N90E	-117.49	2.988
Réplica	21/09/1985	CDAF	7.6	N00E	-41.15	2.281
				N90E	-28.71	3.039

A partir de los parámetros mostrados en la Tabla 3.6 se seleccionaron historias de aceleración de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes registradas en suelo blando con periodos dominantes del terreno similares a los manifestados por las secuencias sísmicas reales, con la finalidad de utilizarlos para generar las historias de secuencias sísmicas artificiales. La Tabla 3.7 contiene los registros sísmicos individuales que fueron elegidos, cuatro de ellos (1-4) presentan periodos del terreno semejante al percibido por los eventos principales y por la componente N90E de la réplica en las secuencias reales, estos son utilizados como eventos principales y réplicas; mientras que, los cuatro acelerogramas restantes (5-8) son empleados solo como réplicas, ya que tienen periodos del terreno cercanos a la réplica de la componente N00E en la secuencia sísmica real.

Los acelerogramas seleccionados evidencian bajos niveles de aceleración máxima del terreno (Amt), por tal motivo, se decidió escalarlos tomando como referencia la velocidad máxima del terreno de la componente N90E registrada en la estación SCT durante el evento del 19 de septiembre de 1985. Para más detalles sobre el procedimiento de escalado de los registros sísmicos individuales ver el estudio desarrollado por Gonzalez-Cuevas [76].

Tabla 3.7 Características de los registros para generar secuencias sísmicas

Sismo	Fecha	Nombre de la estación	Componente	Magnitud	Amt (<i>cm/s²</i>)	Ts (s)
1	25/04/1989	Villa del Mar	N90E	6.9	46.5	2.96
2	25/04/1989	Villa del Mar	N00E	6.9	49.4	2.96
3	25/04/1989	Jamaica	N00E	6.9	35.2	3.04
4	25/04/1989	Rodolfo Menéndez	N90E	6.9	47.7	2.89
5	25/04/1989	P.C.C Superficie	N90E	6.9	42.5	2.3
6	14/09/1995	Córdova	N90E	7.1	19.4	2.3
7	25/04/1989	Liverpool	N90E	6.9	40.0	2.3
8	14/09/1995	Roma-B	N90E	7.1	25.0	2.3

En investigaciones previas, la generación de secuencias sísmicas artificiales se ha abordado aplicando dos enfoques: (1) el repetido y (2) el aleatorio. El primer enfoque se fundamenta en repetir el evento principal como réplica dentro de la misma secuencia sísmica, en cambio, el segundo enfoque consiste en ensamblar mediante combinaciones a un conjunto de eventos principales de forma aleatoria, sin repetir el mismo evento en una secuencia sísmica. Ruiz-García et al. [77] mencionan que el primer enfoque no es realista y conduce a una respuesta totalmente diferente en comparación con las secuencias reales. Por tal razón, en este estudio se adopta el segundo enfoque (aleatorio).

Para combinar el conjunto de eventos sísmicos comprendidos en la Tabla 3.7 y formar las secuencias sísmicas artificiales se plantea el esquema de la Figura 3.12, el cual no permite los eventos repetidos en la misma historia de tiempo y como resultado de la esquematización se tienen 28 combinaciones posibles.

		Réplicas							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Evento principal	1	11	12	13	14	15	16	17	18
	2	21	22	23	24	25	26	27	28
	3	31	32	33	34	35	36	37	38
	4	41	42	43	44	45	46	47	48

Evento no utilizado

Figura 3.12 Esquema matricial para combinar eventos principales

Durante el proceso de ensamblaje de los registros individuales, las réplicas artificiales fueron separadas de los eventos principales a través de 20 segundos de aceleraciones con valor cero, para garantizar que las estructuras alcancen un estado de reposo después de la vibración libre.

Los 28 registros de secuencias sísmicas artificiales fueron escalados a distintos niveles de intensidad, tomando como criterio de escalado a la pseudo-aceleración espectral en el periodo fundamental de vibración de la estructura, $S_a(T_1)$. El procedimiento utilizado para generar y escalar las secuencias sísmicas es el siguiente:

1. Obtener los valores de la pseudo-aceleración espectral de los registros utilizados como eventos principales correspondientes al periodo fundamental de la estructura de interés, $S_a(T_1)$ real.
2. Proponer el nivel de intensidad de pseudo-aceleración objetivo, $S_a(T_1)$. Se establecen intensidades que varían desde 0.1g hasta 2.0g con incrementos de 0.1g.
3. Calcular el factor de escala, el cual se define como la relación del nivel de intensidad de pseudo-aceleración objetivo respecto a la pseudo-aceleración real.
4. Multiplicar los registros empleados como eventos principales por el factor de escala.
5. Agregar 20 segundos de aceleración cero al final de cada evento principal.
6. Estimar las aceleraciones máximas de los eventos principales escalados.
7. Añadir los registros correspondientes a la réplica artificial, la cual tendrá relaciones de aceleración de 0.35, 0.70 y 1.0 de la aceleración máxima de los eventos principales.

La metodología descrita anteriormente tiene como resultado tres conjuntos de acelerogramas de secuencias sísmicas artificiales, donde cada conjunto se constituye por 28 registros; el primero se compone por eventos principales y réplicas escaladas al 100% de la aceleración máxima del evento principal (EP+100R), el segundo se configura por eventos principales y réplicas escaladas al 70% de la aceleración máxima del evento principal (EP+70R), y el último conjunto se forma de eventos principales y réplicas escaladas al 35% de la aceleración máxima del evento principal (EP+35R).

Para diferenciar a las secuencias sísmicas artificiales en los diferentes conjuntos se utiliza una nomenclatura establecida a partir de los números de los registros que la componen y su porcentaje de escalamiento; por ejemplo, el registro EP1+100R2 es la secuencia formada por el evento principal 1 (de cuatro posibles) y la réplica 2 (de siete posibles), dado que pertenece al conjunto EP+100R, se sabe que la réplica está escalada al cien por ciento de la aceleración máxima del evento principal. En la Figura 3.13 se exponen los acelerogramas de la secuencia EP1+R2 en los diferentes niveles de escalamiento de la réplica.

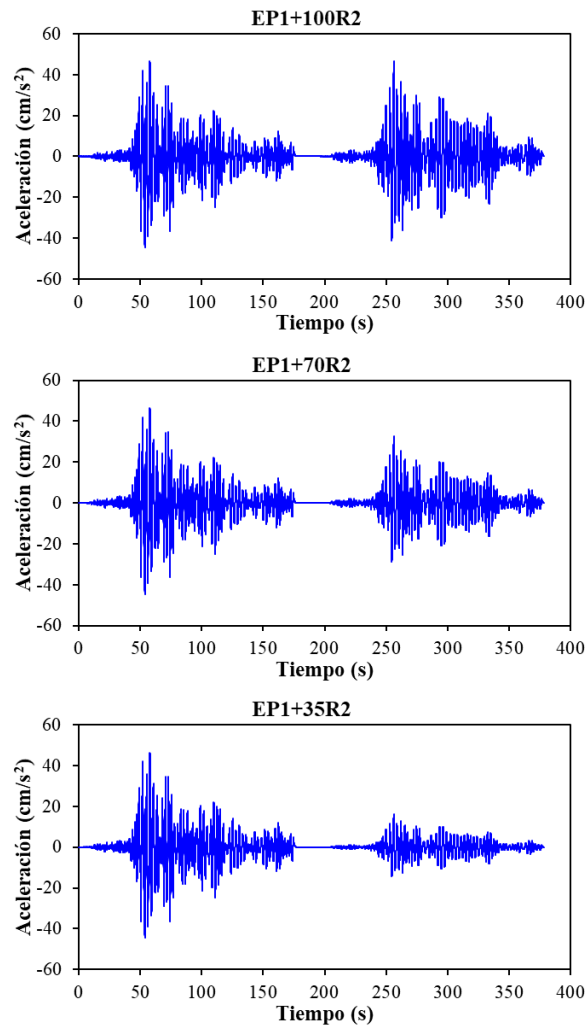


Figura 3.13 Secuencia sísmica EP1+R2 en diferentes niveles de escala

3.5. Análisis Dinámico Incremental

El desempeño sísmico de los diferentes modelos estructurales fue evaluado mediante Análisis Dinámicos Incrementales (IDA, por sus siglas en inglés), cuyo objetivo es estimar a detalle el desempeño estructural bajo cargas sísmicas, empleando registros sísmicos escalados a múltiples niveles de intensidad sísmica hasta que la estructura exhiba cierto comportamiento asociado a un nivel de desempeño deseado. El escalamiento de los registros sísmicos permite que la estructura experimente un comportamiento que va desde el rango elástico al inelástico. Los IDA se desarrollaron sometiendo a los modelos ante un conjunto de historias de aceleración escaladas a distintos niveles de intensidad, se optó por utilizar como medida de intensidad a la pseudo-aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de vibrar de la estructura de interés, $S_a(T_1)$. Las historias de aceleración de cada registro sísmico fueron escaladas con el objetivo de alcanzar niveles de intensidad desde $S_a(T_1)=0.1g$ hasta $S_a(T_1)=2.0g$, en incrementos de $S_a(T_1)=0.1g$.

La metodología para escalar cada registro sísmico fue previamente descrita en la sección anterior, pero por conveniencia se explica de nuevo y consiste en lo siguiente: se determina el espectro de respuesta elástico en términos de la pseudo-aceleración para luego obtener el valor correspondiente al periodo fundamental de vibrar de la estructura (ver Figura 3.14).

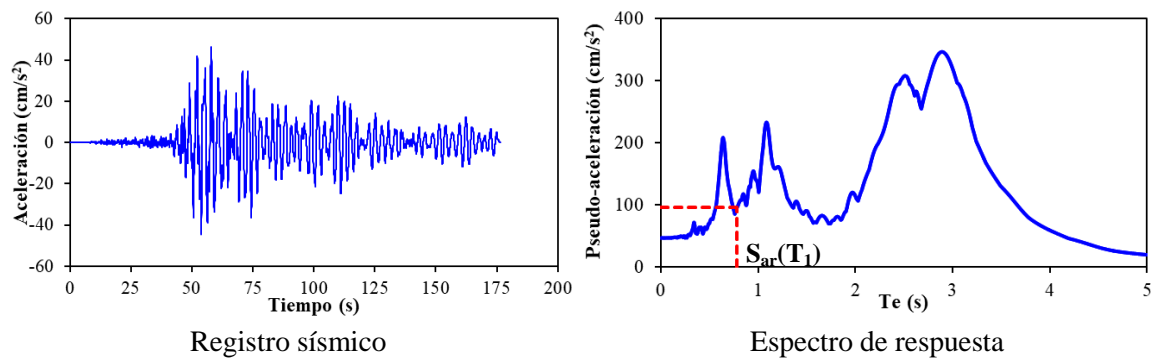


Figura 3.14 Registro sísmico con su respectivo espectro de respuesta

Después de identificar la pseudo-aceleración del espectro de respuesta, S_{ar} , se calcula el factor de escala, F_e , definido como la relación del nivel de intensidad de pseudo-aceleración objetivo, S_{ad} , respecto a la pseudo-aceleración real, S_{ar} , como sigue: $F_e=S_{ad}/S_{ar}$. Al final, se

multiplica cada registro por el factor de escala que le corresponde y así sucesivamente para los diferentes niveles de intensidad objetivo.

El análisis dinámico incremental se representa a través de una gráfica donde se relaciona un parámetro de respuesta con los diferentes niveles de intensidad sísmica. Existen diferentes parámetros para evaluar la demanda sísmica de una estructura, en este estudio, se utilizaron las distorsiones máximas de entrepiso, las distorsiones residuales máximas de entrepiso, las rotaciones inelásticas del elemento eslabón, los desplazamientos de azotea y los cortantes en la base.

3.5.1. Distorsiones máximas

La distorsión máxima de entrepiso y la distorsión residual máxima de entrepiso se distinguen a partir de la forma en que son obtenidas, la primera se presenta durante la excitación sísmica y la segunda, cuando la estructura ha entrado en un estado de reposo después que la excitación ha terminado, y no fue capaz de regresar a su estado de equilibrio inicial. Ambas distorsiones se definen como la diferencia relativa entre los desplazamientos de dos niveles consecutivos ($\Delta_{(i)} - \Delta_{(i-1)}$) entre la diferencia de las alturas ($h_{(i)} - h_{(i-1)}$), como se muestra en la Figura 3.15. Aquí, es importante mencionar que cada entrepiso experimenta su propia distorsión máxima, las cuales no ocurren necesariamente en el mismo instante de tiempo. Para estudiar este parámetro se traza un perfil vertical con las distorsiones de cada entrepiso producidas por una excitación sísmica como se muestra en la Figura 3.16.

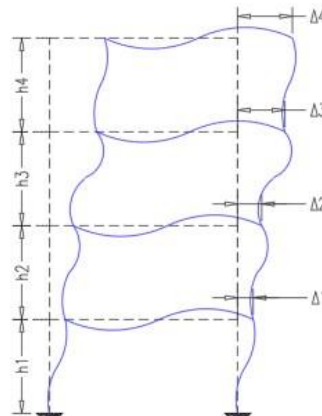


Figura 3.15 Desplazamientos de un marco ante cargas laterales [78]

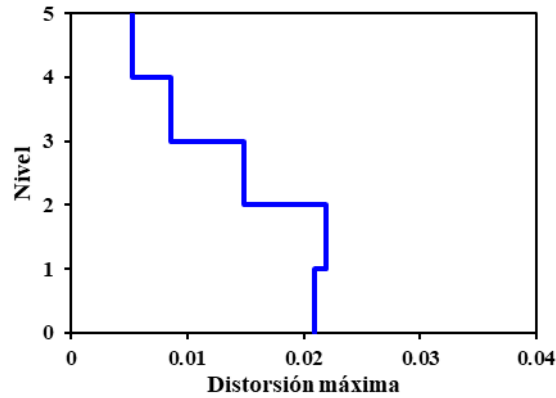


Figura 3.16 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso

A partir del perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso se extrae la mayor distorsión y esta representa solo un punto de la curva que describe el análisis dinámico incremental. En la Figura 3.17 se exponen los resultados de un típico análisis dinámico incremental, donde el eje de las ordenadas contiene las distorsiones máximas (parámetro de respuesta analizado) y el eje de las abscisas a los niveles de intensidad sísmica en términos de la gravedad.

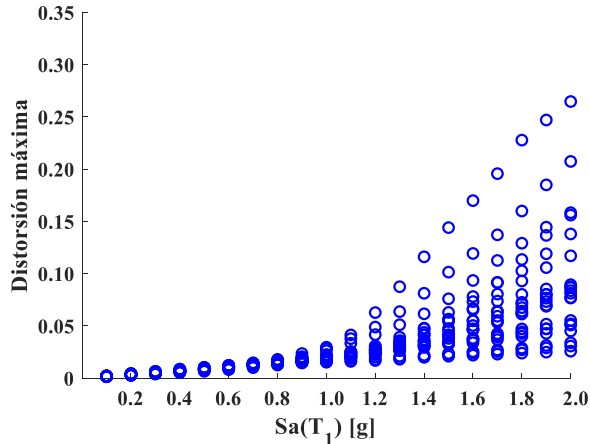


Figura 3.17 Representación de un análisis dinámico incremental

3.5.2. Rotaciones inelásticas del eslabón

Las rotaciones inelásticas que desarrolla el elemento eslabón cuando el sistema es sometido a cargas horizontales se ilustran en el marco deformado de la Figura 3.18a, y sus valores son calculados como la diferencia entre los desplazamientos verticales de los nodos externos que

acotan al elemento ($n_1 - n_2$), dividida entre la longitud del eslabón (e). El desempeño de este elemento se analiza mediante la curva histerética ejemplificada por la Figura 3.18b.

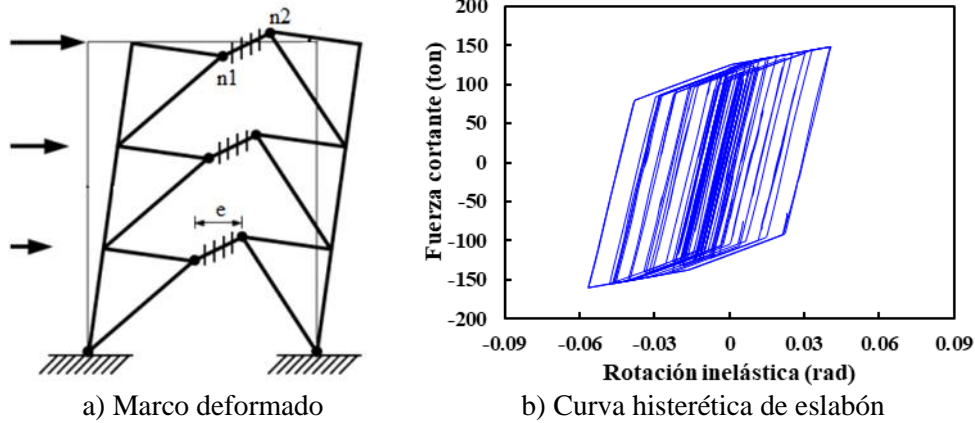


Figura 3.18 Idealización de las rotaciones inelásticas del elemento eslabón

3.5.3. Curva de capacidad dinámica

Adicional a los parámetros de respuesta sísmica tratados previamente, el análisis dinámico incremental también fue utilizado para estudiar el desempeño sísmico de las estructuras en términos de la curva de capacidad dinámica, la cual consiste de una gráfica que relaciona al cortante basal con el desplazamiento de azotea y que, permite determinar el factor de comportamiento sísmico (ductilidad) de las estructuras. La curva de capacidad dinámica es dependiente de cierto comportamiento estructural asociado al mal funcionamiento o a la falla (colapso) teórica del sistema, es decir, el análisis dinámico incremental se restringe cuando se alcanza un criterio de falla propuesto (nivel de desplazamiento o falla de algún elemento estructural). Por ejemplo, en este trabajo se consideró que los análisis finalizaran cuando los eslabones experimentaran un nivel de rotación inelástica en la cual estos elementos presentan fallas locales (pandeos y fracturas en la sección transversal del miembro).

En una curva de capacidad dinámica los desplazamientos de azotea pueden ser representados mediante las distorsiones de azotea (Δ_a), definidas como el desplazamiento de azotea dividido entre la altura total de la estructura, mientras que, el cortante basal por lo general se normaliza con el peso total de la estructura (V_b/W), como se observa en la Figura 3.19.

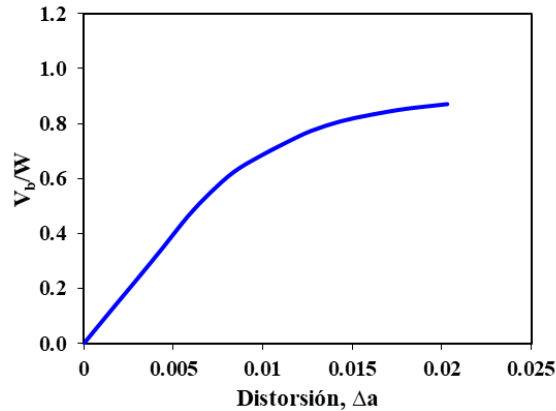


Figura 3.19 Curva de capacidad dinámica

3.5.3.1. Factor de comportamiento sísmico (Q)

El factor de comportamiento sísmico también conocido como factor de ductilidad, se emplea para tomar en cuenta la influencia del comportamiento no lineal de las estructuras, debido a que describe el nivel de deformación inelástica máxima esperada por un sistema sometido a un movimiento del terreno provocado por un sismo. Este factor se define por la relación:

$$Q = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (3.1)$$

donde, Δ_{max} es el máximo desplazamiento lateral inelástico obtenido después de la aplicación de la historia de aceleraciones y Δ_y es el desplazamiento de fluencia.

La ductilidad se determinó con base en el comportamiento global de la estructura definido por la curva cortante basal (V_b) - distorsión de azotea (Δ_a) y expresada por medio de la Figura 3.20. Aquí, en consecuencia al modelado en OpenSees, donde las secciones transversales de los elementos estructurales fueron discretizadas en fibras, se tiene un cambio de pendiente en el intervalo inelástico muy pequeña debido a que ocurre la fluencia sucesiva de fibras; sin embargo, el inicio de la plasticidad de algunas fibras no puede estar asociado con la fluencia de la sección transversal. Por lo tanto, la pendiente de la rigidez inelástica que da inicio a la fluencia se estableció cuando la pendiente tangencial presentara un cambio de pendiente mayor al 5% (ver Figura 3.21) [79].

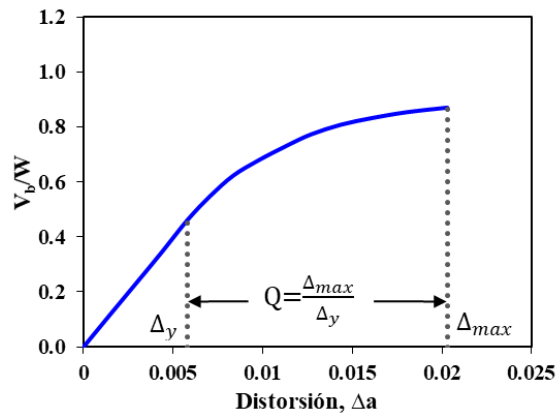


Figura 3.20 Definición de Q en curva de capacidad dinámica

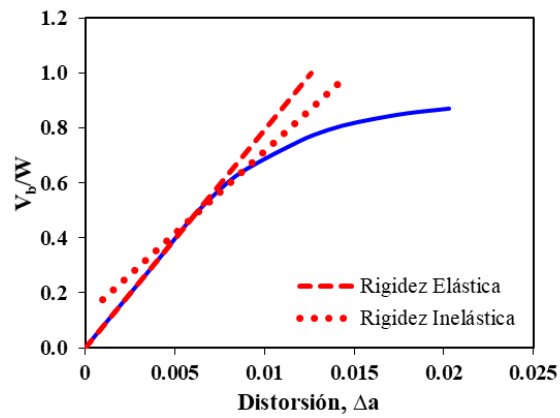


Figura 3.21 Inicio de la fluencia en curva de capacidad dinámica

4. RESULTADOS NUMÉRICOS

En esta sección se presenta el diseño de los edificios de acero con diferentes configuraciones de contraventeo excéntrico y la respuesta sísmica de los modelos estructurales obtenida a través de los análisis dinámicos incrementales, la cual se divide en dos partes. En la primera parte, se analiza el desempeño sísmico de los modelos estructurales con las configuraciones de marco Diagonal_1, Diagonal_2, V y V_Invertida, sujetos a un grupo de registros sísmicos donde se considera cada historia de aceleración como única e independiente. En la segunda parte, se estudia el comportamiento sísmico de las estructuras con sistemas de contraventeo excéntrico identificados como Diagonal_1 y V_Invertida sometidos a tres conjuntos de secuencias sísmicas artificiales.

4.1. Modelos estructurales

Los diferentes edificios de acero con sistema de contraventeo excéntricos fueron diseñados como estructuras de ductilidad alta, donde las secciones transversales de los elementos que los componen cumplen con los requisitos básicos para miembros de ductilidad alta o media, dependiendo del elemento estructural. Para su diseño se propusieron perfiles de acero de acuerdo al uso ordinario en la construcción y siguiendo las recomendaciones por normativa. En columnas, vigas y eslabones se utilizan perfiles de sección IR (W, siglas en inglés) de acero A572 con resistencia nominal a la fluencia $F_y=3,515 \text{ kg/cm}^2$; para los contraventeos se emplean perfiles de sección OR (HSS, siglas en inglés) de acero A500GrB con resistencia nominal a la fluencia $F_y=3,235 \text{ kg/cm}^2$.

El elemento eslabón o viga enlace se configura para tener una longitud igual al 15% de la longitud de la crujía donde se ubica el contraventeo excéntrico, con el objetivo de garantizar que este elemento desarrolle fluencia por fuerza cortante (eslabón de cortante). Por otra parte, en los marcos internos donde la estructura se compone por marcos resistentes a momento se satisface la premisa de diseño, donde la relación de la sumatoria de los momentos en las columnas entre la sumatoria de los momentos en las vigas (unión viga-columna) es mayor que la unidad, por lo que se tiene un sistema columna fuerte – viga débil.

Durante el proceso de análisis y diseño estructural se evaluaron los estados límite de falla y de servicio mediante el análisis modal espectral. Como resultado del diseño elástico se presenta el comportamiento estructural evaluado en términos de las distorsiones máximas de entrepiso y rotaciones del eslabón, solo para los modelos configurados con el arreglo de contraventeo V_Invertida, también se exponen las secciones transversales de los diferentes miembros estructurales de todos modelos ilustrados en la Figura 3.1. Para identificar cada modelo estructural se utiliza la siguiente nomenclatura: número de niveles (S), número de crujías (B) y la configuración del marco.

4.1.1. Edificios de 5 niveles

Edificios que tienen una altura total de 17.50 metros y dimensiones en planta de 28.0 metros en cada dirección, sus características geométricas y de estructuración se describieron en la sección 3.1, mientras que la modelación estructural de los diferentes modelos y la nomenclatura para identificarlos se observan en la Figura 4.1.

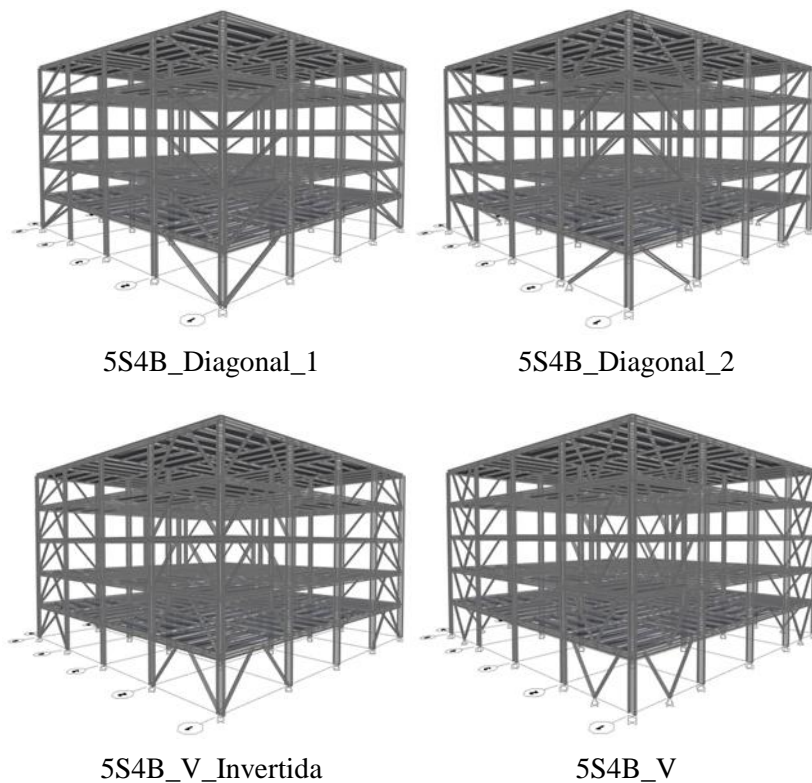


Figura 4.1 Modelos estructurales de 5 niveles

La revisión de los parámetros de respuesta que garantizan el buen comportamiento estructural ante la acción sísmica se muestran en la Tabla 4.1, la cual contiene las distorsiones máximas de entrepiso para la limitación de daños ante sismos frecuentes (servicio) y para el estado límite de seguridad contra colapso, asimismo, incluye las rotaciones de los eslabones. Estos indicadores asociados al desempeño estructural deben cumplir con lo establecido por la normativa de diseño utilizada, en este caso, las NTC-CDMX-2020 establece los siguientes valores límite: $\Delta_{servicio}=0.004$ y $\Delta_{colapso}=0.02$, en cambio, la rotación del eslabón se condiciona a un valor de 0.08 rad. Es importante mencionar que la Tabla 4.1 expone la respuesta sísmica del modelo 5S4B_V_Invertida, los modelos restantes fueron analizados de la misma manera.

Tabla 4.1 Distorsiones y rotaciones del modelo 5S4B_V_Invertida

Nivel	Distorsión de servicio		Distorsión de colapso		Rotación inelástica	
	Δx	Δy	Δx	Δy	γ_x	γ_y
5	0.0011	0.0011	0.0063	0.0066	0.0422	0.0442
4	0.0016	0.0016	0.0094	0.0095	0.0626	0.0636
3	0.0019	0.0019	0.0113	0.0116	0.0756	0.0775
2	0.0018	0.0019	0.0110	0.0114	0.0730	0.0760
1	0.0015	0.0014	0.0088	0.0086	0.0587	0.0571

Con el objetivo de analizar a detalle la respuesta sísmica, los resultados de la Tabla 4.1 son representados de manera gráfica mediante perfiles verticales en la Figura 4.2 que, exhiben la comparación de la respuesta obtenida con los valores límites referidos anteriormente.

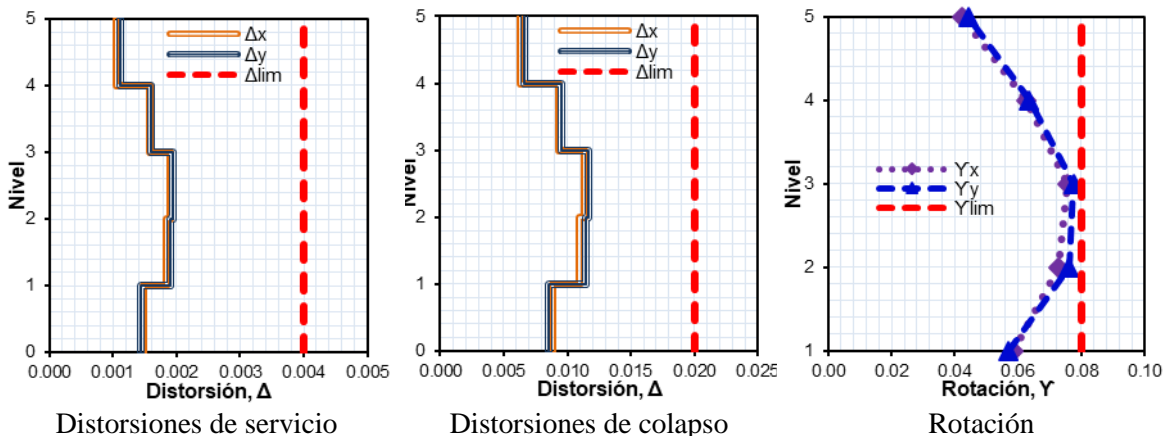


Figura 4.2 Distorsiones y rotaciones del modelo 5S4B_V_Invertida

En cuanto a los resultados obtenidos del análisis modal espectral expuestos previamente, se observa que los diferentes parámetros evaluados no exceden los valores permisibles por la normativa, los cuales evidencian que las rotaciones del eslabón rigen en el diseño del sistema configurado con el contraventeo V_Invertida.

Una vez que se cumplen los estados límites de falla y de servicio se asegura el correcto desempeño de los edificios ante las diferentes solicitaciones impuestas, por lo tanto, se puede decir que los elementos estructurales propuestos durante el desarrollo de la etapa de diseño son adecuados y que el de diseño estructural es correcto. Como consecuencia, en la Tabla 4.2 se enlistan las secciones transversales de todos los miembros que componen a los modelos.

Tabla 4.2 Secciones transversales de los edificios de 5 niveles

Modelo estructural	5S4B V_Invertida	5S4B V	5S4B Diagonal_1	5S4B Diagonal_2
<i>Columnas Internas</i>				
Nivel 1	W21X93	W21X93	W21X93	W21X93
Nivel 2	W21X93	W21X93	W21X93	W21X93
Nivel 3	W21X73	W21X73	W21X83	W21X83
Nivel 4	W21X73	W21X73	W21X83	W21X83
Nivel 5	W21X62	W21X62	W21X62	W21X62
<i>Columnas Externas</i>				
Nivel 1	W21X73	W21X73	W21X83	W21X83
Nivel 2	W21X73	W21X73	W21X83	W21X83
Nivel 3	W21X62	W21X62	W21X62	W21X62
Nivel 4	W21X62	W21X62	W21X62	W21X62
Nivel 5	W21X57	W21X57	W21X57	W21X57
<i>Vigas Internas</i>				
Nivel 1	W21X50	W21X44	W21X50	W21X44
Nivel 2	W21X50	W21X44	W21X50	W21X44
Nivel 3	W18X46	W21X44	W21X50	W21X44
Nivel 4	W18X46	W21X44	W21X50	W21X44
Nivel 5	W18X46	W18X40	W18X46	W18X40
<i>Vigas Externas</i>				
Nivel 1	W18X55	W18X55	W18X60	W18X55
Nivel 2	W18X55	W18X55	W18X60	W18X55
Nivel 3	W18X50	W18X50	W18X55	W18X50
Nivel 4	W18X50	W18X50	W18X55	W18X50
Nivel 5	W16X45	W16X45	W16X45	W16X45
<i>Contraventeos</i>				
Nivel 1	HSS6X6X3/8	HSS6X6X5/16	HSS8X8X5/8	HSS8X8X3/8
Nivel 2	HSS6X6X3/8	HSS6X6X5/16	HSS8X8X5/8	HSS8X8X3/8

Modelo estructural	5S4B V_Invertida	5S4B V	5S4B Diagonal_1	5S4B Diagonal_2
Nivel 3	HSS6X6X5/16	HSS6X6X5/16	HSS8X8X5/8	HSS8X8X3/8
Nivel 4	HSS6X6X5/16	HSS6X6X5/16	HSS8X8X1/2	HSS8X8X3/8
Nivel 5	HSS6X6X5/16	HSS6X6X5/16	HSS8X8X3/8	HSS8X8X3/8

4.1.2. Edificios de 10 niveles

Edificios caracterizados por tener una altura total de 35.0 metros y dimensiones en planta de 28.0 metros, las particularidades de estos edificios respecto a la geometría y estructuración se analizaron en la sección 3.1. La modelación estructural y la terminología para distinguir cada uno de los modelos se ilustra en la Figura 4.3.

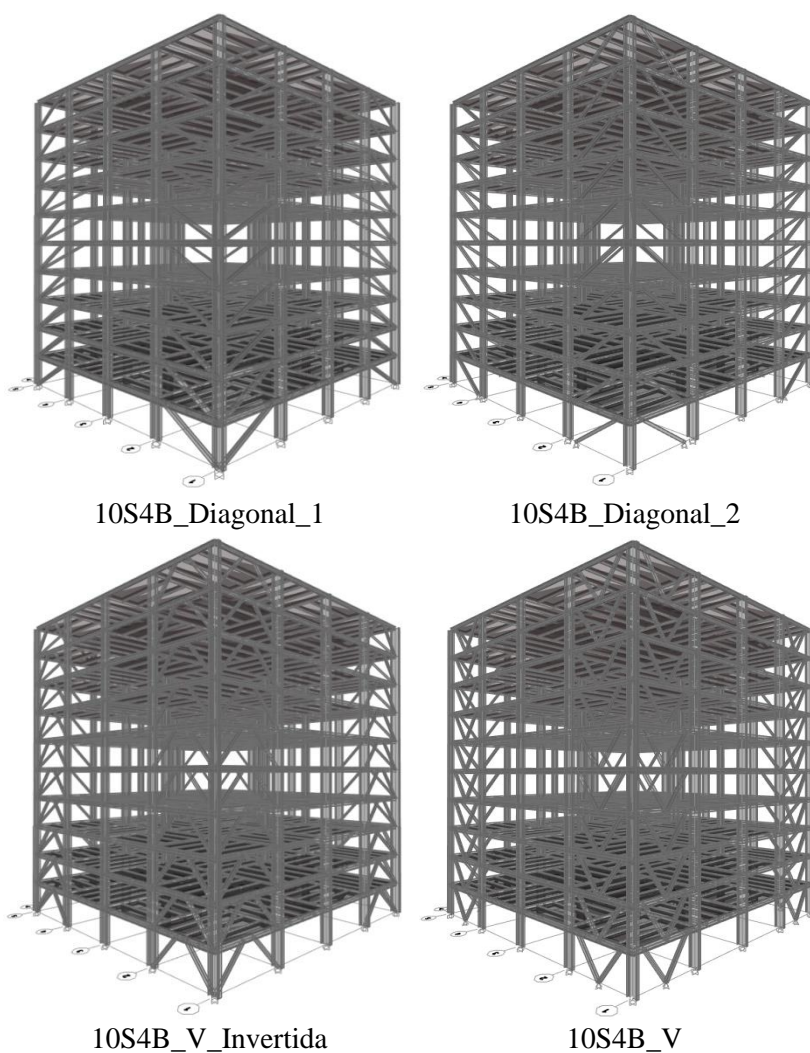


Figura 4.3 Modelos estructurales de 10 niveles

El comportamiento sísmico evaluado a través de las distorsiones de entrepiso y de las rotaciones del eslabón se presenta en la Tabla 4.3, donde los valores contenidos en esta tabla corresponden al modelo con el arreglo de contraventeo V_Invertida, a su vez, para examinar los resultados con detalle, se grafican y se comparan con los valores permisibles en la Figura 4.4, en los modelos restantes se aplicó el mismo criterio de análisis.

Tabla 4.3 Distorsiones y rotaciones del modelo 10S4B_V_Invertida

Nivel	Distorsión de servicio		Distorsión de colapso		Rotación inelástica	
	Δx	Δy	Δx	Δy	γ_x	γ_y
10	0.0018	0.0019	0.0086	0.0091	0.0571	0.0605
9	0.0023	0.0023	0.0106	0.0107	0.0708	0.0712
8	0.0024	0.0024	0.0113	0.0113	0.0756	0.0756
7	0.0026	0.0026	0.0120	0.0120	0.0798	0.0798
6	0.0025	0.0025	0.0117	0.0115	0.0778	0.0766
5	0.0025	0.0024	0.0116	0.0115	0.0774	0.0764
4	0.0024	0.0023	0.0111	0.0109	0.0738	0.0728
3	0.0020	0.0021	0.0096	0.0099	0.0639	0.0659
2	0.0017	0.0018	0.0081	0.0083	0.0543	0.0553
1	0.0011	0.0010	0.0050	0.0047	0.0336	0.0316

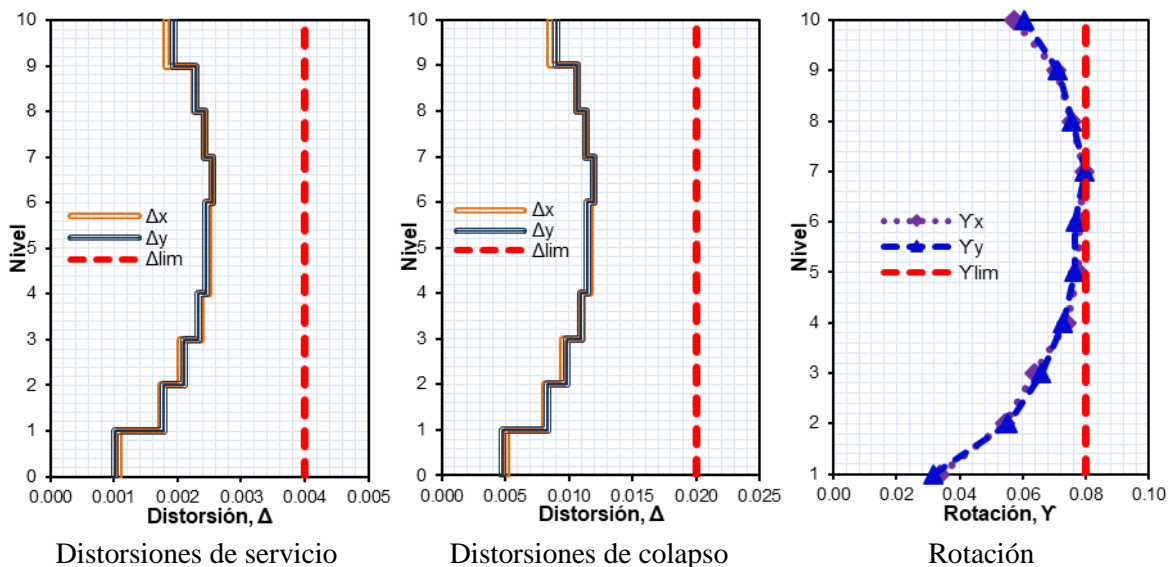


Figura 4.4 Distorsiones y rotaciones del modelo 10S4B_V_Invertida

Se observa en la Figura 4.4 que los distintos indicadores de la respuesta sísmica se conservan por debajo del límite establecido, tanto las distorsiones de servicio como las de colapso

satisfacen de manera clara sus condiciones, por el contrario, las rotaciones de los eslabones se posicionan muy cerca del valor permisible, cumpliendo con lo requerido. Al satisfacer estos parámetros de respuesta, como ya se abordó anteriormente, se garantiza el desempeño y funcionalidad de las edificaciones. En la Tabla 4.4, se especifica las secciones transversales de los elementos estructurales que resultaron del proceso de diseño estructural para cada modelo estructural (ver Figura 4.3).

Tabla 4.4 Secciones transversales de los edificios de 10 niveles

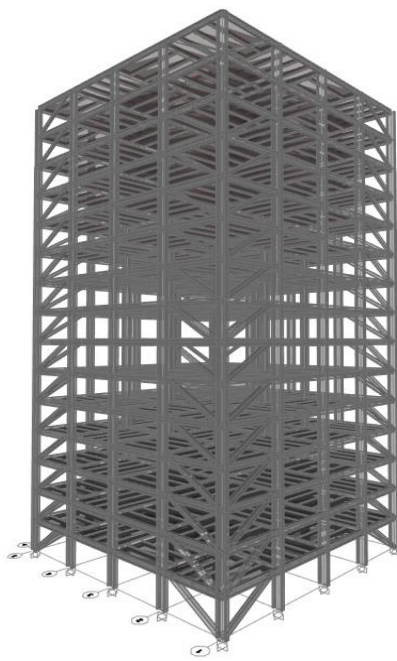
Modelo estructural	10S4B V_Invertida	10S4B V	10S4B Diagonal_1	10S4B Diagonal_2
<i>Columnas Internas</i>				
Nivel 1	W36X256	W36X194	W36X262	W36X210
Nivel 2	W36X256	W36X194	W36X262	W36X210
Nivel 3	W36X256	W36X194	W36X262	W36X210
Nivel 4	W36X231	W36X182	W36X247	W36X194
Nivel 5	W36X231	W36X182	W36X247	W36X194
Nivel 6	W36X231	W36X182	W36X247	W36X194
Nivel 7	W36X194	W36X170	W36X231	W36X182
Nivel 8	W36X194	W36X170	W36X231	W36X182
Nivel 9	W36X160	W36X160	W36X182	W36X160
Nivel 10	W36X160	W36X160	W36X182	W36X160
<i>Columnas Externas</i>				
Nivel 1	W36X231	W36X182	W36X247	W36X194
Nivel 2	W36X231	W36X182	W36X247	W36X194
Nivel 3	W36X231	W36X182	W36X247	W36X194
Nivel 4	W36X194	W36X170	W36X231	W36X182
Nivel 5	W36X194	W36X170	W36X231	W36X182
Nivel 6	W36X194	W36X170	W36X231	W36X182
Nivel 7	W36X160	W36X160	W36X182	W36X160
Nivel 8	W36X160	W36X160	W36X182	W36X160
Nivel 9	W36X150	W36X150	W36X150	W36X150
Nivel 10	W36X150	W36X150	W36X150	W36X150
<i>Vigas Internas</i>				
Nivel 1	W24X76	W24X76	W24X84	W24X76
Nivel 2	W24X76	W24X76	W24X84	W24X76
Nivel 3	W24X68	W24X68	W24X84	W24X76
Nivel 4	W24X68	W24X68	W24X76	W24X62
Nivel 5	W24X62	W24X62	W24X76	W24X62
Nivel 6	W24X62	W24X62	W24X76	W24X62
Nivel 7	W21X50	W21X50	W24X62	W21X55
Nivel 8	W21X50	W21X50	W24X62	W21X55
Nivel 9	W18X46	W18X40	W18X46	W18X40
Nivel 10	W18X46	W18X40	W18X46	W18X40

Modelo estructural	10S4B V_Invertida	10S4B V	10S4B Diagonal_1	10S4B Diagonal_2
<i>Vigas Externas</i>				
Nivel 1	W21X93	W21X83	W21X101	W21X83
Nivel 2	W21X93	W21X83	W21X101	W21X83
Nivel 3	W21X83	W21X73	W21X101	W21X83
Nivel 4	W21X83	W21X73	W21X93	W21X73
Nivel 5	W21X73	W21X68	W21X93	W21X73
Nivel 6	W21X73	W21X68	W21X93	W21X73
Nivel 7	W18X71	W18X60	W21X73	W21X68
Nivel 8	W18X71	W18X60	W21X73	W21X68
Nivel 9	W16X45	W16X45	W18X55	W18X55
Nivel 10	W16X45	W16X45	W18X55	W18X55
<i>Contraventeos</i>				
Nivel 1	HSS10X10X5/8	HSS10X10X5/8	HSS12X12X5/8	HSS10X10X5/8
Nivel 2	HSS10X10X5/8	HSS10X10X5/8	HSS12X12X5/8	HSS10X10X5/8
Nivel 3	HSS10X10X5/8	HSS10X10X5/8	HSS12X12X5/8	HSS10X10X5/8
Nivel 4	HSS8X8X5/8	HSS10X10X1/2	HSS10X10X5/8	HSS10X10X1/2
Nivel 5	HSS8X8X5/8	HSS10X10X1/2	HSS10X10X5/8	HSS10X10X1/2
Nivel 6	HSS8X8X5/8	HSS10X10X1/2	HSS10X10X5/8	HSS10X10X1/2
Nivel 7	HSS8X8X1/2	HSS8X8X1/2	HSS10X10X1/2	HSS10X10X3/8
Nivel 8	HSS8X8X1/2	HSS8X8X1/2	HSS10X10X1/2	HSS10X10X3/8
Nivel 9	HSS8X8X3/8	HSS8X8X3/8	HSS8X8X1/2	HSS8X8X3/8
Nivel 10	HSS8X8X3/8	HSS8X8X3/8	HSS8X8X1/2	HSS8X8X3/8

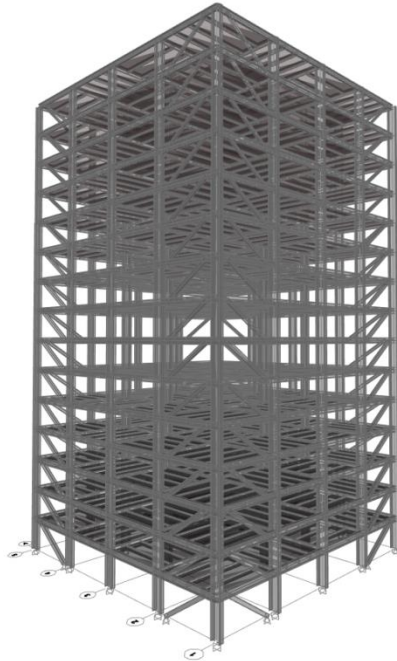
4.1.3. Edificios de 15 niveles

Edificios que poseen una altura total de 52.5 metros y dimensiones en planta de 28.0 metros en ambas direcciones, sus propiedades geométricas y la forma en que fueron estructurados se definieron en la sección 3.1. En la Figura 4.5 se muestra la modelación estructural de cada edificio y la nomenclatura empleada para nombrarlos.

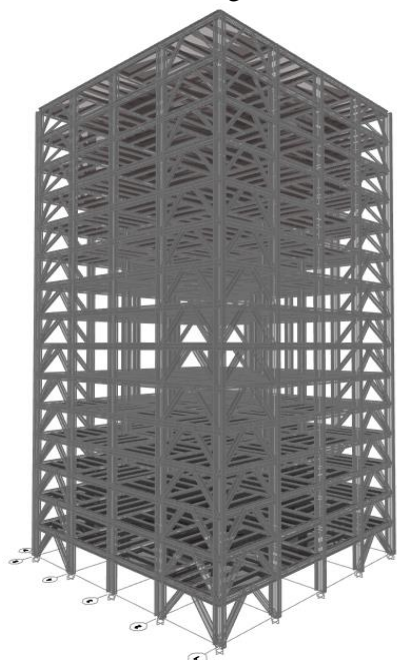
Como ya se abordó previamente, el análisis sísmico de los diferentes modelos estructurales durante la etapa de diseño se llevó a cabo mediante un análisis modal espectral, por medio del cual se obtuvieron las distorsiones máximas de entrepiso y las rotaciones de los eslabones; resultados que se indican en la Tabla 4.5. Adicionalmente, con el fin de comparar la respuesta sísmica con los valores permisibles planteados por la normativa de diseño, en la Figura 4.6 se grafican los resultados contenidos en la Tabla 4.5, es importante señalar que los resultados presentados corresponden al modelo con contraventeo excéntrico V_Invertida.



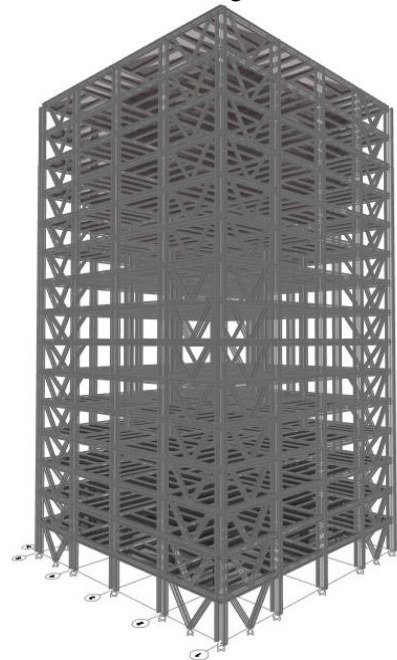
15S4B_Diagonal_1



15S4B_Diagonal_2



15S4B_V_Invertida



15S4B_V

Figura 4.5 Modelos estructurales de 15 niveles

Tabla 4.5 Distorsiones y rotaciones del modelo 15S4B_V_Invertida

Nivel	Distorsión de servicio		Distorsión de colapso		Rotación inelástica	
	Δx	Δy	Δx	Δy	γ_x	γ_y
15	0.0019	0.0020	0.0077	0.0079	0.0516	0.0526
14	0.0023	0.0023	0.0092	0.0093	0.0616	0.0618
13	0.0025	0.0026	0.0101	0.0103	0.0673	0.0684
12	0.0028	0.0028	0.0110	0.0111	0.0735	0.0743
11	0.0028	0.0029	0.0112	0.0115	0.0749	0.0766
10	0.0029	0.0030	0.0117	0.0118	0.0778	0.0790
9	0.0029	0.0030	0.0117	0.0119	0.0778	0.0792
8	0.0030	0.0030	0.0118	0.0120	0.0786	0.0800
7	0.0029	0.0030	0.0117	0.0119	0.0782	0.0792
6	0.0028	0.0029	0.0113	0.0115	0.0751	0.0764
5	0.0027	0.0028	0.0109	0.0110	0.0723	0.0735
4	0.0025	0.0025	0.0100	0.0101	0.0669	0.0674
3	0.0021	0.0022	0.0085	0.0086	0.0565	0.0573
2	0.0018	0.0018	0.0072	0.0071	0.0479	0.0475
1	0.0011	0.0010	0.0044	0.0040	0.0291	0.0268

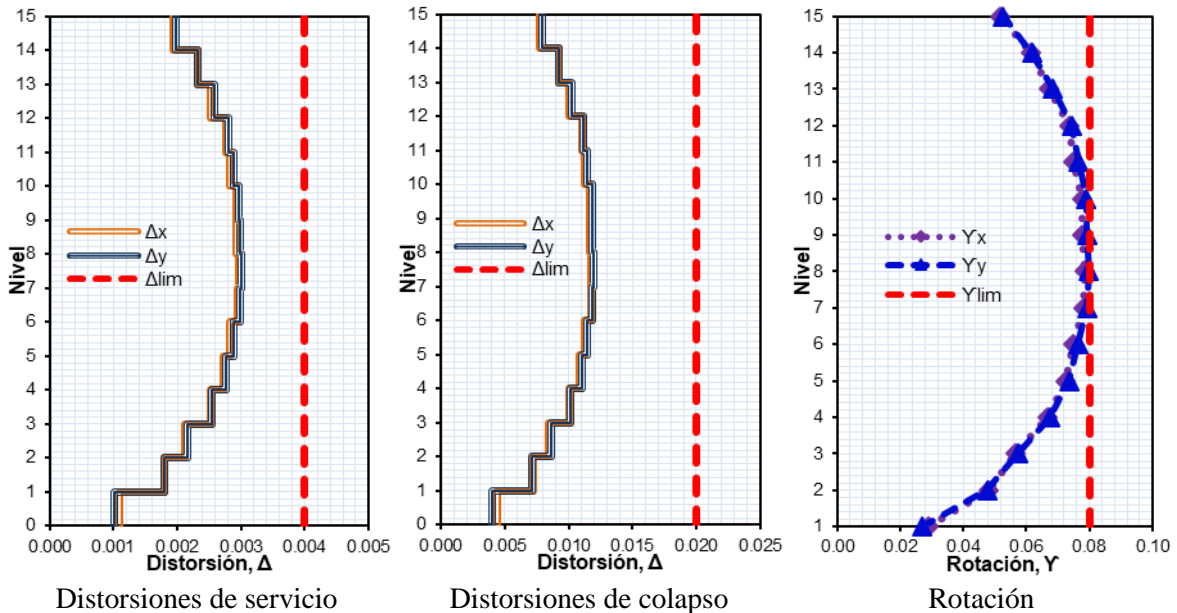


Figura 4.6 Distorsiones y rotaciones del modelo 15S4B_V_Invertida

Con base en la Figura 4.6, se observa que los parámetros de respuesta se encuentran dentro de lo recomendado por la normativa empleada, por ende, el desempeño estructural asociado a los desplazamientos laterales que podría desarrollar la edificación sujeta a fuerzas sísmicas es apropiado. Al satisfacer los diferentes criterios de diseño (estados límite de falla y servicio) se

considera que lo proyectado en el diseño estructural en cuanto a la estructuración así como los diferentes elementos que la constituyen son los adecuados. En la Tabla 4.6, se sintetizan las secciones transversales resultantes de la etapa de diseño correspondiente a los miembros estructurales (columnas, vigas y contraventeos) que conforman a los distintos edificios.

Tabla 4.6 Secciones transversales de los edificios de 15 niveles

Modelo estructural	15S4B V_Invertida	15S4B V	15S4B Diagonal_1	15S4B Diagonal_2
<i>Columnas Internas</i>				
Nivel 1	W36X441	W36X395	W36X487	W36X395
Nivel 2	W36X441	W36X395	W36X487	W36X395
Nivel 3	W36X441	W36X395	W36X487	W36X395
Nivel 4	W36X395	W36X361	W36X441	W36X361
Nivel 5	W36X395	W36X361	W36X441	W36X361
Nivel 6	W36X395	W36X361	W36X441	W36X361
Nivel 7	W36X330	W36X330	W36X395	W36X330
Nivel 8	W36X330	W36X330	W36X395	W36X330
Nivel 9	W36X330	W36X330	W36X395	W36X330
Nivel 10	W36X302	W36X302	W36X361	W36X282
Nivel 11	W36X302	W36X302	W36X361	W36X282
Nivel 12	W36X282	W36X282	W36X302	W36X262
Nivel 13	W36X282	W36X282	W36X302	W36X262
Nivel 14	W36X262	W36X247	W36X247	W36X232
Nivel 15	W36X262	W36X247	W36X247	W36X232
<i>Columnas Externas</i>				
Nivel 1	W36X395	W36X361	W36X441	W36X361
Nivel 2	W36X395	W36X361	W36X441	W36X361
Nivel 3	W36X395	W36X361	W36X441	W36X361
Nivel 4	W36X330	W36X330	W36X395	W36X330
Nivel 5	W36X330	W36X330	W36X395	W36X330
Nivel 6	W36X330	W36X330	W36X395	W36X330
Nivel 7	W36X302	W36X302	W36X361	W36X282
Nivel 8	W36X302	W36X302	W36X361	W36X282
Nivel 9	W36X302	W36X302	W36X361	W36X282
Nivel 10	W36X282	W36X282	W36X302	W36X262
Nivel 11	W36X282	W36X282	W36X302	W36X262
Nivel 12	W36X262	W36X247	W36X247	W36X232
Nivel 13	W36X262	W36X247	W36X247	W36X232
Nivel 14	W36X247	W36X232	W36X194	W36X194
Nivel 15	W36X247	W36X232	W36X194	W36X194
<i>Vigas Internas</i>				
Nivel 1	W27X129	W27X129	W30X132	W27X129
Nivel 2	W27X129	W27X129	W30X132	W27X129
Nivel 3	W27X129	W27X129	W30X132	W27X129
Nivel 4	W27X114	W27X114	W30X124	W27X114

Modelo estructural	15S4B V_Invertida	15S4B V	15S4B Diagonal_1	15S4B Diagonal_2
Nivel 5	W27X114	W27X114	W30X124	W27X114
Nivel 6	W27X114	W27X114	W30X124	W27X114
Nivel 7	W27X102	W27X94	W30X108	W27X102
Nivel 8	W27X102	W27X94	W30X108	W27X102
Nivel 9	W27X102	W27X94	W30X108	W27X102
Nivel 10	W27X94	W27X84	W30X99	W27X84
Nivel 11	W27X94	W27X84	W30X99	W27X84
Nivel 12	W27X84	W24X68	W27X84	W24X68
Nivel 13	W27X84	W24X68	W27X84	W24X68
Nivel 14	W24X68	W21X50	W24X55	W21X50
Nivel 15	W24X68	W21X50	W24X55	W21X50
<i>Vigas Externas</i>				
Nivel 1	W24X146	W24X131	W24X162	W24X146
Nivel 2	W24X146	W24X131	W24X162	W24X146
Nivel 3	W24X146	W24X131	W24X162	W24X146
Nivel 4	W24X131	W24X117	W24X146	W24X131
Nivel 5	W24X131	W24X117	W24X146	W24X131
Nivel 6	W24X131	W24X117	W24X146	W24X131
Nivel 7	W24X117	W24X103	W24X131	W24X117
Nivel 8	W24X117	W24X103	W24X131	W24X117
Nivel 9	W24X117	W24X103	W24X131	W24X117
Nivel 10	W24X103	W24X94	W24X117	W24X94
Nivel 11	W24X103	W24X94	W24X117	W24X94
Nivel 12	W24X94	W24X84	W24X94	W24X84
Nivel 13	W24X94	W24X84	W24X94	W24X84
Nivel 14	W24X84	W24X62	W21X62	W21X62
Nivel 15	W24X84	W24X62	W21X62	W21X62
<i>Contraventeos</i>				
Nivel 1	HSS16X16X5/8	HSS14X14X5/8	HSS16X16X5/8	HSS14X14X5/8
Nivel 2	HSS16X16X5/8	HSS14X14X5/8	HSS16X16X5/8	HSS14X14X5/8
Nivel 3	HSS16X16X5/8	HSS14X14X5/8	HSS16X16X5/8	HSS14X14X5/8
Nivel 4	HSS14X14X5/8	HSS12X12X5/8	HSS16X16X5/8	HSS12X12X5/8
Nivel 5	HSS14X14X5/8	HSS12X12X5/8	HSS16X16X5/8	HSS12X12X5/8
Nivel 6	HSS14X14X5/8	HSS12X12X5/8	HSS16X16X5/8	HSS12X12X5/8
Nivel 7	HSS14X14X5/8	HSS12X12X5/8	HSS14X14X5/8	HSS12X12X5/8
Nivel 8	HSS14X14X5/8	HSS12X12X5/8	HSS14X14X5/8	HSS12X12X5/8
Nivel 9	HSS14X14X5/8	HSS12X12X5/8	HSS14X14X5/8	HSS12X12X5/8
Nivel 10	HSS12X12X5/8	HSS10X10X1/2	HSS14X14X5/8	HSS10X10X1/2
Nivel 11	HSS12X12X5/8	HSS10X10X1/2	HSS12X12X1/2	HSS10X10X1/2
Nivel 12	HSS10X10X1/2	HSS8X8X1/2	HSS12X12X1/2	HSS8X8X1/2
Nivel 13	HSS10X10X1/2	HSS8X8X1/2	HSS12X12X1/2	HSS8X8X1/2
Nivel 14	HSS8X8X3/8	HSS8X8X3/8	HSS10X10X1/2	HSS8X8X3/8
Nivel 15	HSS8X8X3/8	HSS8X8X3/8	HSS10X10X1/2	HSS8X8X3/8

Para finalizar con la descripción de las características del conjunto de edificios de acero con sistemas de contraventeos excéntricos se muestra la Tabla 4.7, la cual contiene los periodos fundamentales de vibrar y los pesos totales de cada estructura; propiedades que juegan un papel muy importante en el diseño estructural y en la construcción de las edificaciones. Es importante señalar que los periodos de vibrar indicados corresponden a la idealización de las estructuras modeladas en el programa OpenSees, como se mencionó en la sección 3.2.

Tabla 4.7 Periodos de vibrar y pesos totales de los edificios

Modelo estructural	Periodo T_e (s)		Peso de la estructura (ton)
	T_1	T_2	
5S4B_Diagonal_1	0.785	0.268	280.814
5S4B_Diagonal_2	0.882	0.310	262.536
5S4B_V_Invertida	0.762	0.269	265.381
5S4B_V	0.938	0.309	258.498
10S4B_Diagonal_1	1.114	0.368	865.266
10S4B_Diagonal_2	1.308	0.425	753.886
10S4B_V_Invertida	1.121	0.377	801.814
10S4B_V	1.335	0.419	747.527
15S4B_Diagonal_1	1.363	0.452	1832.121
15S4B_Diagonal_2	1.531	0.513	1614.473
15S4B_V_Invertida	1.368	0.443	1765.636
15S4B_V	1.524	0.484	1642.717

4.2. Análisis de modelos ante registros sísmicos

Los resultados analíticos obtenidos a partir de los análisis dinámicos no lineales son divididos en tres partes. En la primera parte, se presentan los IDA usados para evaluar las distorsiones máximas de entrepiso, donde cada historia de aceleración del terreno fue escalada a distintos niveles de intensidad objetivo. Los factores de escala empleados no son iguales para cada registro de aceleraciones a un nivel dado de $S_a(T_1)$, debido a la variabilidad en las ordenadas espectrales (ver Figura 3.9) y a los diferentes periodos de vibrar de los modelos estructurales (ver Tabla 4.7). En la segunda parte, se exhibe la comparación de los perfiles verticales en términos de las distorsiones máximas de entrepiso de los modelos estructurales con diferente configuración de contraventeo excéntrico. Aquí, se utilizó un solo registro sísmico, el cual fue escalado a ciertos niveles de intensidad. Adicionalmente, se muestra el comportamiento histerético de los eslabones correspondientes al entrepiso crítico, es decir, donde se concentró

más el daño estructural. Por último, en la tercera parte, se exponen los IDA utilizados para estimar las distorsiones máximas de entrepiso residuales, en el que cada modelo estructural se dejó en vibración libre durante un periodo de 40 segundos después de haber finalizado la excitación sísmica; tiempo suficiente para que se alcanzara el estado de reposo.

4.2.1. Resultados en términos de las distorsiones máximas de entrepiso

Los IDA son mostrados en las Figuras 4.7, 4.9 y 4.11 para los edificios de acero de 5, 10 y 15 niveles, estructurados con diferente configuración de contraventeo. En estas figuras, es evidente que los diferentes modelos estructurales con el mismo número de entrepisos exhiben un desempeño sísmico similar en términos de las distorsiones máximas de entrepiso, donde la demanda sísmica evaluada incrementa a medida que el nivel de intensidad aumenta. Como se demuestra en la Figura 4.7, el comportamiento de la respuesta estructural sostuvo una tendencia lineal creciente para los primeros niveles de intensidades; más allá de los niveles inferiores, se observa una mayor dispersión en los valores de las distorsiones de entrepiso, incrementándose considerablemente a medida que el nivel de intensidad aumenta. Esto puede explicarse por el comportamiento del eslabón, ya que al ser el elemento débil dentro del sistema estructural, este asume la respuesta inelástica; por lo tanto, cuando la intensidad del movimiento del terreno aumenta, el eslabón entrará en un estado más allá de la fluencia y se presentará la histéresis, ocasionando pérdida de resistencia y rigidez lateral en el sistema y, en consecuencia, grandes desplazamientos laterales.

Para todos los casos representados en las figuras que presentan los IDA (modelos de 5, 10 y 15 niveles), la eficiencia en términos de la reducción de distorsiones máximas para cada tipo de configuración de MCE no se observa claramente, debido a que los modelos con el mismo número de entrepisos desarrollan casi el mismo nivel de respuesta; por lo tanto, esta manera de exponer los resultados de las distorsiones máximas de entrepiso no es la apropiada, si el objetivo es identificar la eficiencia de cada sistema estructural. Por esta razón, se calcularon las medianas de las distorsiones máximas de entrepiso en los diferentes niveles de intensidad, cuyos valores son mostrados en las Figuras 4.8a, 4.10a y 4.12a.

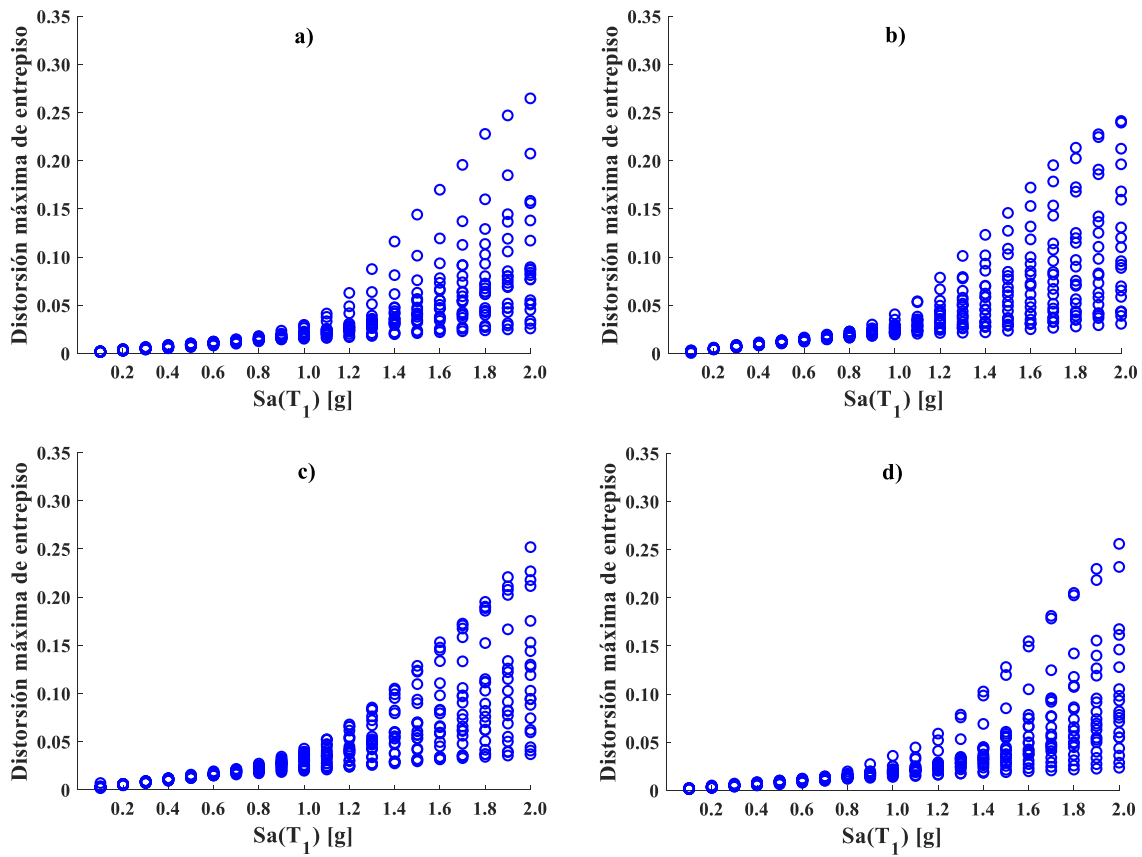


Figura 4.7 IDA de los modelos de 5 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida

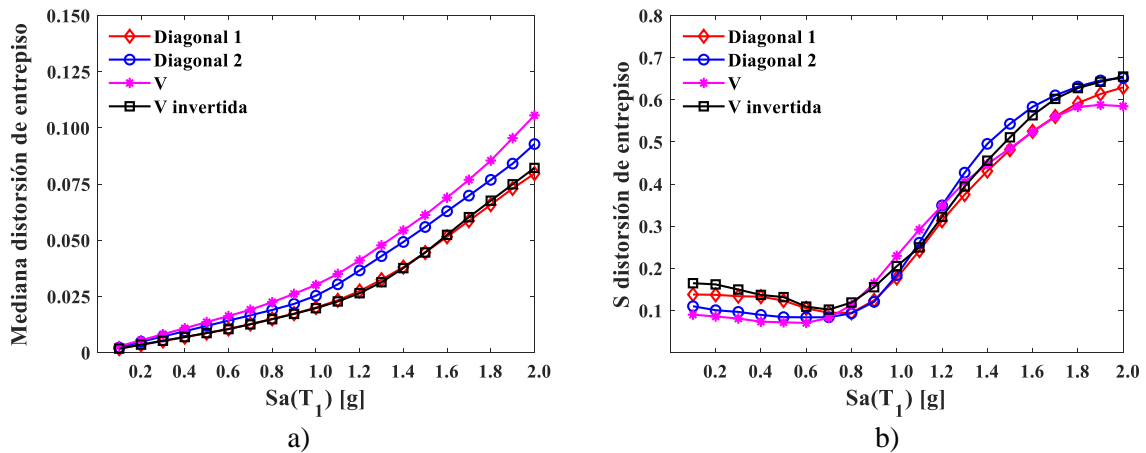


Figura 4.8 a) Medianas y b) Desviaciones estándar de las distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a los modelos de 5 niveles

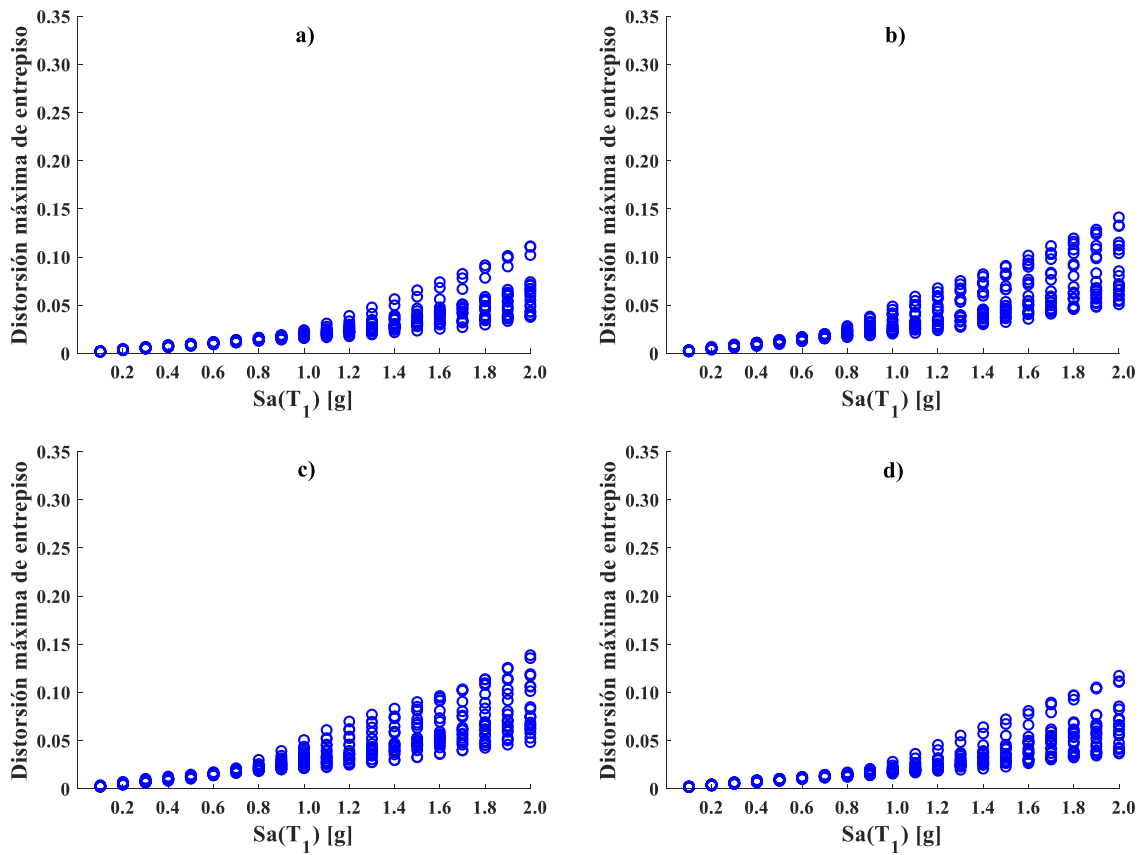


Figura 4.9 IDA de los modelos de 10 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida

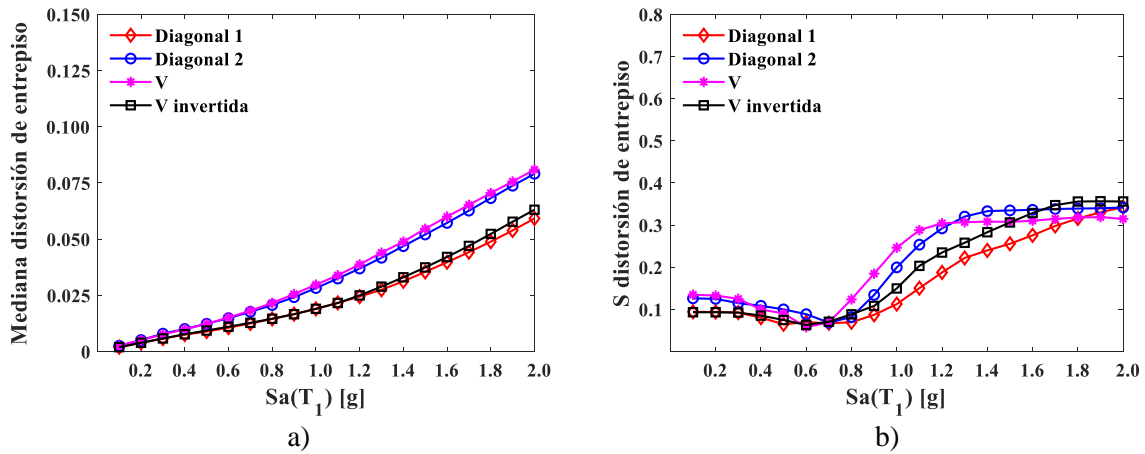


Figura 4.10 a) Medianas y b) Desviaciones estándar de las distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a los modelos de 10 niveles

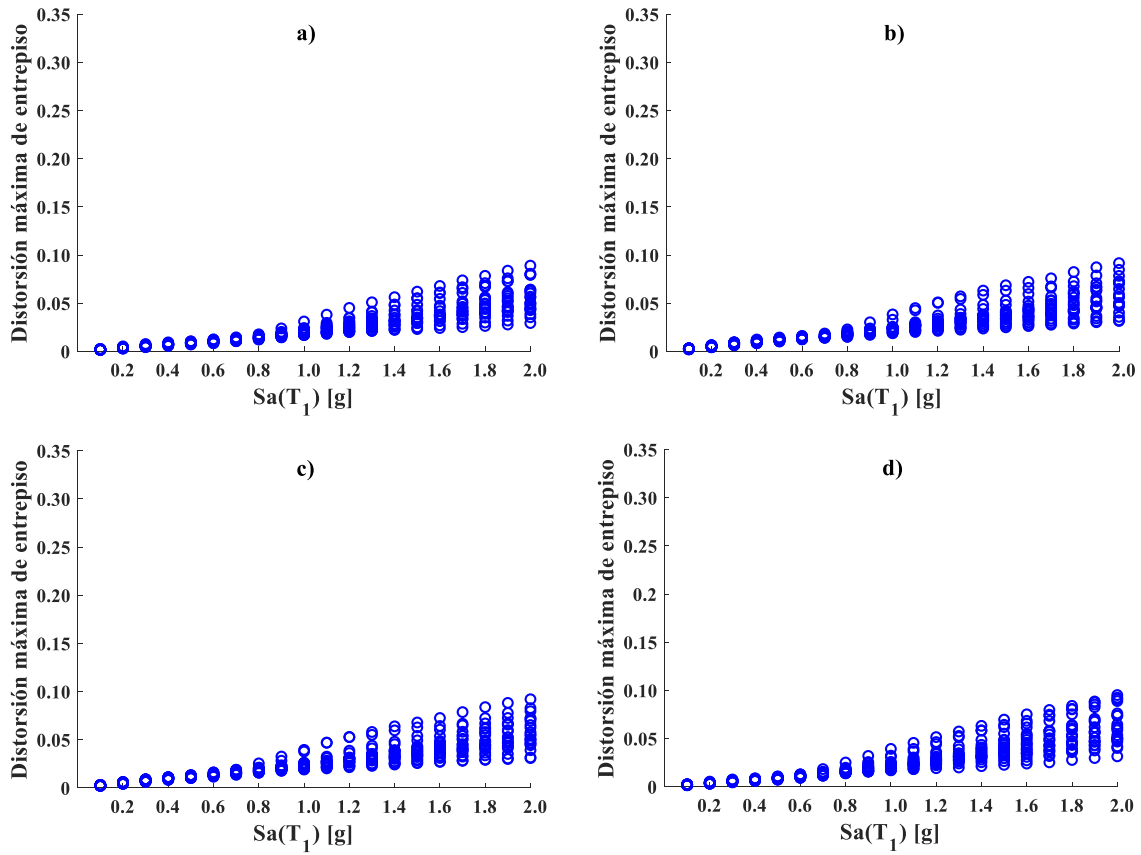


Figura 4.11 IDA de los modelos de 15 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida

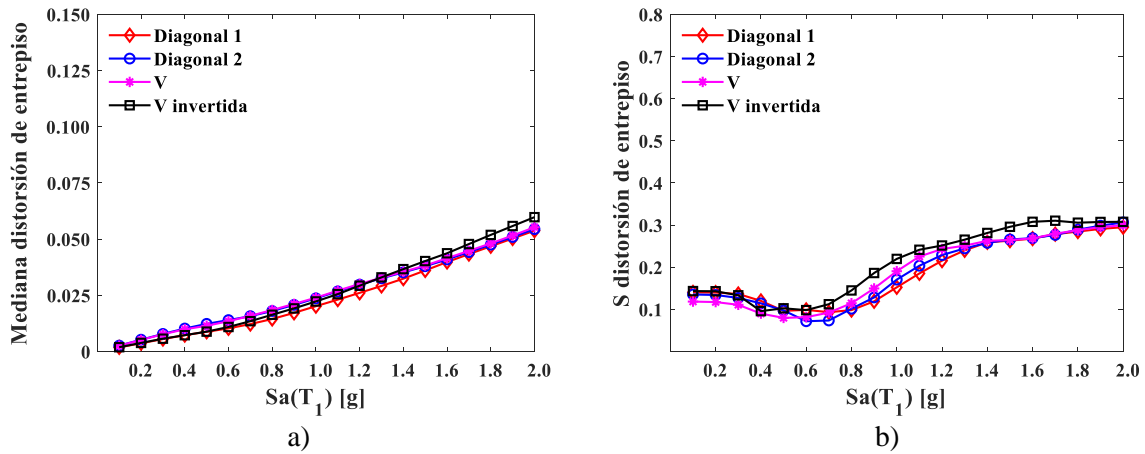


Figura 4.12 a) Medianas y b) Desviaciones estándar de las distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a los modelos de 15 niveles

Adicionalmente, fueron determinadas las desviaciones estándar (S) con la finalidad observar el grado de variabilidad de los valores (ver Figuras 4.8b, 4.10b y 4.12b), claro está que, a medida que incrementa la intensidad en términos de la aceleración espectral, las desviaciones estándar para todos los edificios de acero considerados también tienden a aumentar.

Analizando las medianas de la distorsión máxima de entrepiso para los modelos estructurales de 5 y 10 niveles, se puede observar que las configuraciones de marco denominadas como Diagonal_1 y V_Invertida presentaron un menor nivel de respuesta estructural, manteniendo un comportamiento muy similar en todos los niveles de intensidad; en cambio, el marco con la configuración denominada V exhibió un mayor nivel de respuesta sísmica. En el caso de los modelos de 15 niveles, identificar qué configuración tuvo mejor comportamiento es complicado, ya que demostraron un desempeño similar a través de los diferentes valores de intensidad. En general, las configuraciones de MCE que mostraron mayor eficiencia en controlar la respuesta sísmica en términos de las distorsiones, son los sistemas Diagonal_1 y V_Invertida. Estas configuraciones son comúnmente las más utilizadas en la práctica de la ingeniería sísmica.

4.2.2. Comparación de los perfiles de distorsión máxima de entrepiso y el comportamiento del eslabón

Como se mencionó anteriormente, para realizar una comparación directa entre la respuesta sísmica de los diferentes modelos estructurales en términos de la distorsión máxima de entrepiso y el comportamiento histerético del eslabón, los modelos fueron sometidos a una historia de aceleración registrada durante el terremoto que estremeció a la Ciudad de México en 1985 y escalada a diferentes niveles de intensidad, lo que permitió efectuar comparaciones significativas. Las Figuras 4.13-4.15, muestran los perfiles verticales de la distorsión máxima de entrepiso correspondiente a los niveles de intensidad de 0.6g, 0.8g, 1.0g y 1.2g para todas las configuraciones de marco de los modelos de 5, 10 y 15 niveles.

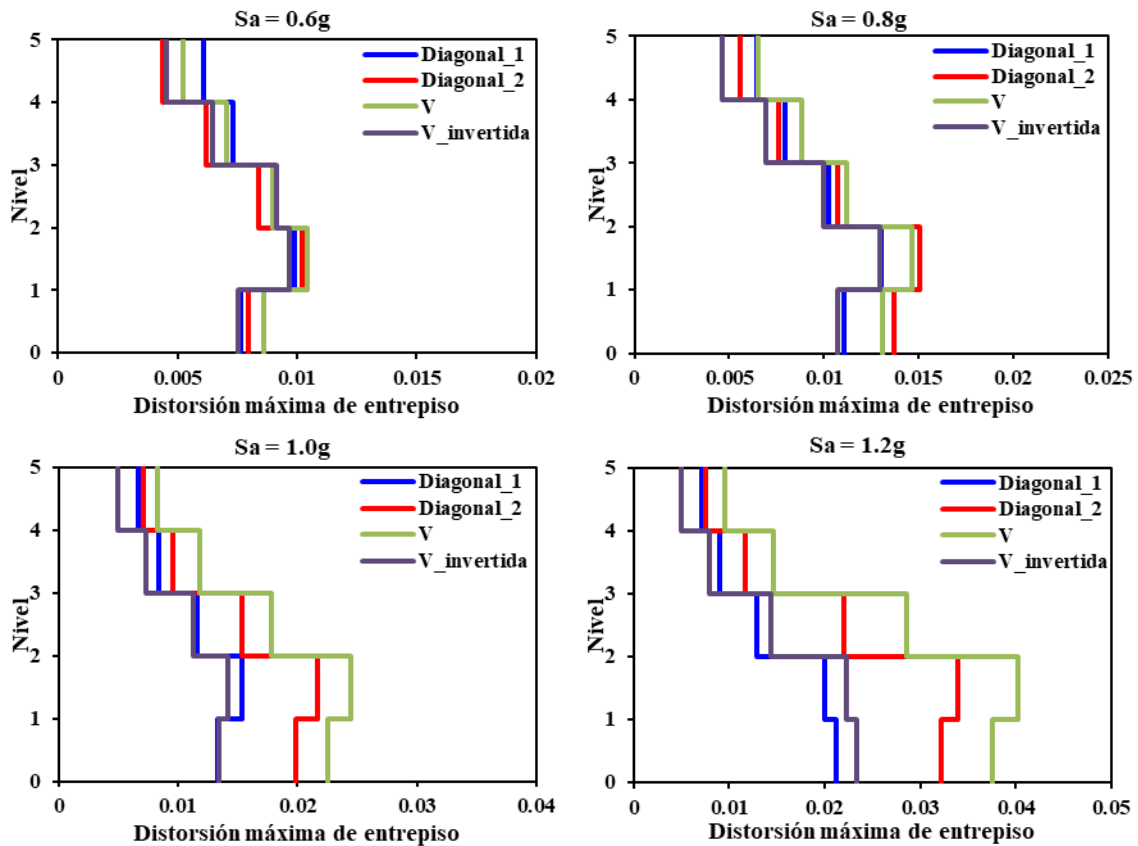


Figura 4.13 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a los modelos de 5 niveles

Comparando los perfiles de distorsión de los diferentes modelos, se identificó que, en la mayoría de los casos (niveles de intensidad), los edificios estructurados con la configuración de contraventeo Diagonal_1 desarrollaron los niveles más bajos de respuesta sísmica; por el contrario, los modelos denominados como V experimentaron las mayores distorsiones de entrepiso. Es evidente que la respuesta sísmica depende del periodo de vibrar de la estructura, pero, si analizamos a detalle el comportamiento de los modelos Diagonal_1 y V_Invertida, es incuestionable que sus respuestas no dependen directamente o solo de esta propiedad dinámica, dado que, prácticamente tienen el mismo periodo fundamental de vibrar. Por lo tanto, es necesario estudiar el comportamiento de los elementos que gobiernan el desempeño de este tipo de sistema estructural (MCE); en este caso, ese elemento es el eslabón.

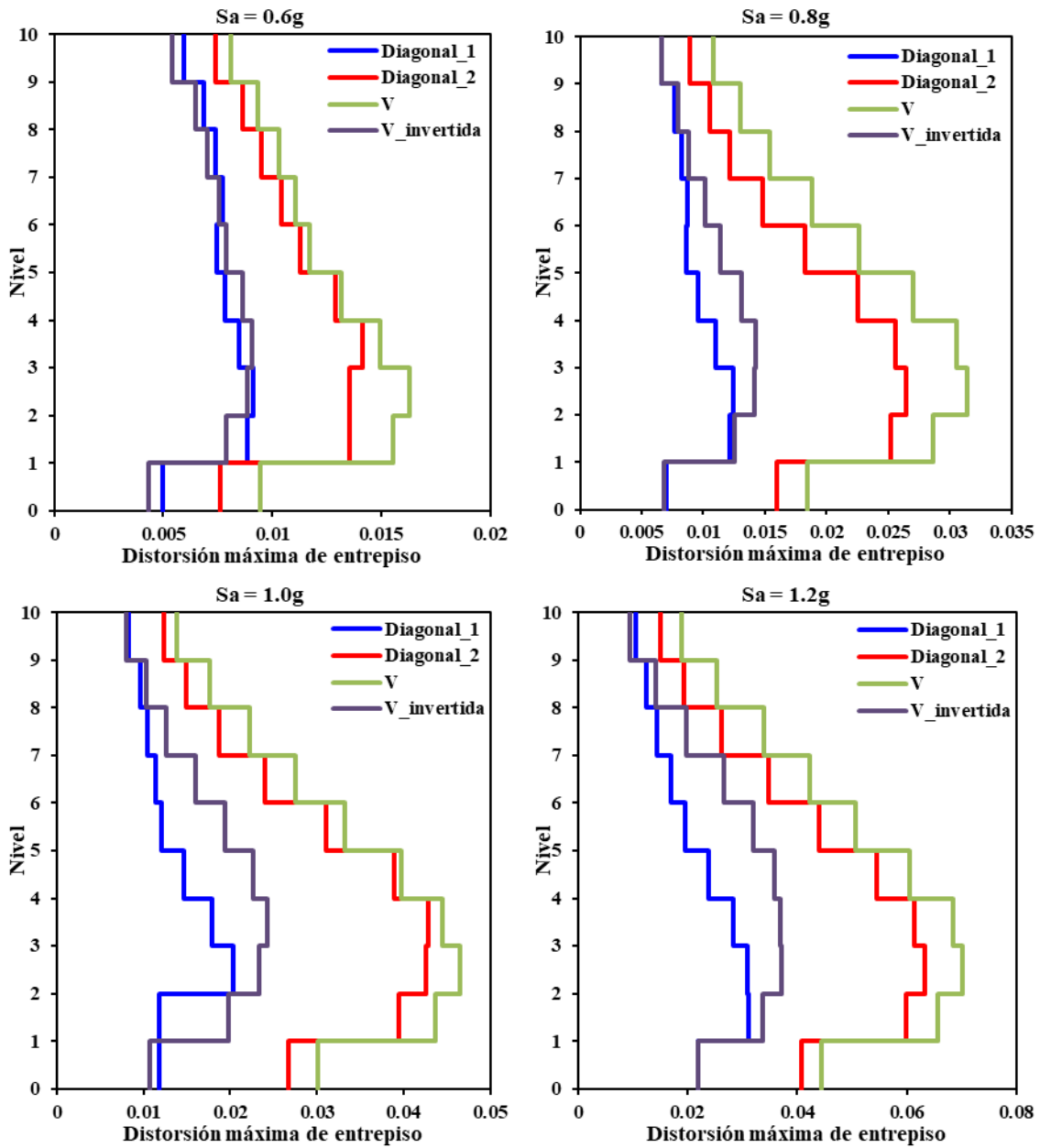


Figura 4.14 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a los modelos de 10 niveles

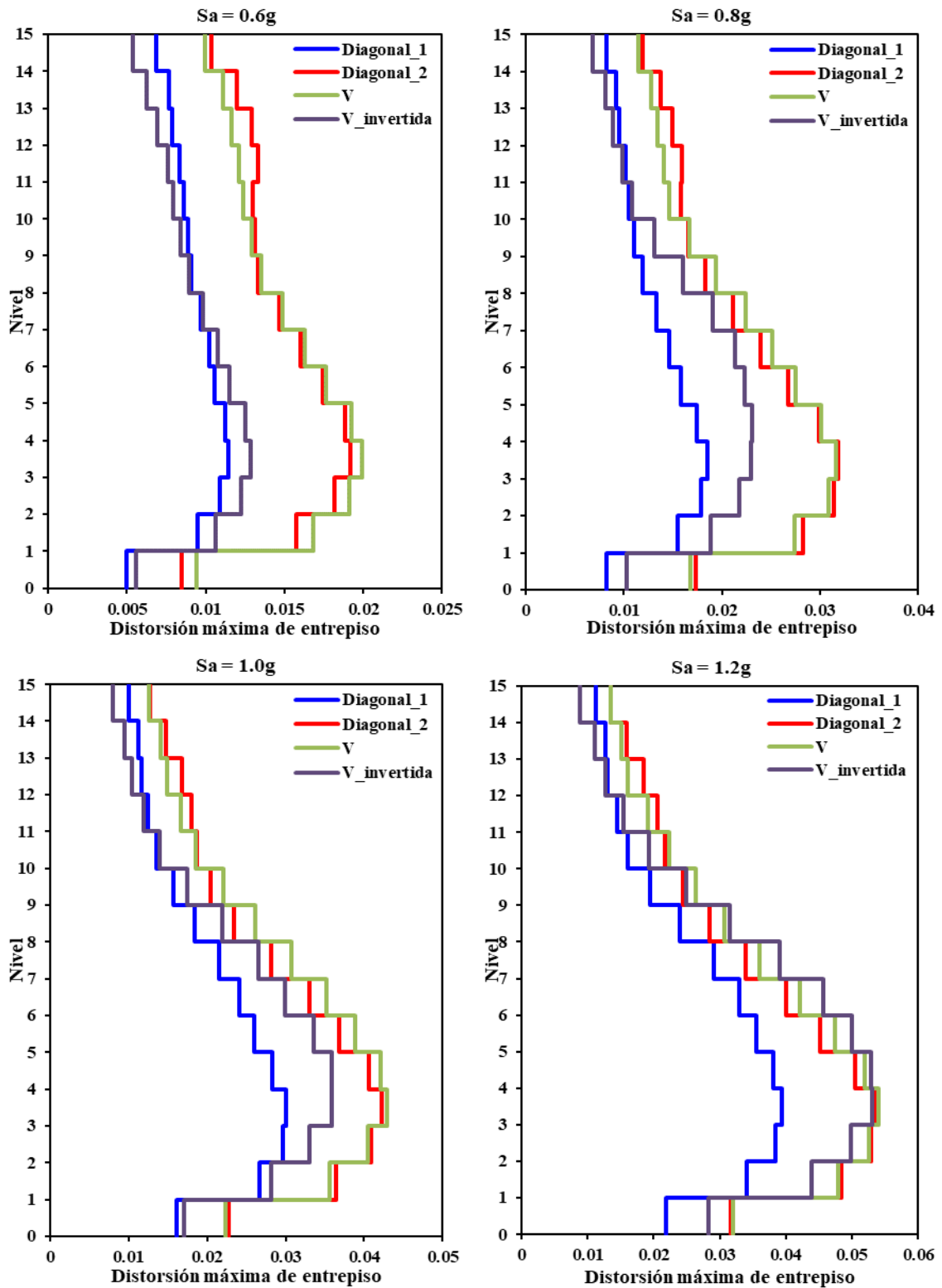


Figura 4.15 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a los modelos de 15 niveles

Para comprender los niveles de distorsión máxima de entrepiso que desarrolló cada modelo estructural, se analiza detalladamente el comportamiento de los elementos eslabón. De modo que, se graficaron las curvas histeréticas de todos los eslabones que componen a los diferentes modelos, pero aquí, solo se presentan aquellas gráficas de los elementos que desarrollaron las mayores rotaciones inelásticas. Por lo general, estas corresponden a los entrepisos donde se concentró el mayor daño estructural; en otras palabras, el entrepiso que exhibió la máxima distorsión (ver Figuras 4.16, 4.19, 4.20). Es importante destacar que, teniendo en cuenta la modelación e idealización de las estructuras en el programa OpenSees, los modelos Diagonal_1 y V_Invertida tienen cuatro eslabones en cada entrepiso, mientras que los modelos Diagonal_2 y V contienen ocho cada uno.

Las curvas histeréticas mostradas pertenecen a aquellos análisis donde la carga sísmica fue escalada a un nivel de intensidad objetivo de $S_a=1.0g$; en estas figuras, el eje de las abscisas (x) contiene la rotación inelástica y el eje de las ordenadas (y), la fuerza cortante.

En la Figura 4.16 se ilustran las curvas histeréticas de los eslabones referentes a los modelos de 5 niveles. Estas gráficas evidencian que, los eslabones correspondientes a los modelos Diagonal_1 y V_Invertida desarrollaron niveles de rotación inelástica muy semejantes, ocasionado distorsiones de entrepiso comparables, las cuales se pueden verificar observando los perfiles de distorsión máxima de entrepiso en la Figura 4.13 para $S_a=1.0g$. Por otro lado, los eslabones de los modelos V y Diagonal_2 exhibieron los menores y mayores niveles de rotación inelástica, respectivamente. A pesar de esto, en el modelo V se visualizó el mayor desplazamiento lateral, justificado por el número de eslabones que tiene en cada entrepiso en comparación con los modelos Diagonal_1 y V_Invertida; sin embargo, el modelo V contiene la misma cantidad de eslabones que el modelo Diagonal_2 y aun así, su respuesta lateral es mayor. En este caso, la diferencia en el desempeño estructural está asociada al factor que todos los eslabones relacionados al mismo entrepiso en el modelo V, presentaron valores similares de rotación inelástica con ciclos histeréticos estables; estas características no fueron manifestadas en los eslabones del modelo Diagonal_2.

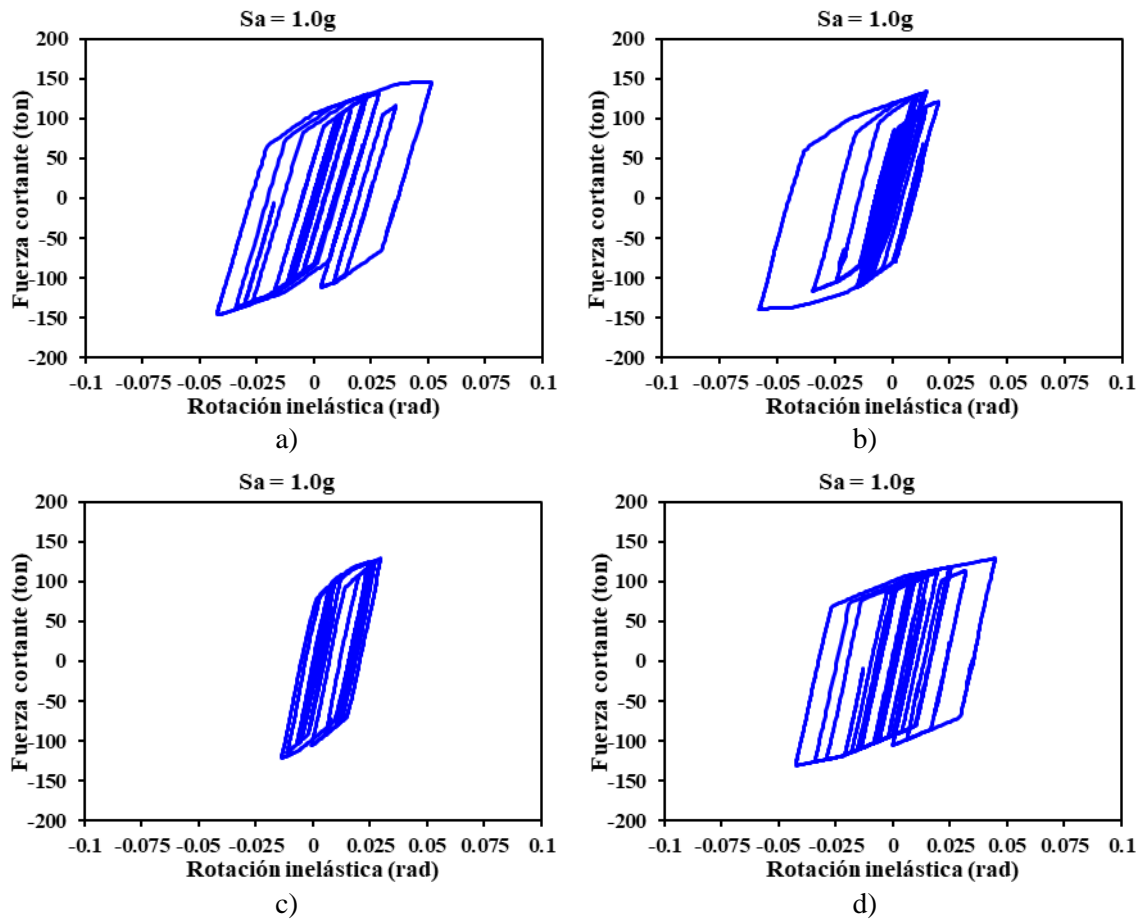


Figura 4.16 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 5 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida

Para identificar claramente el comportamiento estructural de los modelos Diagonal_2 y V, se exponen las curvas histeréticas de los eslabones referentes a los entrepisos donde al menos uno de estos elementos incurrió en el rango inelástico. En ambos modelos, esto ocurrió en los primeros tres niveles; a partir de entonces, todos los eslabones permanecieron dentro de su rango elástico. La Figuras 4.17 y 4.18 muestran las curvas histeréticas de los eslabones contenidos en los modelos Diagonal_2 y V, respectivamente.

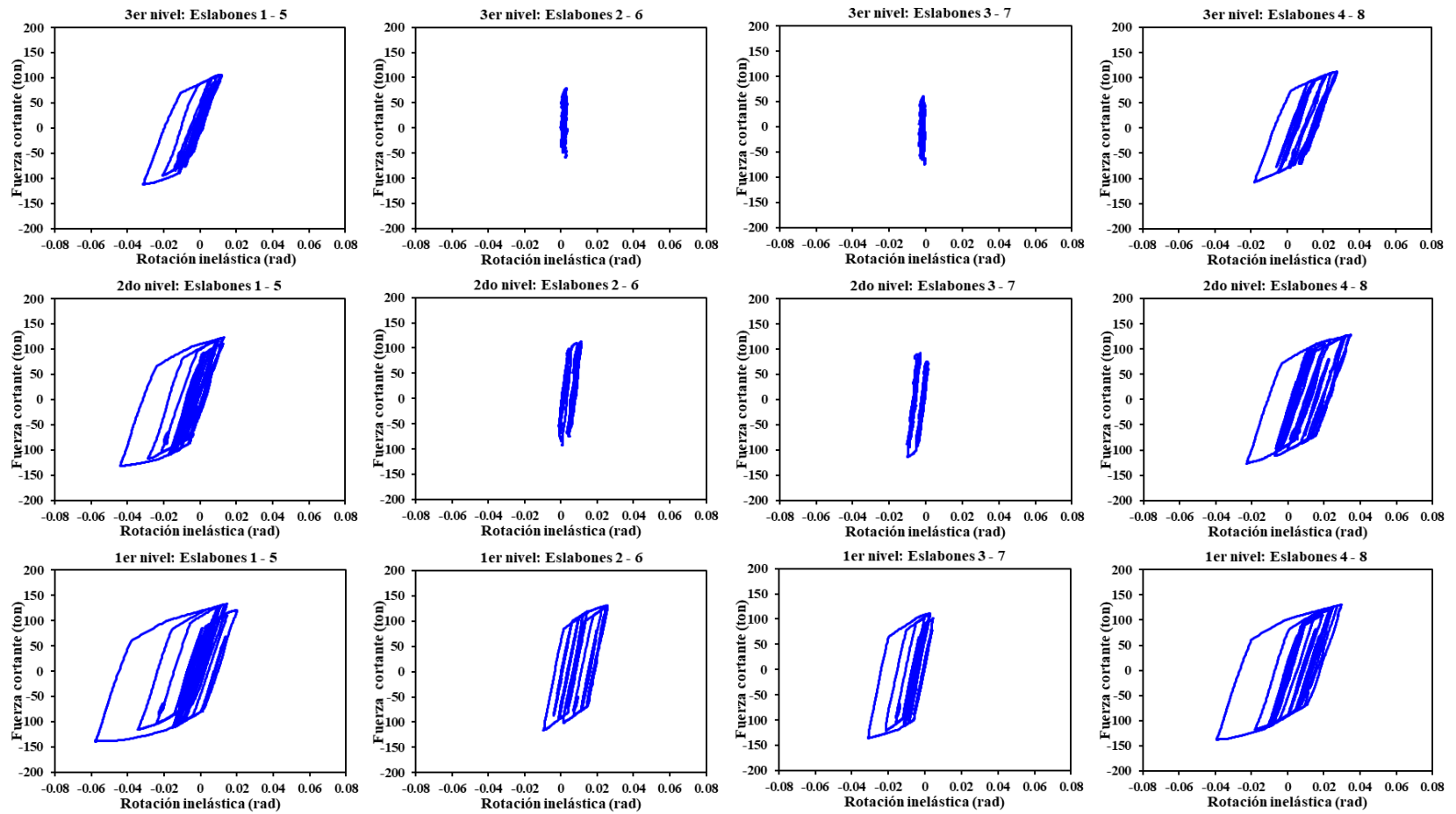


Figura 4.17 Curvas histeréticas de los eslabones del modelo 5S4B_Diagonal_2

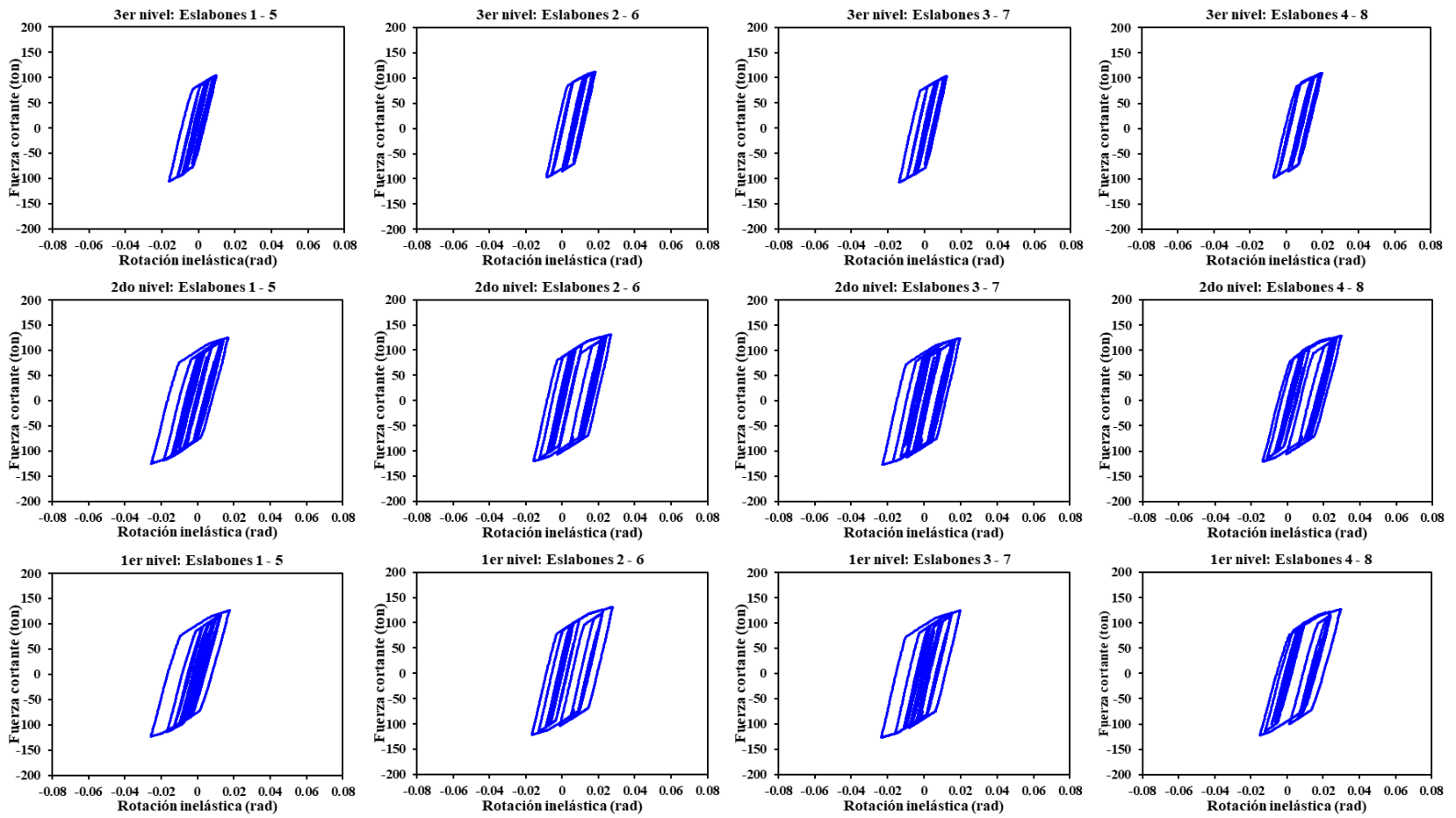


Figura 4.18 Curvas histeréticas de los eslabones del modelo 5S4B_V

Analizando la Figura 4.17, se observa que, como se mencionó anteriormente, los eslabones se comportaron de forma diferente incluso cuando pertenecen al mismo entrepiso. Además, los eslabones ubicados en los extremos de los marcos (eslabones 1-5 y 4-8) desarrollaron una mayor respuesta estructural y las curvas histeréticas se mantuvieron estables a medida que aumenta la altura de cada modelo. En cambio, la rotación inelástica de los eslabones ubicados dentro de los marcos (eslabones 2-6 y 3-7) fue menor, y su incursión en el rango inelástico a partir del segundo entrepiso fue casi nula. Este comportamiento no fue exhibido por los eslabones del modelo V contenidos en la Figura 4.18; sino al contrario, estos presentaron un comportamiento muy similar y las curvas histeréticas fueron estables en cada entrepiso. En consecuencia, es evidente que el modelo V desarrolló la mayor distorsión.

La Figura 4.19 muestra las curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 10 niveles. Estas figuras revelan que el eslabón perteneciente al modelo Diagonal_1 experimentó la menor rotación inelástica, este modelo tuvo los menores niveles de desplazamiento lateral. En los modelos V y V_Invertida, las curvas histeréticas de sus elementos fueron similares, alcanzando casi el mismo nivel de respuesta sísmica, ligeramente es mayor la magnitud de la rotación inelástica del modelo V_Invertida, pero las distorsiones máximas de entrepiso son menores que las desarrolladas por el modelo V, considerando que el modelo V tiene el doble del número de eslabones por entrepiso; por lo tanto, la pérdida de rigidez lateral fue mayor cuando los eslabones alcanzaron la fluencia. En el caso de la curva histerética del eslabón del modelo Diagonal_2, a pesar de que sufrió la mayor rotación, este modelo no presentó los mayores niveles de distorsión en sus entrepisos, debido al variable comportamiento de cada uno de los eslabones que lo componen. En particular, el desempeño sísmico de los modelos de 10 niveles fue similar al mostrado y descrito previamente en los análisis de las respuestas de los modelos de 5 niveles. En ambos conjuntos de modelos, los eslabones exhibieron un comportamiento diferente en cada entrepiso y las diferencias fueron más evidentes a medida que aumentó la altura de los modelos.

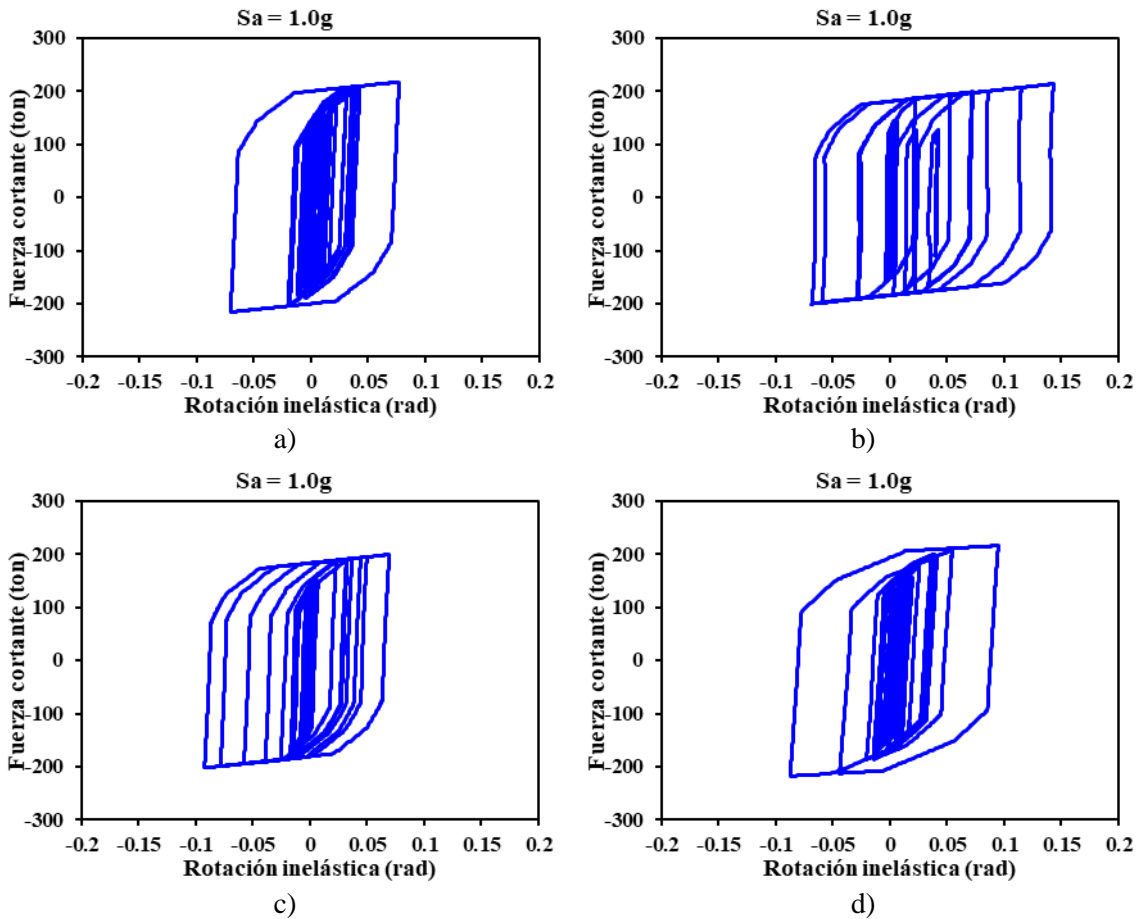


Figura 4.19 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 10 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida

Finalmente, a través de la Figura 4.20, son analizadas las curvas histeréticas de los eslabones contenidos en los modelos de 15 niveles. Es evidente que, en todos los casos, los ciclos del comportamiento histerético fueron bastante similares en los modelos de 5, 10 y 15 niveles.

En general, con base en los resultados numéricos, se observó que los modelos configurados con el contraventeo Diagonal_1 demostraron un mejor desempeño, en términos de controlar las distorsiones máximas de entrepiso bajo la excitación sísmica seleccionada en el presente estudio.

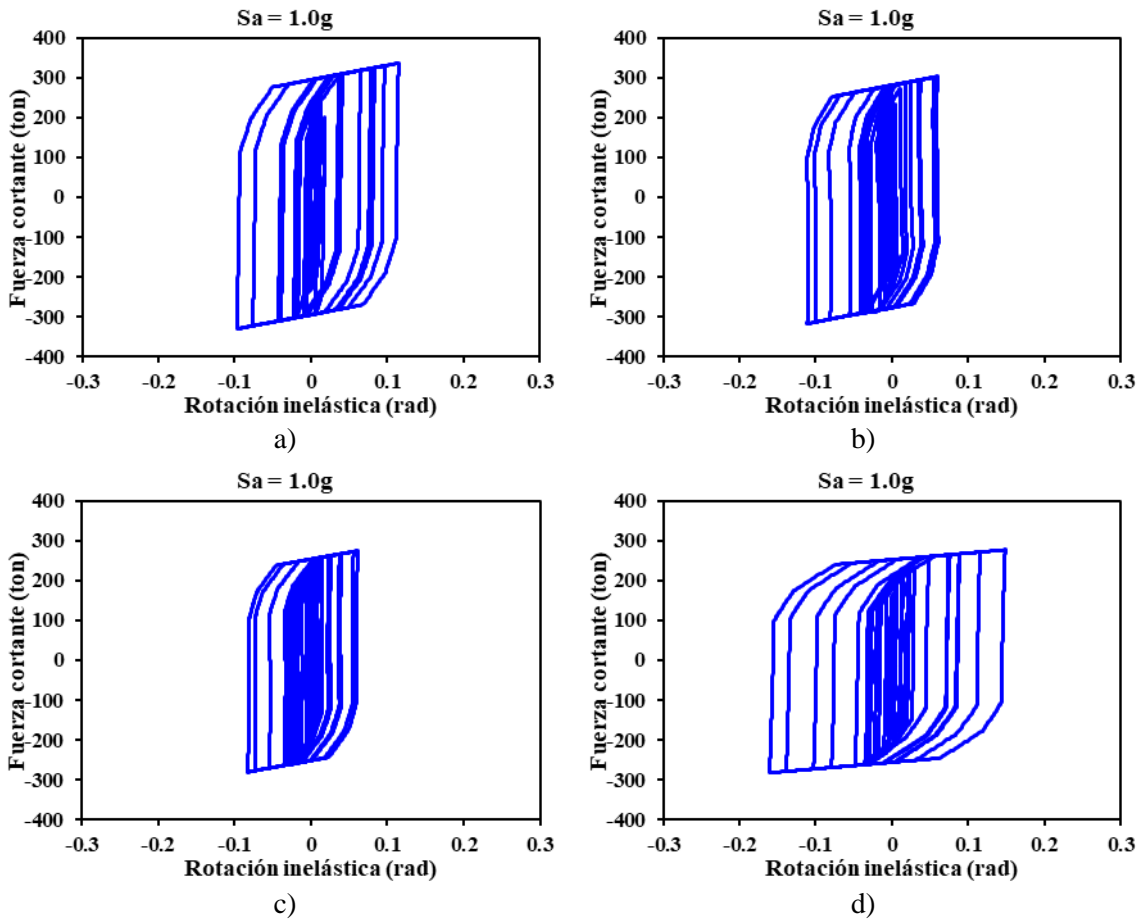


Figura 4.20 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 15 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida

4.2.3. Resultados en términos de las distorsiones máximas residuales de entrepiso

Como se mencionó anteriormente, para determinar este parámetro de respuesta, los análisis estructurales se configuraron de manera que, una vez finalizada cada historia de aceleración, los modelos permanecieran en vibración libre durante un periodo de 40 segundos. La distorsión exhibida al final de los 40 segundos fue considerada como residual.

Las Figuras 4.21-4.23, presentan los IDA de los edificios de 5, 10 y 15 niveles para las diferentes configuraciones de marco, respectivamente. Estas figuras muestran que los niveles de repuesta de los modelos con el mismo número de entrepisos fueron similares; en la

mayoría de los casos, los niveles de respuesta aumentan a medida que la intensidad de la excitación incrementa.

En la Figura 4.21, es posible identificar que, la respuesta de los modelos estructurales mostró una tendencial lineal, aumentando en los primeros ocho o diez niveles de intensidad; después, se presentó una importante dispersión de datos discretos (distorsiones máximas residuales de entrepiso) a medida que se incrementó la intensidad sísmica. Para los diferentes niveles de intensidad, los datos del modelo V tuvieron una mayor magnitud y dispersión, comparados con las respuestas de los otros modelos. Es importante notar que los diferentes tipos de marco reflejaron una disminución en la demanda residual cuando algunos registros del movimiento del suelo fueron escalados a 1.9g y 2.0g.

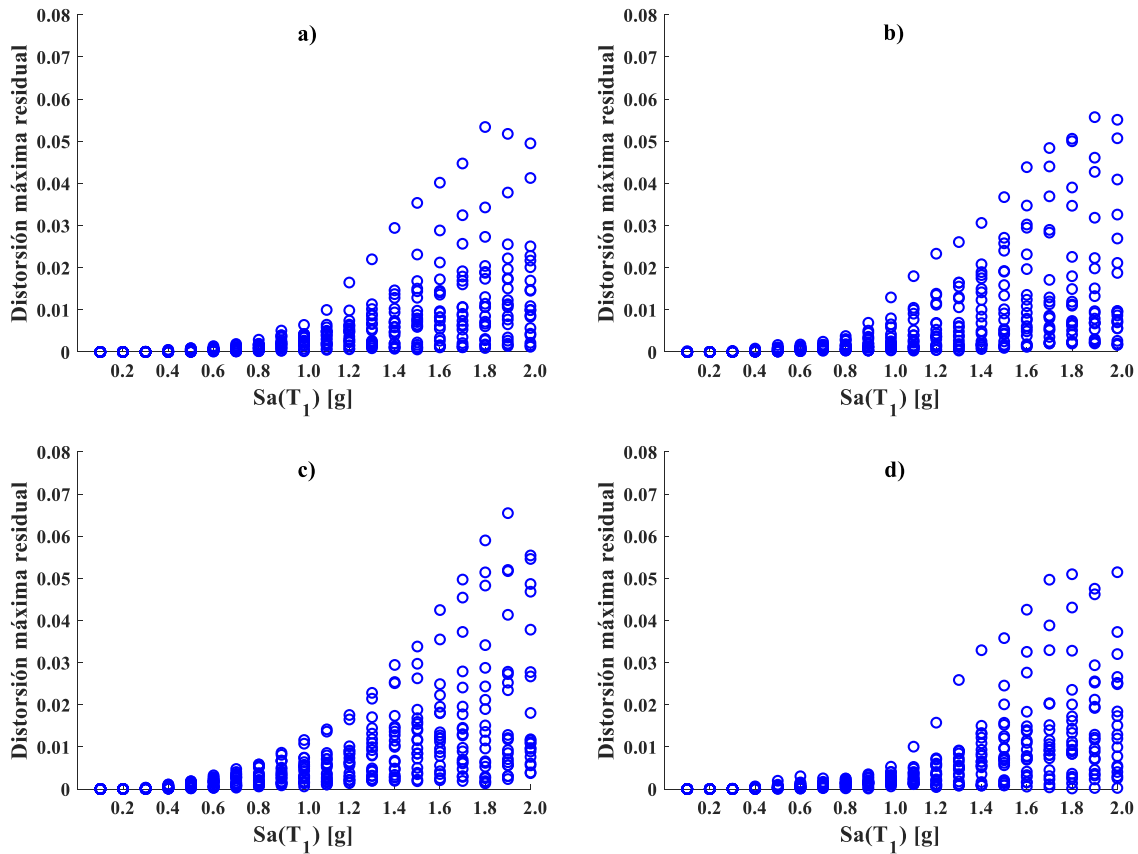


Figura 4.21 IDA en términos de las distorsiones residuales de los modelos de 5 niveles: a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida

Por otra parte, los resultados de la respuesta estructural de los modelos de 10 niveles (ver Figura 4.22) expresan que los modelos Diagonal_1 y V_Invertida desarrollaron los menores niveles de respuesta, con la excepción de un evento sísmico particular. En cambio, el modelo Diagonal_2 reflejó una dispersión de datos discretos uniforme, donde hubo una tendencia lineal creciente al mismo tiempo que aumentaba la intensidad de las solicitaciones. El modelo V de 10 niveles, como fue el caso en el modelo V de 5 niveles, exhibió los valores más altos de respuesta en ciertos niveles de intensidad sísmica. En general, estos modelos, al igual que en los modelos de 5 niveles, los valores de la distorsión residual para cierta intensidad pueden ser menores que los del nivel anterior, lo que significa que no necesariamente tiene que haber un incremento en la magnitud de este parámetro a medida que aumenta el nivel de intensidad de la excitación sísmica.

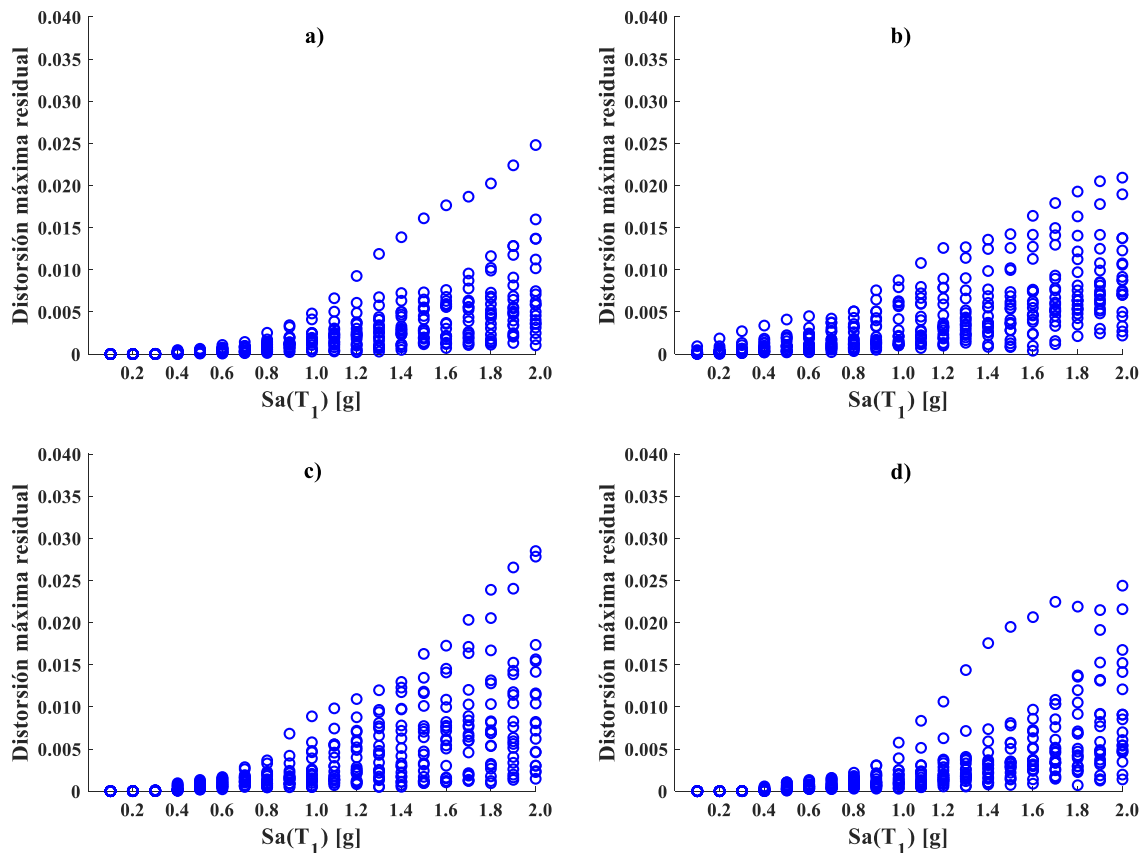


Figura 4.22 IDA en términos de las distorsiones residuales de los modelos de 10 niveles:
a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida

Con respecto a los modelos de 15 niveles, las distorsiones máximas residuales de entrepiso contenidas en la Figura 4.23, manifiestan que se tuvo un comportamiento semejante en las diferentes intensidades, donde no se puede identificar una tendencia clara, en términos de la respuesta entre un tipo de marco y otro; sin embargo, es evidente que, el modelo V_Invertida experimentó las mayores distorsiones en los niveles más altos de intensidad sísmica. Además, como se observó previamente en los modelos de 5 y 10 niveles, la distorsión residual puede disminuir conforme incrementa la intensidad de la excitación, lo que dificulta la predicción de este parámetro de respuesta.

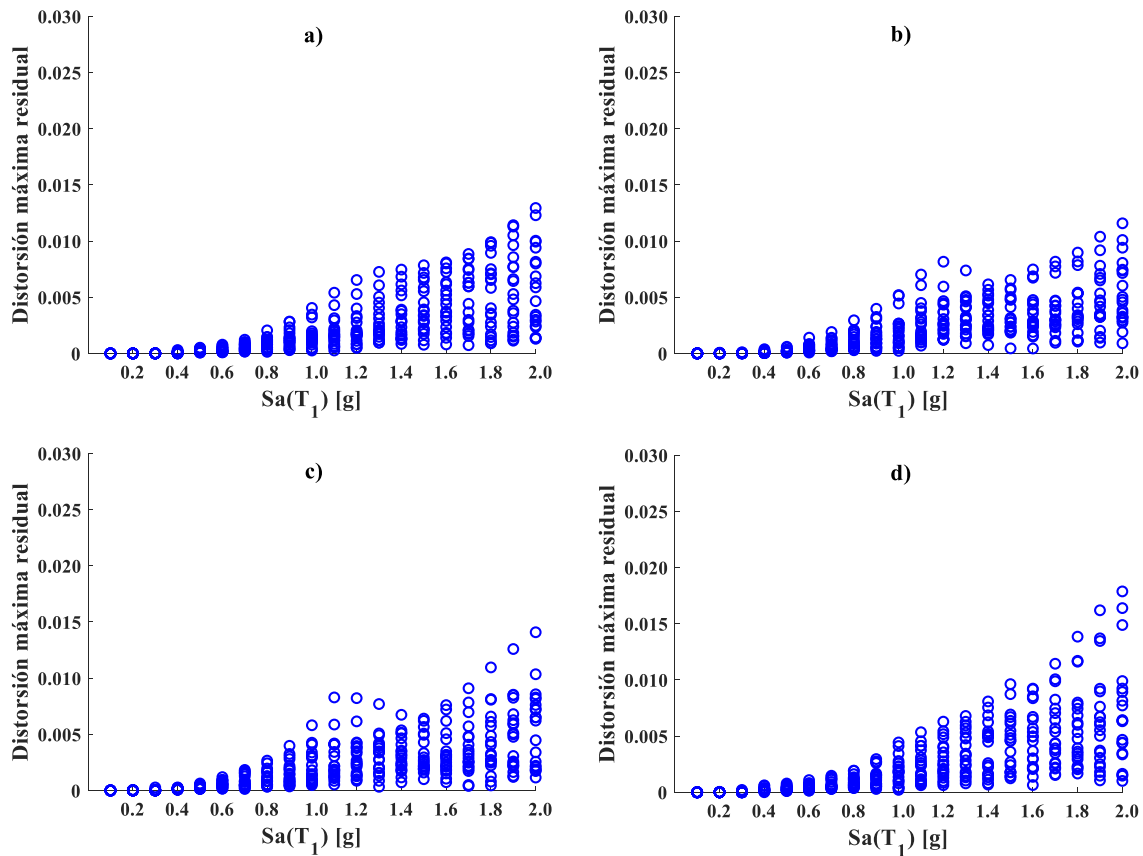


Figura 4.23 IDA en términos de las distorsiones residuales de los modelos de 15 niveles:
a) Diagonal_1, b) Diagonal_2, c) V y d) V_Invertida

Identificar la mejor configuración de marco que ayude a limitar las distorsiones residuales de entrepiso llega a ser complejo si analizamos solo los valores máximos, como los presentados en las figuras anteriores. Por lo tanto, para estudiar este parámetro de respuesta más a detalle,

se plantean las Figuras 4.24-4.26, las cuales contienen las medianas de las distorsiones máximas residuales de entrepiso para los diferentes niveles de intensidad. En la Figura 4.24, se muestran las medianas de las distorsiones de entrepiso para los modelos de 5 niveles, está claro que el modelo V fue el menos efectivo en reducir este tipo de respuesta estructural; las otras configuraciones de marco se desempeñaron de manera similar en las primeras diez intensidades, es decir, hasta 1.0g. Más allá de 1.0g, el comportamiento se volvió variable, lo que dificulta definir qué arreglo de contraventeo es mejor que otro; no obstante, se puede reconocer que en la mayoría de las intensidades, el modelo Diagonal_1 exhibió valores de la distorsión iguales o menores que los otros modelos.

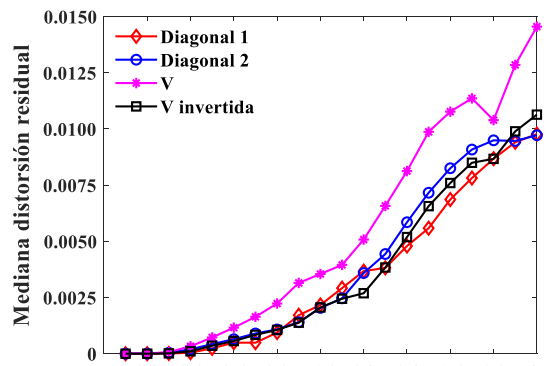


Figura 4.24 Medianas de las distorsiones máximas residuales de entrepiso correspondientes a los modelos de 5 niveles

En cuanto a la Figura 4.25, es posible identificar que los modelos Diagonal_1 y V_Invertida mantuvieron la respuesta estructural en magnitudes inferiores. El comportamiento de ambos modelos fue semejante hasta una intensidad de 1.5g, a partir de este nivel, la respuesta del modelo V_Invertida tendió a ser superior. En cambio, los modelos Diagonal_2 y V tuvieron un desempeño similar hasta 1.3g, después de 1.3g, se comportaron de manera cambiante; en algunos casos, la distorsión residual de un marco específico fue mayor y en otros, menor.

Finalmente, a través de la Figura 4.26 se analizaron las medianas de las respuestas de los modelos de 15 niveles, se observó una similitud en cuanto a las distorsiones de los diferentes tipos de marco hasta una intensidad de 1.0g, más allá, se presentó un desempeño alternativo. En los rangos de 1.0g a 1.4g, los modelos Diagonal_1 y V_Invertida experimentaron niveles

de distorsión de entrepiso igual o menores que los modelos Diagonal_2 y V; sin embargo, para intensidades superiores a 1.5g, la respuesta de los modelos Diagonal_1 y V_Invertida comparada con aquella de los modelos Diagonal_2 y V, fue mayor.

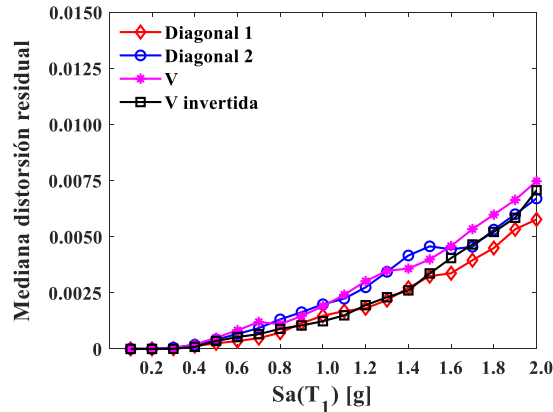


Figura 4.25 Medianas de las distorsiones máximas residuales de entrepiso correspondientes a los modelos de 10 niveles

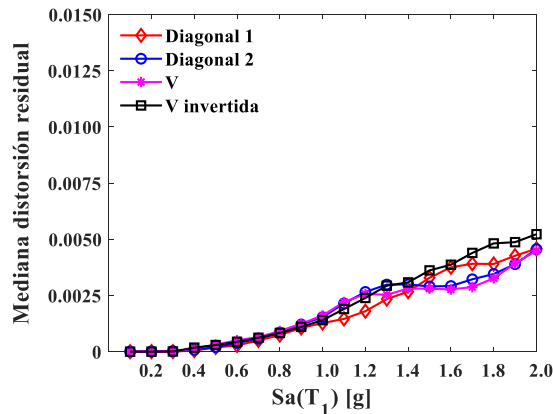


Figura 4.26 Medianas de las distorsiones máximas residuales de entrepiso correspondientes a los modelos de 15 niveles

4.2.4. Factor de comportamiento sísmico

El factor de comportamiento sísmico (ductilidad) de cada modelo estructural fue determinado a partir de la curva de capacidad dinámica como se describió en la sección 3.5.3.1. Aquí, fue necesario establecer un criterio de falla, donde el análisis dinámico finalizara al instante de tiempo en el cual un elemento eslabón alcanzara una rotación inelástica mayor o igual a 0.127 rad; aunque por la idealización estructural el modelo sea capaz de desarrollar

más pasos de análisis. Es evidente que, a este nivel de respuesta, no ocurriría el colapso global de la estructura, pero si pudiera presentarse un comportamiento inadecuado, derivado de las fallas locales del elemento eslabón; dado que, ante rotaciones inelásticas de 0.127 rad este miembro estructural presenta daños importantes en su sección transversal.

En la Figura 4.27, se exponen las curvas de capacidad dinámica de los diferentes edificios de 5 niveles sometidos ante el registro identificado con el número 8 en la Tabla 3.5, este tipo de curvas se obtuvieron para cada registro sísmico contenido en dicha tabla.

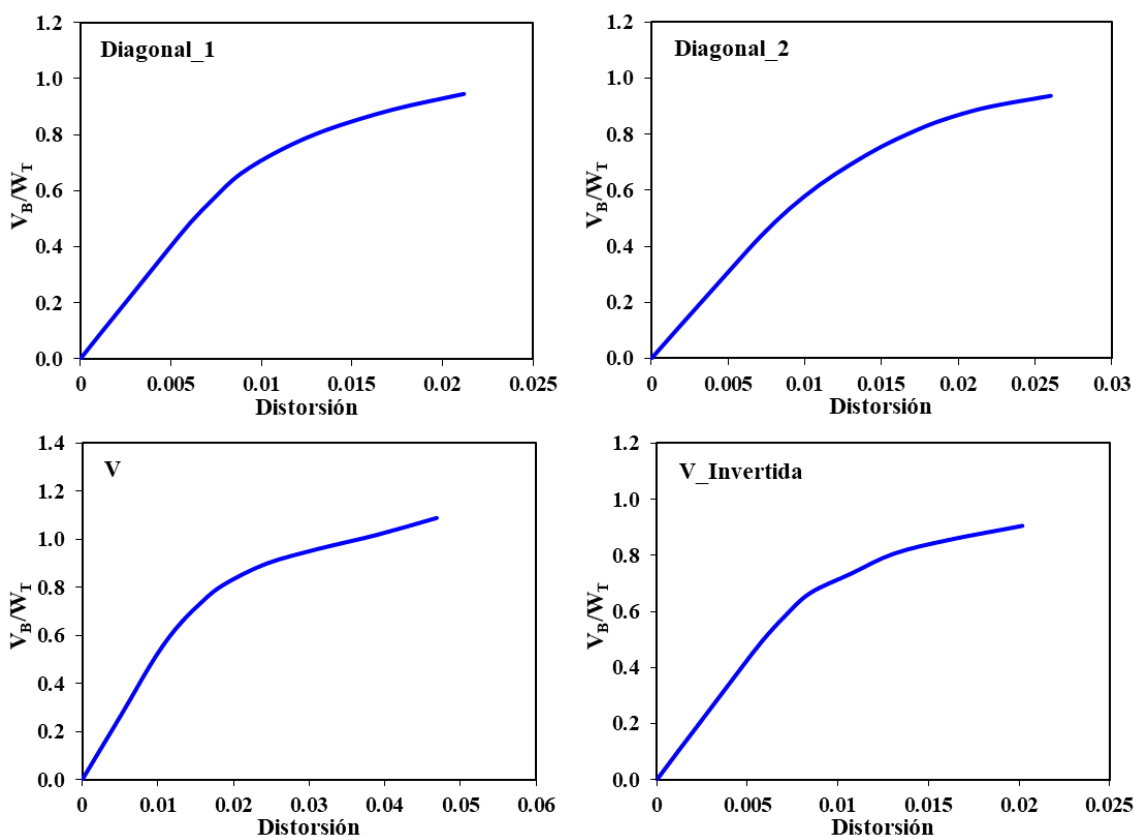


Figura 4.27 Curvas de capacidad dinámica de los modelos de 5 niveles

Por medio de las curvas de capacidad dinámica se determinaron las distorsiones de fluencia y máximas, sintetizadas en las Tablas 4.8 y 4.9, respectivamente. Para identificar la primera de ellas, se utilizó el criterio de la pendiente de rigidez inelástica descrito en la sección 3.5.3.1 y representado mediante la Figura 3.21. En cambio, las distorsiones máximas se visualizaron al

momento de presentarse la falla del elemento eslabón; es decir, donde finaliza la curva de capacidad dinámica. Analizando las distorsiones de fluencia promedio indicadas en la Tabla 4.8, se observa que los modelos Diagonal_1 y V_Invertida comienzan la fluencia casi al mismo nivel de distorsión, cuyo valor es inferior si se compara al exhibido por los modelos Diagonal_2 y V; mientras que, el modelo V incurrió en el rango inelástico después que los otros modelos. Por otro lado, las distorsiones máximas promedio (ver Tabla 4.9) exponen un comportamiento similar al presentado por las distorsiones de fluencia, donde los modelos Diagonal_1 y V_Invertida desarrollaron niveles comparables de distorsión y en estos, se cumplió primero el criterio de falla en alguno de sus eslabones. Asimismo, el modelo V fue el que experimentó el mayor nivel de distorsión, como consecuencia del desempeño de sus elementos eslabón, mencionado en la sección 4.2.2.

Tabla 4.8 Distorsiones de fluencia, modelos de 5 niveles

Registros sísmicos	Modelo estructural			
	Diagonal_1	Diagonal_2	V	V_Invertida
1	0.0055	0.0072	0.0068	0.0047
2	0.0058	0.0076	0.0085	0.0058
3	0.0055	0.0065	0.0083	0.0047
4	0.0057	0.0058	0.0108	0.0058
5	0.0055	0.0072	0.0086	0.0057
6	0.0049	0.0065	0.0100	0.0057
7	0.0054	0.0067	0.0077	0.0057
8	0.0060	0.0071	0.0097	0.0058
9	0.0056	0.0066	0.0093	0.0052
10	0.0053	0.0075	0.0093	0.0500
11	0.0057	0.0058	0.0068	0.0049
12	0.0058	0.0068	0.0090	0.0055
13	0.0060	0.0068	0.0092	0.0059
14	0.0064	0.0065	0.0091	0.0040
15	0.0059	0.0058	0.0082	0.0064
16	0.0064	0.0060	0.0089	0.0051
17	0.0054	0.0069	0.0082	0.0051
18	0.0049	0.0083	0.0089	0.0049
19	0.0061	0.0065	0.0077	0.0047
20	0.0056	0.0055	0.0087	0.0057
Promedio	0.0057	0.0067	0.0087	0.0053

Tabla 4.9 Distorsiones máximas, modelos de 5 niveles

Registros sísmicos	Modelo estructural			
	Diagonal_1	Diagonal_2	V	V_Invertida
1	0.0193	0.0315	0.0322	0.0228
2	0.0254	0.0322	0.0565	0.0215
3	0.0207	0.0294	0.0512	0.0214
4	0.0186	0.0290	0.0481	0.0216
5	0.0199	0.0298	0.0452	0.0219
6	0.0183	0.0323	0.0481	0.0199
7	0.0195	0.0300	0.0484	0.0203
8	0.0211	0.0260	0.0468	0.0201
9	0.0194	0.0281	0.0455	0.0203
10	0.0181	0.0294	0.0514	0.0205
11	0.0193	0.0267	0.0439	0.0208
12	0.0204	0.0312	0.0463	0.0221
13	0.0192	0.0272	0.0435	0.0211
14	0.0237	0.0304	0.0514	0.0219
15	0.0217	0.0321	0.0551	0.0269
16	0.0199	0.0275	0.0489	0.0209
17	0.0197	0.0310	0.0470	0.0253
18	0.0175	0.0256	0.0427	0.0195
19	0.0213	0.0295	0.0474	0.0230
20	0.0198	0.0259	0.0445	0.0205
Promedio	0.0201	0.0292	0.0472	0.0216

Los resultados en términos de la demanda de ductilidad para los modelos estructurales de 5 niveles son resumidos en la Tabla 4.10. Estos valores fueron determinados con base en el comportamiento global de las estructuras, definido anteriormente por la ecuación 3.1. La principal observación es que las ductilidades desarrolladas por los marcos en consideración son bastante diferentes, lo que puede atribuirse a las distintas configuraciones estructurales. Aunque se utilizó el mismo sistema estructural (MCE) en todos los casos, se observa que el modelo Diagonal_1 experimentó el menor nivel de ductilidad promedio, al contrario, el modelo V desarrolló la mayor ductilidad. Por tal motivo, se puede decir que, el modelo V tiene mayor capacidad de deformación inelástica que los otros tipos de marco.

Las ductilidades contenidas en la Tabla 4.10 son graficadas y se trazó la media de estos valores, con el propósito de representar la variación de los datos respecto a los distintos registros sísmicos (ver Figuras 4.28-4.31). Mediante estas gráficas, se puede observar que las

demandas de ductilidad varían de un sismo a otro sin mostrar ninguna tendencia, aunque estas variaciones son menos evidentes en modelo Diagonal_1.

Tabla 4.10 Factor de ductilidad (Q), modelos de 5 niveles

Registros sísmicos	Modelo estructural			
	Diagonal_1	Diagonal_2	V	V_Invertida
1	3.5173	4.3482	4.7140	4.7662
2	4.3781	4.2216	6.5969	3.6610
3	3.7505	4.5056	6.1250	4.5493
4	3.2260	4.9700	4.4377	3.6849
5	3.6117	4.0963	5.2232	3.8241
6	3.7470	4.9532	4.7928	3.4720
7	3.5878	4.4745	6.2845	3.5030
8	3.4917	3.6393	4.7988	3.4497
9	3.4668	4.2416	4.8877	3.8532
10	3.3909	3.9203	5.5229	4.0625
11	3.3591	4.5905	6.4562	4.1674
12	3.5146	4.5460	5.1291	4.0062
13	3.2023	4.0026	4.7190	3.5919
14	3.6556	4.6193	5.6166	5.3740
15	3.6457	5.5378	6.6554	4.2103
16	3.0846	4.5382	5.4794	4.0770
17	3.6555	4.4410	5.7105	4.9076
18	3.5554	3.0787	4.7732	3.9196
19	3.4569	4.5085	6.1478	4.8986
20	3.4895	4.6714	5.1115	3.5802
Promedio	3.5393	4.3952	5.4591	4.0779

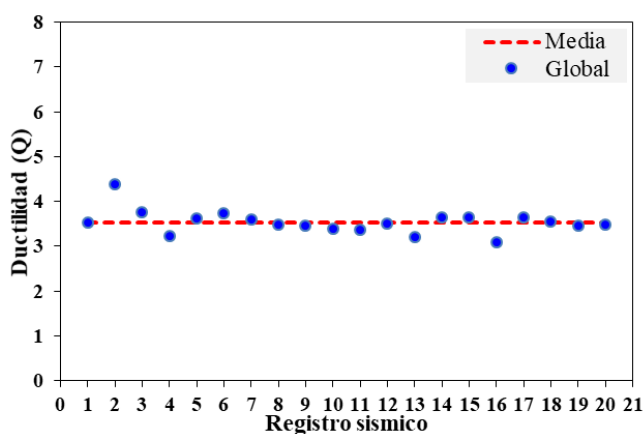


Figura 4.28 Ductilidad del modelo 5S4B_Diagonal_1

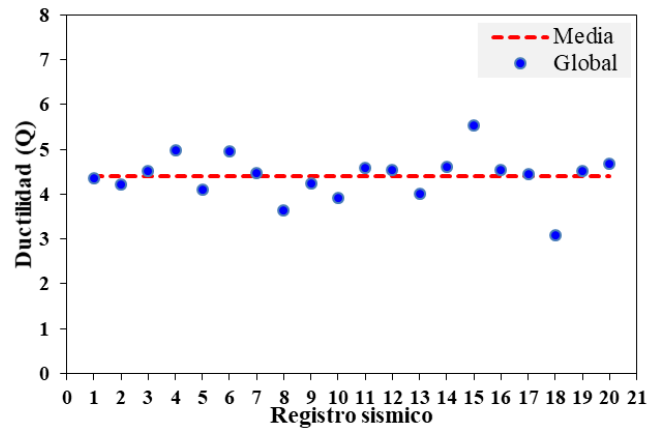


Figura 4.29 Ductilidad del modelo 5S4B_Diagonal_2

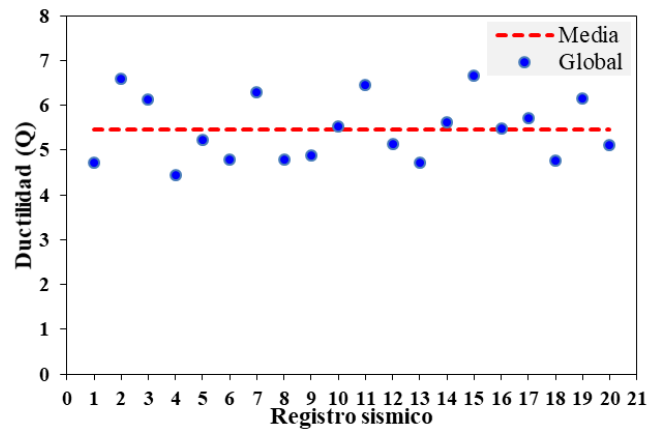


Figura 4.30 Ductilidad del modelo 5S4B_V

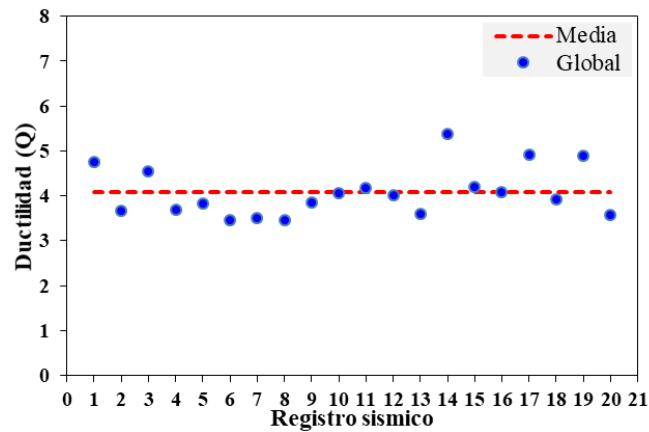


Figura 4.31 Ductilidad del modelo 5S4B_V_Invertida

Para el caso de los edificios de 10 niveles, las curvas de capacidad dinámica son mostradas en la Figura 4.32 que, corresponde al análisis estructural ante el registro número 8. Las respuestas en términos de distorsiones (fluencia y máximas) para el conjunto de registros sísmicos utilizados en este estudio se exponen en las Tablas 4.11 y 4.12. La evaluación de las distorsiones será referente a los valores promedio.

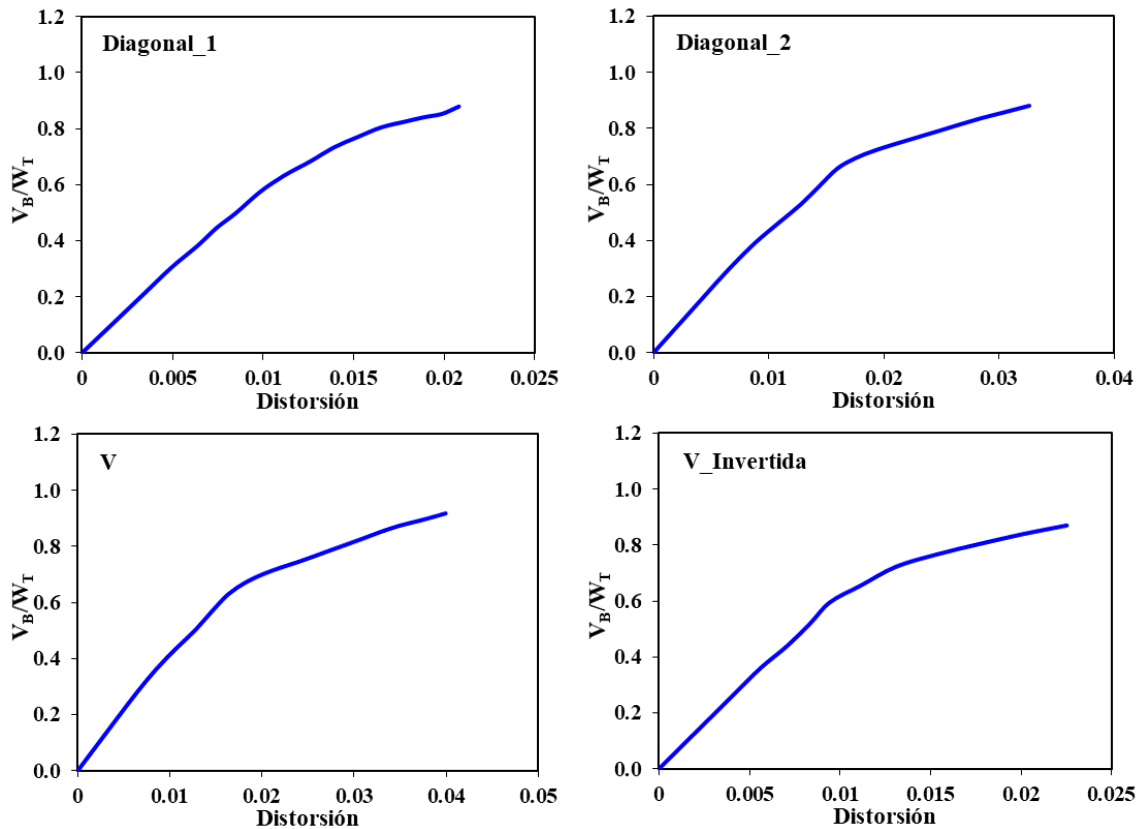


Figura 4.32 Curvas de capacidad dinámica de los modelos de 10 niveles

En la Tabla 4.11 se refleja que los modelos de edificios con las configuraciones Diagonal_1 y V_Invertida presentaron la fluencia casi en el mismo nivel de distorsión; comportamiento semejante en los modelos de 5 niveles. De igual forma los marcos Diagonal_2 y V tuvieron distorsiones comparables, totalmente diferente al desempeño exhibido por los modelos de 5 niveles; lo similar es que desarrollaron la fluencia a un nivel superior de demanda lateral en comparación con los marcos Diagonal_1 y V_Invertida.

Tabla 4.11 Distorsiones de fluencia, modelos de 10 niveles

Registros sísmicos	Modelo estructural			
	Diagonal_1	Diagonal_2	V	V_Invertida
1	0.0055	0.0081	0.0066	0.0051
2	0.0054	0.0080	0.0059	0.0053
3	0.0058	0.0075	0.0090	0.0059
4	0.0058	0.0082	0.0095	0.0056
5	0.0052	0.0090	0.0071	0.0052
6	0.0049	0.0072	0.0069	0.0061
7	0.0048	0.0072	0.0071	0.0049
8	0.0045	0.0065	0.0064	0.0056
9	0.0049	0.0081	0.0075	0.0049
10	0.0052	0.0076	0.0086	0.0050
11	0.0055	0.0076	0.0085	0.0055
12	0.0049	0.0083	0.0085	0.0051
13	0.0053	0.0068	0.0081	0.0054
14	0.0052	0.0086	0.0083	0.0051
15	0.0051	0.0086	0.0072	0.0048
16	0.0048	0.0078	0.0078	0.0049
17	0.0056	0.0075	0.0075	0.0057
18	0.0047	0.0087	0.0082	0.0048
19	0.0045	0.0050	0.0078	0.0059
20	0.0052	0.0055	0.0088	0.0054
Promedio	0.0052	0.0076	0.0078	0.0053

Por otra parte, en ningún caso los modelos estructurales comparten entre ellos los niveles de distorsiones máximas (ver Tabla 4.12). Los marcos Diagonal_1, V y V_Invertida alcanzaron casi los mismos valores de distorsión que en los análisis de los edificios de 5 niveles. Además, se visualizó que los marcos Diagonal_1 y V experimentaron el menor y mayor nivel de distorsión máxima, respectivamente; como ocurrió en los modelos de 5 niveles. La razón de esto se debe al comportamiento histerético de los eslabones que componen a cada modelo.

Con respecto a los resultados de la demanda de ductilidad de los modelos de 10 niveles, en la Tabla 4.13 se presentan estos factores. En esta tabla se puede percibir que las estructuras desarrollaron ductilidades muy diferentes entre ellas; desempeño observado en los modelos de 5 niveles. Es importante mencionar que, los edificios de 5 y 10 niveles con el mismo arreglo de contraventeo excéntrico exhibieron valores de ductilidad promedio muy similar. En algunos casos, el factor de comportamiento sísmico aumentó como en las configuraciones Diagonal_1 y V, y en otros disminuyó, como en los marcos Diagonal_2 y V_Invertida.

Tabla 4.12 Distorsiones máximas, modelos de 10 niveles

Registros sísmicos	Modelo estructural			
	Diagonal_1	Diagonal_2	V	V_Invertida
1	0.0184	0.0296	0.0425	0.0207
2	0.0192	0.0326	0.0402	0.0233
3	0.0192	0.0308	0.0402	0.0201
4	0.0191	0.0342	0.0439	0.0209
5	0.0205	0.0324	0.0426	0.0221
6	0.0208	0.0335	0.0447	0.0207
7	0.0185	0.0339	0.0437	0.0208
8	0.0212	0.0326	0.0399	0.0225
9	0.0209	0.0326	0.0376	0.0214
10	0.0189	0.0325	0.0425	0.0208
11	0.0174	0.0362	0.0438	0.0202
12	0.0172	0.0293	0.0423	0.0195
13	0.0228	0.0308	0.0419	0.0216
14	0.0228	0.0350	0.0457	0.0246
15	0.0185	0.0338	0.0441	0.0208
16	0.0209	0.0330	0.0453	0.0243
17	0.0204	0.0338	0.0437	0.0209
18	0.0185	0.0324	0.0438	0.0196
19	0.0210	0.0290	0.0414	0.0229
20	0.0204	0.0299	0.0423	0.0210
Promedio	0.0198	0.0324	0.0426	0.0214

De igual manera que en los modelos de 5 niveles, el modelo Diagonal_1 alcanzó el menor nivel de ductilidad promedio, mientras que, el modelo V experimentó el mayor nivel. Por lo tanto, este modelo tiene la mayor capacidad de deformación inelástica.

Los valores de ductilidad contenidos en la Tabla 4.13 son graficados en las Figuras 4.33-4.36, para los diferentes tipos de marco, también, se define ahí mismo la media de estos valores, cuyo objetivo es contemplar a simple vista la variación de los datos respecto a los distintos registros sísmicos. Se identificó a través de estas figuras que, las demandas de ductilidad varían de un sismo a otro sin mostrar ninguna tendencia, aunque estas variaciones son menos evidentes en los modelos Diagonal_1 y V_Invertida.

Tabla 4.13 Factor de ductilidad (Q), modelos de 10 niveles

Registros sísmicos	Modelo estructural			
	Diagonal_1	Diagonal_2	V	V_Invertida
1	3.3183	3.6341	6.4037	4.0246
2	3.5141	4.0560	6.7746	4.3921
3	3.2784	4.1113	4.4359	3.3795
4	3.2936	4.1614	4.5882	3.6951
5	3.9071	3.6023	5.9453	4.2287
6	4.2145	4.6538	6.4285	3.3825
7	3.8082	4.7137	6.1123	4.2358
8	4.6324	4.9760	6.2096	3.9794
9	4.1968	4.0002	4.9560	4.3408
10	3.6278	4.2386	4.9314	4.1195
11	3.1551	4.7101	5.1429	3.6207
12	3.4627	3.5192	4.9556	3.8307
13	4.2288	4.4911	5.1313	3.9593
14	4.3854	4.0542	5.4957	4.7740
15	3.5743	3.9050	6.0755	4.2868
16	4.2954	4.2055	5.7923	4.8855
17	3.5950	4.4620	5.7627	3.6246
18	3.9310	3.7177	5.3023	4.0446
19	4.6199	5.7893	5.2723	3.8867
20	3.9150	5.3927	4.7828	3.8690
Promedio	3.8477	4.3197	5.5249	4.0280

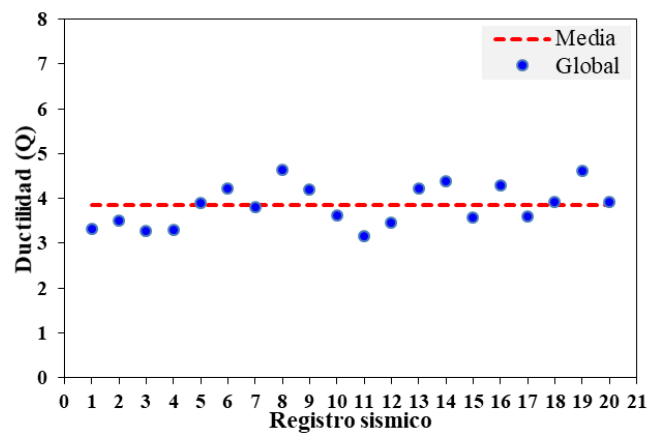


Figura 4.33 Ductilidad del modelo 10S4B_Diagonal_1

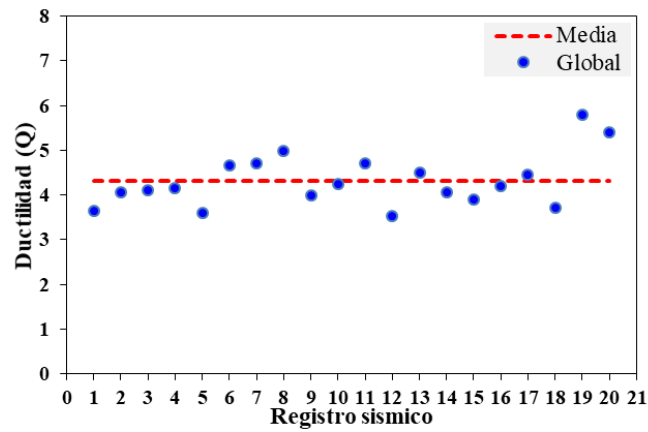


Figura 4.34 Ductilidad del modelo 10S4B_Diagonal_2

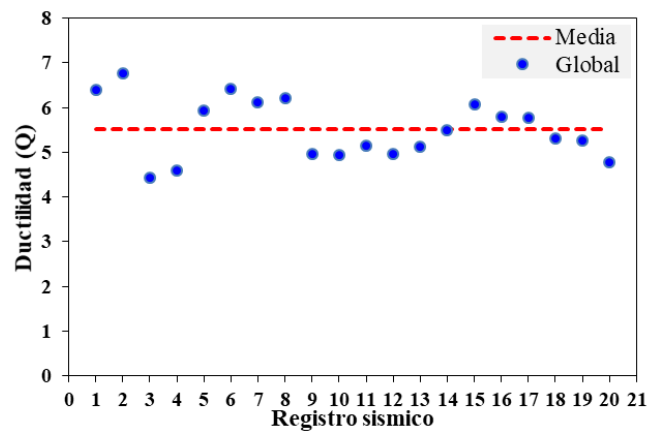


Figura 4.35 Ductilidad del modelo 10S4B_V

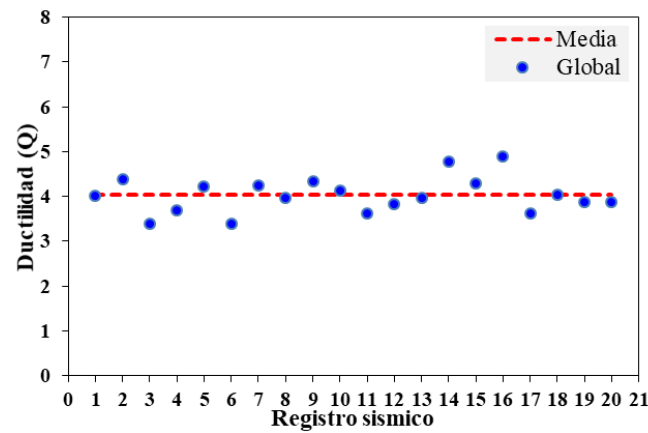


Figura 4.36 Ductilidad del modelo 10S4B_V_Invertida

Por último, en la Figura 4.37 se exponen las curvas de capacidad dinámica referentes a los edificios de 15 niveles. Así como en los edificios de 5 y 10 niveles, se ilustran aquellas curvas obtenidas de los análisis dinámicos donde se utilizó el registro número 8. Las distorsiones de fluencia y máximas determinadas para cada registro sísmico son resumidas en las Tablas 4.14 y 4.15, respectivamente. El análisis de estos parámetros de respuesta se realizará conforme a los valores promedio.

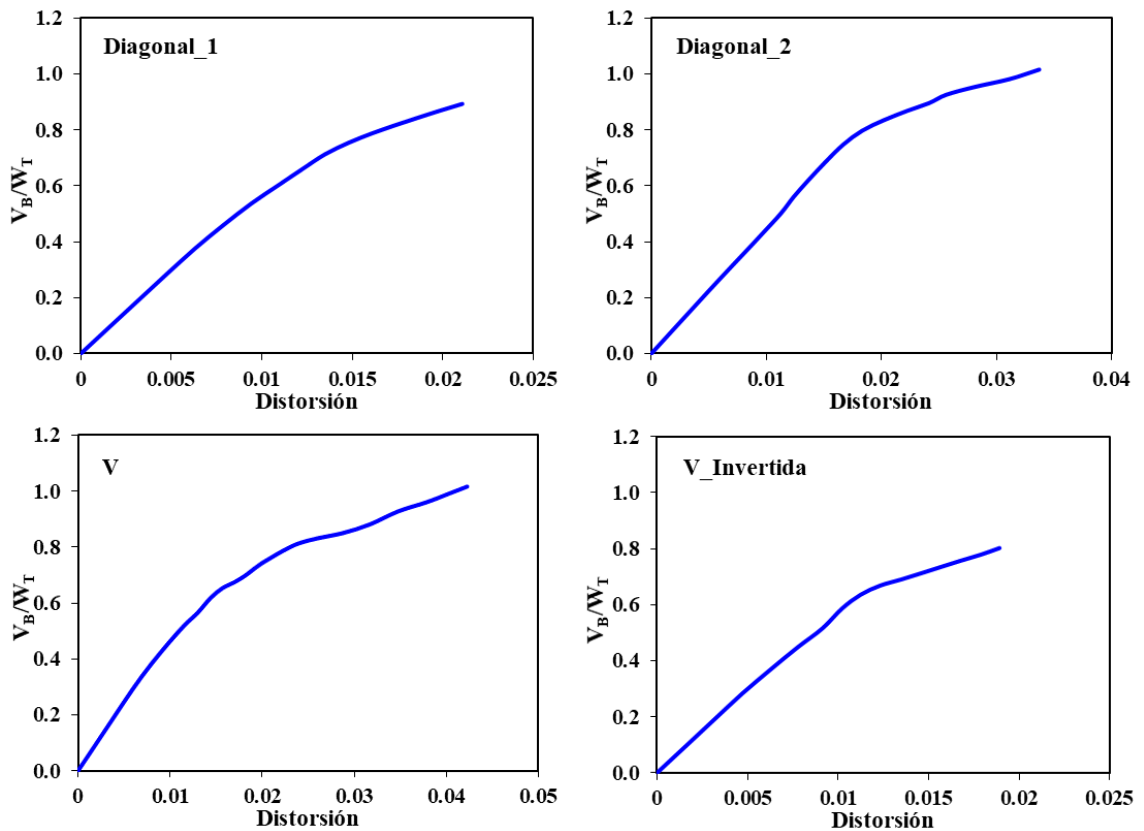


Figura 4.37 Curvas de capacidad dinámica de los modelos de 15 niveles

En estos modelos estructurales, ninguna configuración de marco presentó el mismo nivel de distorsión de fluencia (ver Tabla 4.14) como ocurrió en los modelos de 5 y 10 niveles. Ahora bien, el tipo de marco V_Invertida exhibió el mismo valor de distorsión que su análogo en 5 y 10 niveles, mientras que, el modelo V tuvo una distorsión casi igual que el modelo con 10 niveles.

Una observación notable es que en los edificios de 15 niveles el marco Diagonal_2 desarrolló la fluencia a un nivel superior que los otros tipos de marco, siendo que, en los edificios de 5 y 10 niveles el arreglo de contraventeo V fue quién incurrió en el rango inelástico después que los marcos restantes.

Tabla 4.14 Distorsiones de fluencia, modelos de 15 niveles

Registros sísmicos	Modelo estructural			
	Diagonal_1	Diagonal_2	V	V_Invertida
1	0.0062	0.0095	0.0070	0.0044
2	0.0062	0.0097	0.0075	0.0047
3	0.0063	0.0083	0.0082	0.0051
4	0.0060	0.0097	0.0096	0.0062
5	0.0065	0.0092	0.0087	0.0049
6	0.0062	0.0089	0.0087	0.0045
7	0.0052	0.0107	0.0090	0.0065
8	0.0063	0.0096	0.0081	0.0047
9	0.0055	0.0082	0.0083	0.0056
10	0.0063	0.0089	0.0066	0.0044
11	0.0061	0.0073	0.0071	0.0061
12	0.0057	0.0093	0.0074	0.0041
13	0.0051	0.0098	0.0077	0.0053
14	0.0057	0.0077	0.0078	0.0056
15	0.0052	0.0074	0.0073	0.0053
16	0.0067	0.0076	0.0072	0.0053
17	0.0060	0.0076	0.0075	0.0060
18	0.0064	0.0081	0.0079	0.0062
19	0.0058	0.0085	0.0084	0.0058
20	0.0065	0.0097	0.0075	0.0062
Promedio	0.0060	0.0088	0.0079	0.0053

En relación con las distorsiones máximas (ver Tabla 4.15), las estructuras fallaron a un nivel diferente de demanda lateral. El modelo Diagonal_2 mantuvo el mismo nivel de distorsión mostrado en el modelo de 10 niveles; por otra parte, los marcos Diagonal_1 y V_Invertida mostraron magnitudes de respuesta comparables con los edificios de 5 y 10 niveles. El que si evidenció el nivel de distorsión máxima más cambiante fue el modelo V. En este tipo de configuración de contraventeo se observó una reducción del valor de la respuesta máxima a medida que se incrementó el número niveles y siempre fue quién cumplió el criterio de falla después que cualquier tipo de marco aquí estudiado.

Tabla 4.15 Distorsiones máximas, modelos de 15 niveles

Registros sísmicos	Modelo estructural			
	Diagonal_1	Diagonal_2	V	V_Invertida
1	0.0206	0.0306	0.0352	0.0184
2	0.0204	0.0310	0.0399	0.0186
3	0.0216	0.0306	0.0382	0.0189
4	0.0214	0.0324	0.0407	0.0204
5	0.0200	0.0309	0.0375	0.0185
6	0.0203	0.0367	0.0411	0.0192
7	0.0201	0.0353	0.0426	0.0229
8	0.0210	0.0337	0.0382	0.0189
9	0.0213	0.0310	0.0345	0.0192
10	0.0215	0.0303	0.0378	0.0191
11	0.0233	0.0308	0.0381	0.0203
12	0.0206	0.0314	0.0405	0.0179
13	0.0212	0.0336	0.0393	0.0193
14	0.0221	0.0323	0.0400	0.0197
15	0.0225	0.0340	0.0393	0.0194
16	0.0231	0.0307	0.0392	0.0221
17	0.0239	0.0319	0.0384	0.0200
18	0.0208	0.0350	0.0422	0.0207
19	0.0199	0.0316	0.0389	0.0195
20	0.0192	0.0347	0.0379	0.0195
Promedio	0.0212	0.0324	0.0390	0.0196

La Tabla 4.16 contiene el factor de comportamiento sísmico para cada edificio con 15 niveles correspondiente a los diferentes registros sísmicos utilizados. De igual manera como se describió en los modelos de 5 y 10 niveles, las estructuras desarrollaron diferentes valores de ductilidad, aunque en este caso fueron menos desiguales. El modelo Diagonal_1 fue la única configuración de marco que sostuvo un nivel de ductilidad similar en los distintos casos (5, 10 y 15 niveles). No obstante, en los modelos Diagonal_2 y V_Invertida se mostró una reducción de este parámetro conforme aumenta el número de niveles (altura del edificio), además, al igual que en los análisis de los edificios de 5 y 10 niveles, los marcos Diagonal_1 y V exhibieron el menor y mayor valor de ductilidad, respectivamente.

Para concluir, las ductilidades expuestas en la Tabla 4.16 son representadas de manera gráfica en las Figuras 4.38-4.41, incorporando la media de estos valores a través de una línea recta punteada. En las figuras se observa que las demandas de ductilidad varían de un sismo a otro sin mostrar ninguna tendencia, igual que en los modelos de 5 y 10 niveles.

Tabla 4.16 Factor de ductilidad (Q), modelos de 15 niveles

Registros sísmicos	Modelo estructural			
	Diagonal_1	Diagonal_2	V	V_Invertida
1	3.3171	3.2221	5.0254	4.1124
2	3.2652	3.1913	5.2925	3.9714
3	3.4270	3.6644	4.6626	3.6911
4	3.5272	3.3473	4.2353	3.2967
5	3.0626	3.3495	4.2750	3.7526
6	3.2566	4.1311	4.7062	4.2293
7	3.8619	3.2853	4.7400	3.5038
8	3.3436	3.4875	4.7064	4.0183
9	3.8153	3.7717	4.1513	3.4290
10	3.4146	3.3804	5.6611	4.2633
11	3.8066	4.1880	5.3080	3.3110
12	3.6247	3.3774	5.4834	4.2873
13	4.0904	3.4150	5.0832	3.6042
14	3.8817	4.1950	5.1035	3.5227
15	4.2689	4.5877	5.3428	3.6625
16	3.4108	4.0248	5.4261	4.1176
17	3.9581	4.2004	5.1021	3.2963
18	3.2399	4.3181	5.3145	3.3343
19	3.4087	3.7197	4.6293	3.3500
20	2.9418	3.5607	4.9989	3.1237
Promedio	3.5461	3.7209	4.9624	3.6939

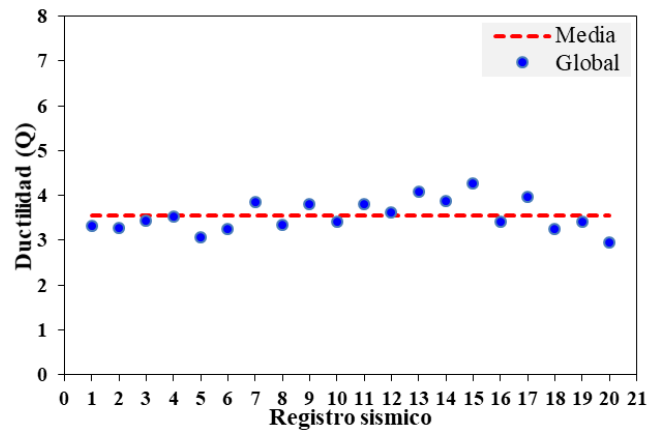


Figura 4.38 Ductilidad del modelo 15S4B_Diagonal_1

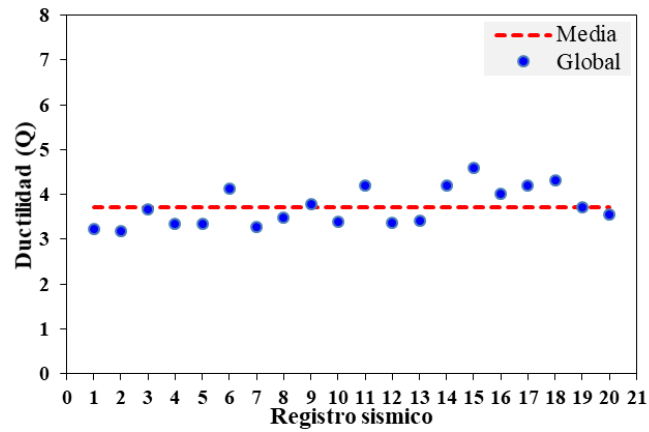


Figura 4.39 Ductilidad del modelo 15S4B_Diagonal_2

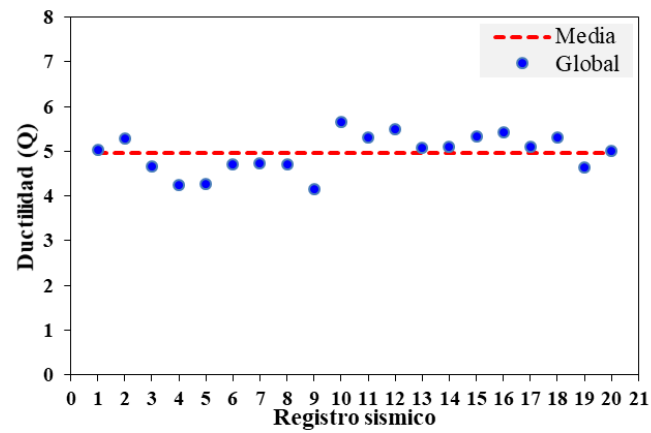


Figura 4.40 Ductilidad del modelo 15S4B_V

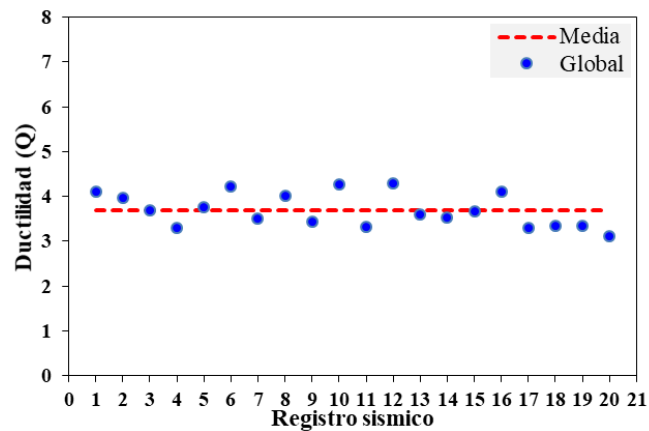


Figura 4.41 Ductilidad del modelo 15S4B_V_Invertida

4.2.5. Conclusiones

Diferentes tipos de configuraciones de marcos con contraventeo excéntrico (MCE) fueron sometidos a un conjunto de movimientos del terreno registrados en suelo blando de la Ciudad de México, escalados a distintos niveles de intensidad objetivo en términos de la aceleración espectral en el primer modo de vibración. Los resultados obtenidos de los análisis dinámicos no lineales en términos de las distorsiones máximas de entrepiso y distorsiones residuales máximas de entrepiso sugieren que, los marcos con las configuraciones de contraventeo Diagonal_1 y V_Invertida tienen mejor desempeño estructural, donde las medianas de las distorsiones presentaron los valores más bajos y un comportamiento muy similar. Analizando los modelos estructurales bajo los efectos de un registro particular del movimiento de suelo, se pudo observar que las demandas de distorsión máxima de entrepiso dependen altamente del comportamiento del elemento eslabón, demostrando que, en este tipo de sistema estructural (MCE), el eslabón es un elemento fundamental que controla la rigidez lateral y la disipación de energía. Además, se observó una distribución no uniforme de la disipación de energía a lo largo de la altura de las estructuras, debido al comportamiento histerético de los eslabones; en los entrepisos superiores, se mantienen en el rango elástico. Este desempeño no uniforme impide al sistema estructural aprovechar al máximo su capacidad de disipación de energía. Por otra parte, los resultados en términos de la demanda de ductilidad indicaron que, las configuraciones de contraventeo Diagonal_1 y V desarrollan los niveles más bajos y altos de ductilidad, respectivamente. En ambos modelos, la ductilidad aumenta y disminuye conforme incrementa la altura de las estructuras, mientras que, en los marcos configurados con los contraventeos V_Invertida y Diagonal_2 se presentó una disminución del factor de comportamiento sísmico a medida que se incrementó su altura.

4.3. Análisis de modelos ante secuencias sísmicas

Como se mencionó al inicio del capítulo, los análisis estructurales utilizando como excitación a los registros de secuencias sísmicas artificiales se realizaron a los modelos con los arreglos de contraventeo Diagonal_1 y V_Invertida, debido a que estas configuraciones presentaron un mejor comportamiento estructural en términos de las distorsiones máximas de entrepiso y distorsiones residuales máximas de entrepiso ante los efectos de registros sísmicos únicos e independientes. Los resultados analíticos obtenidos de los análisis dinámicos no lineales ante los conjuntos de secuencias sísmicas artificiales EP+100R, EP+70R y EP+35R escaladas a distintos niveles de intensidad sísmica son analizados en tres secciones. En la sección 4.3.1, se presentan los IDA utilizados para evaluar las distorsiones máximas de entrepiso, luego, en la sección 4.3.2 se muestra la respuesta ante una secuencia sísmica en particular, donde se expone la comparación de los perfiles verticales en términos de las distorsiones máximas de entrepiso y el comportamiento histerético de los eslabones correspondientes al entrepiso crítico, es decir, donde se concentró más el daño estructural. Por último, en la sección 4.3.3, se exhiben los IDA empleados para estimar las distorsiones residuales máximas de entrepiso, donde cada modelo estructural se dejó en vibración libre durante un periodo de 40 segundos después de haber finalizado la excitación sísmica; tiempo suficiente para que se alcanzara el estado de reposo.

4.3.1. Resultados en términos de las distorsiones máximas de entrepiso

Los IDA de los edificios de acero de 5, 10 y 15 niveles con las configuraciones de marco Diagonal_1 y V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas EP+100R, EP+70R y EP+35R son mostrados en las Figura 4.42-4.44. En estas figuras, se observa que la demanda sísmica para los diferentes conjuntos de secuencias sostuvo un comportamiento con tendencia lineal creciente en los primeros niveles de intensidad; más allá de los niveles inferiores, se identifica que las distorsiones de entrepiso se incrementaron de manera considerable a medida que el nivel de intensidad aumenta. Estos incrementos de la respuesta

en los niveles superiores de intensidad sísmica se perciben ligeramente mayores en los modelos de edificios con el arreglo de contraventeo excéntrico V_Invertida.

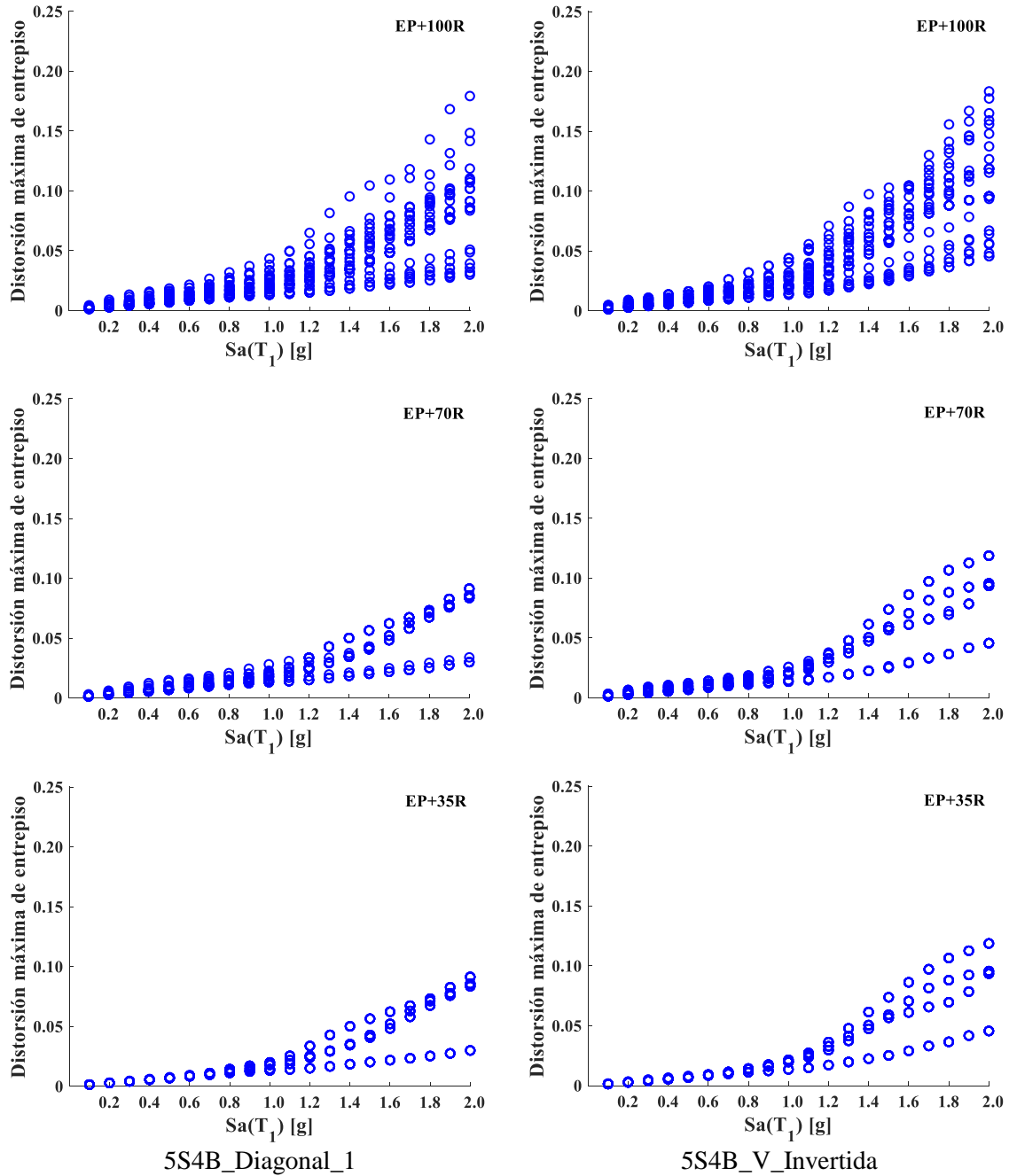
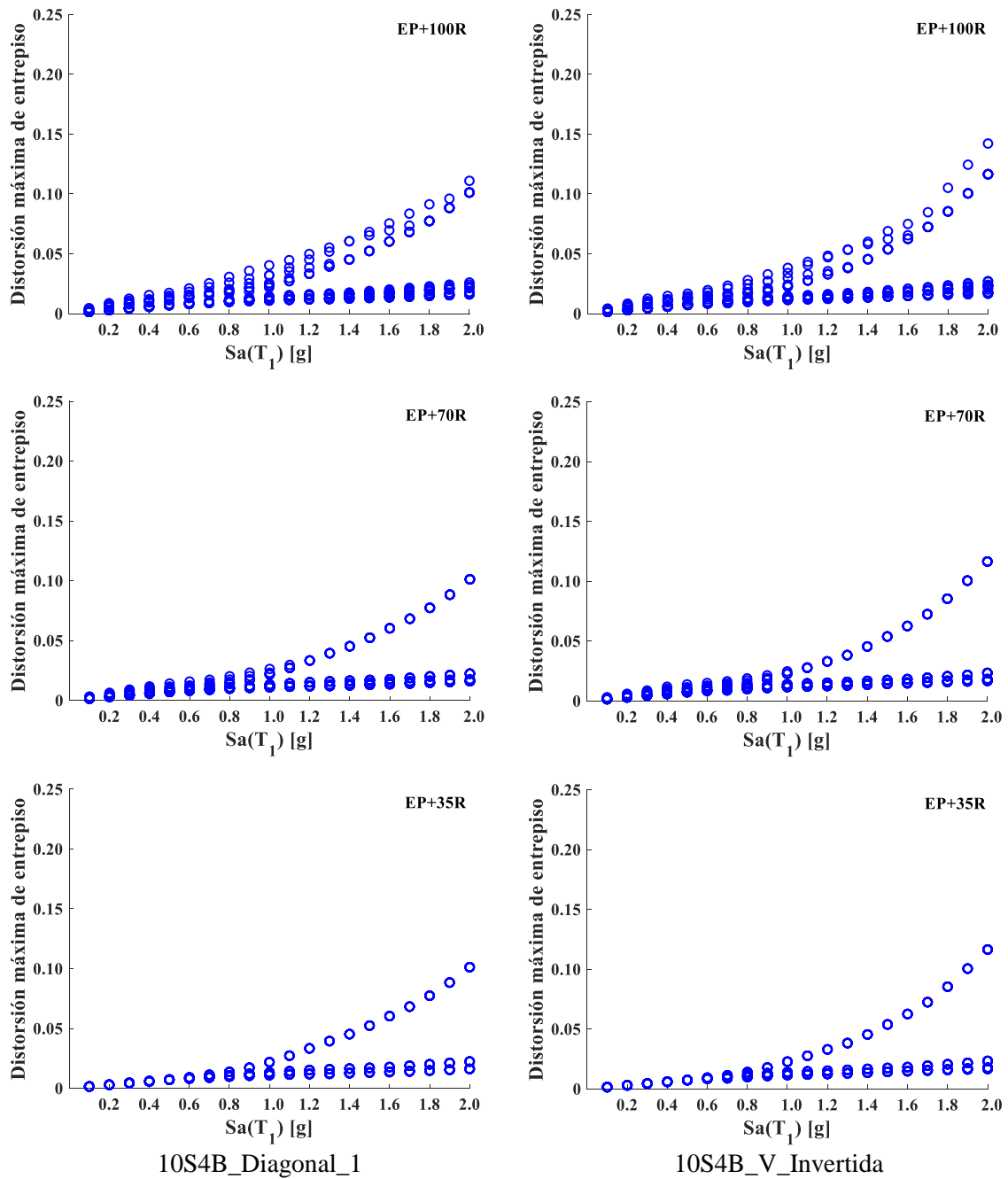
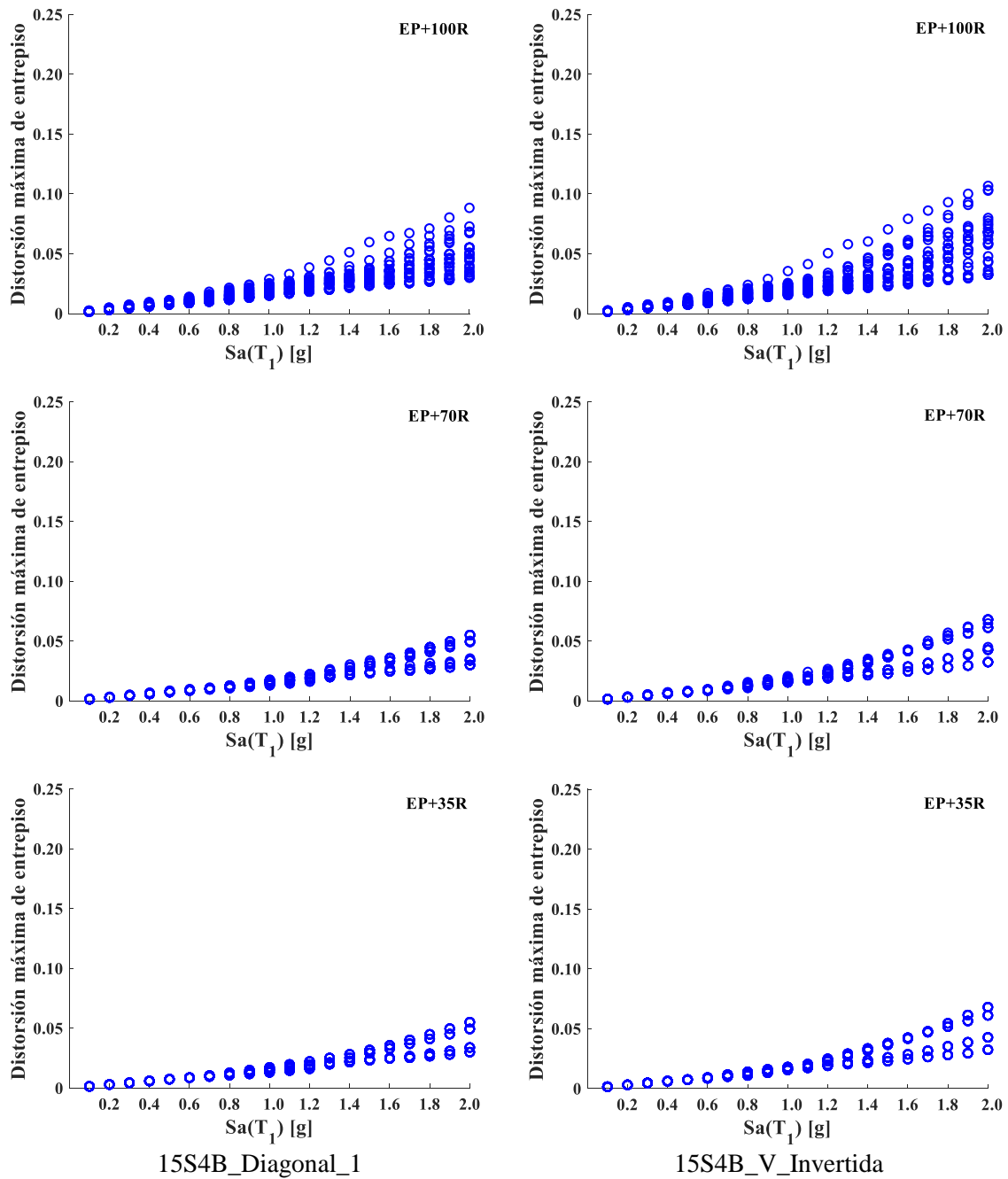


Figura 4.42 IDA de los modelos de 5 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R



10S4B_Diagonal_1
 10S4B_V_Invertida
Figura 4.43 IDA de los modelos de 10 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R



15S4B_Diagonal_1
 15S4B_V_Invertida
Figura 4.44 IDA de los modelos de 15 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R

Los valores de la respuesta correspondiente a los modelos de 5 niveles (ver Figura 4.42) se mantienen agrupados aumentando con tendencia lineal hasta una intensidad de 1.0g, a partir de ahí, se destaca una mayor dispersión de datos, la cual es más evidente a medida que se incrementa el nivel de intensidad sísmica. La respuesta estructural de los modelos de 10 niveles (ver Figura 4.43) fue similar a la desarrollada por los modelos de 5 niveles, en cuanto a las tendencias del comportamiento en las diferentes intensidades sísmicas, ya que las estructuras con 10 niveles presentan menores magnitudes en las distorsiones de entrepiso y la dispersión de datos discretos no es muy clara. Por otro lado, el desempeño de la demanda sísmica referente a los modelos de 15 niveles (ver Figura 4.44) fue semejante a la mostrada por los edificios de 5 y 10 niveles, dado que, la respuesta sostiene un comportamiento lineal creciente en las primeras diez intensidades. En este caso, las distorsiones de entrepiso fueron menores que las experimentadas por los dos modelos anteriores y se observa que los valores de la respuesta sostienen una dispersión más uniforme. Como se mencionó en la sección 4.2.1, el aumento de la demanda sísmica se le atribuye al comportamiento del eslabón, ya que al incursionar de forma importante en su rango inelástico ocasionará la pérdida de resistencia y rigidez lateral en el sistema, provocando grandes distorsiones de entrepiso.

En general, los diferentes modelos estructurales exhibieron los mayores niveles de respuesta sísmica ante el conjunto de secuencias EP+100R, mientras que, la respuesta correspondiente a los conjuntos EP+70R y EP+35R fue menor, bajo estas historias de aceleración los modelos con el mismo número de niveles presentaron un desempeño sísmico similar, experimentando casi las mismas magnitudes de distorsión de entrepiso en las distintas intensidades sísmicas.

Uno de los objetivos principales de estudiar el desempeño estructural de los edificios sujetos a secuencias sísmicas es identificar claramente el efecto que tiene la réplica sísmica sobre el parámetro de respuesta evaluado, tal condición es imposible distinguir mediante las Figura 4.42-4.44, debido a que se expusieron los valores máximos de las distorsiones de entrepiso desarrolladas durante los registros completos de aceleraciones. Por tal motivo, fue conveniente evaluar las distorsiones máximas de entrepiso por separado; primeramente se obtuvieron los valores máximos de la respuesta ante el evento principal y luego considerando

el registro de aceleraciones completo. Una vez determinadas las distorsiones máximas de entropeso para cada caso, se estimaron las medianas para los diferentes niveles de intensidad, las cuales son graficadas en las Figuras 4.45-4.47 que corresponden a los modelos de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente.

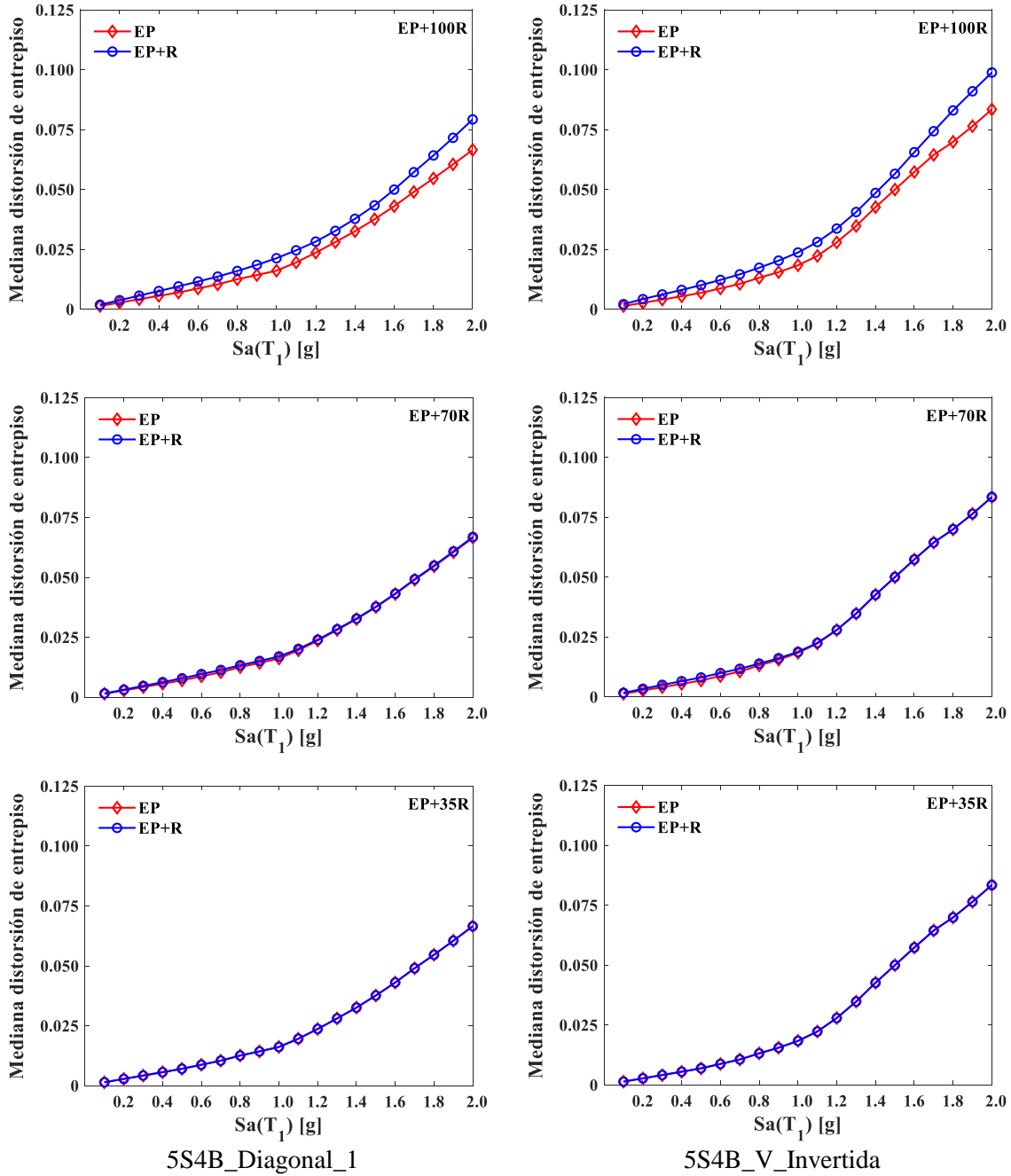


Figura 4.45 Medianas de las distorsiones máximas de entropeso, modelos de 5 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R

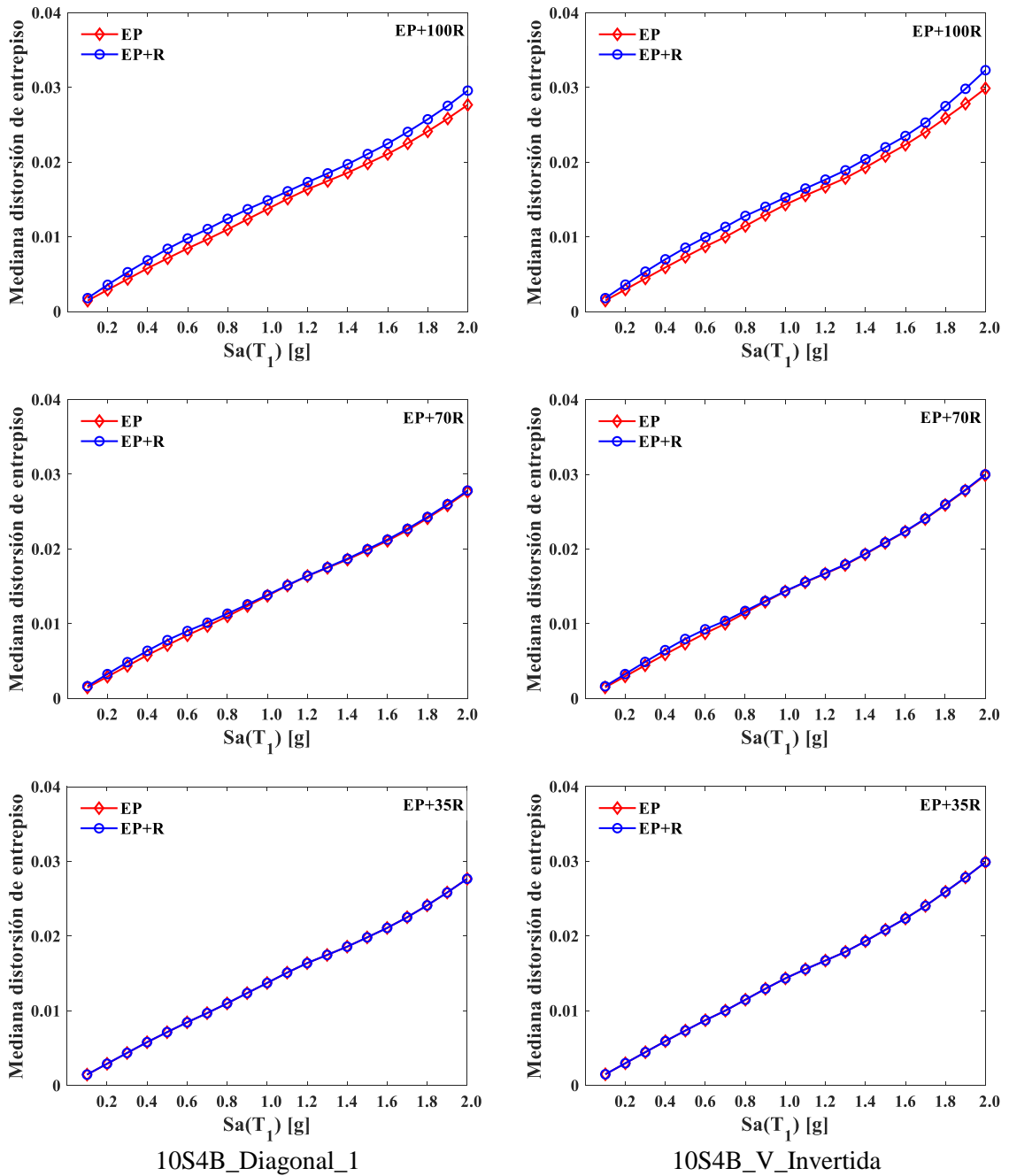
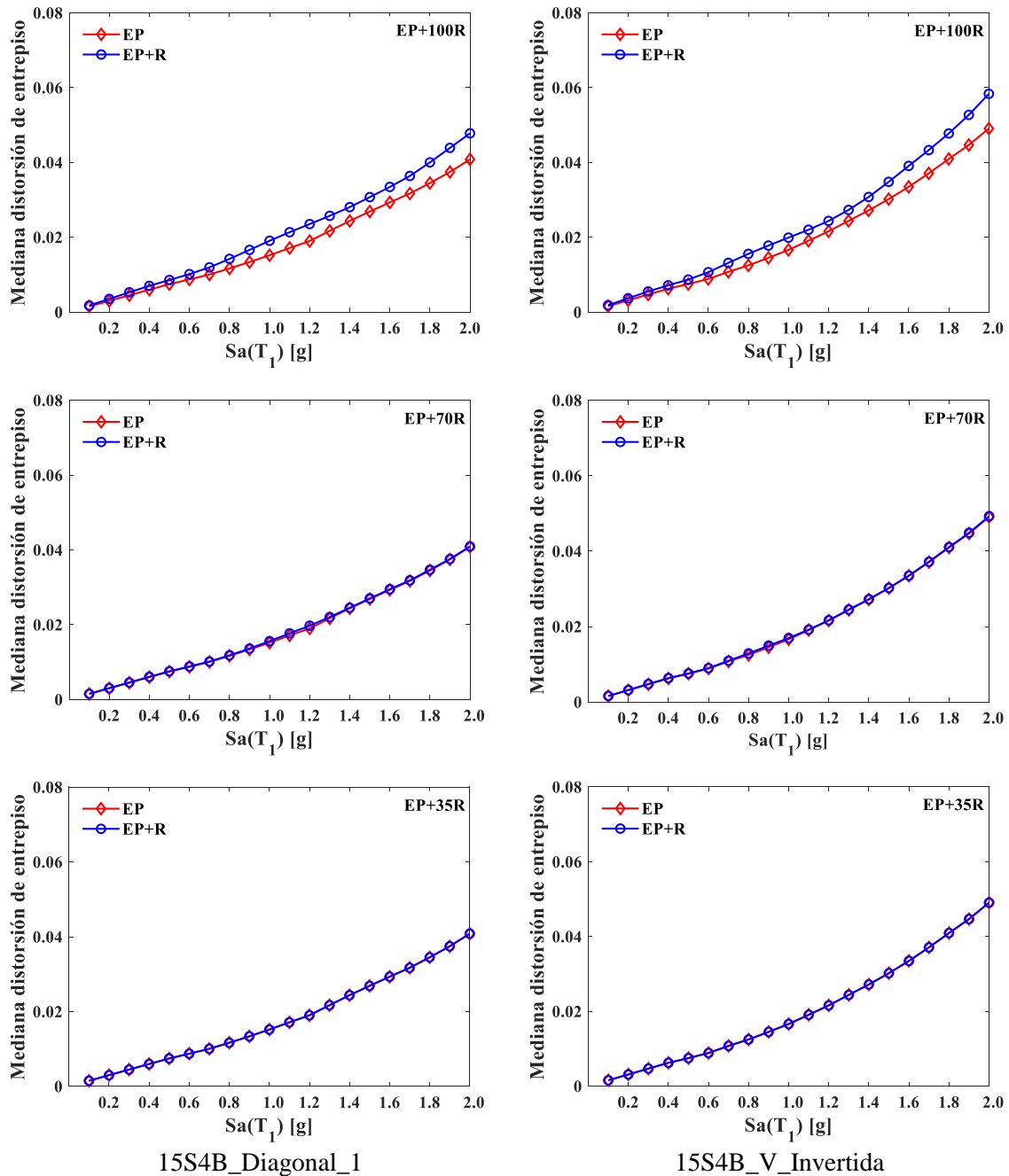


Figura 4.46 Medianas de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 10 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R



15S4B_Diagonal_1
 15S4B_V_Invertida
Figura 4.47 Medianas de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 15 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R

Analizando las medianas de la distorsión máxima de entrepiso para los diferentes conjuntos de secuencias sísmicas, se puede percibir que las réplicas escaladas al 100% de la aceleración máxima del evento principal incrementan la respuesta estructural en cada intensidad sísmica para todos los modelos de edificios, mientras que, el desempeño de la demanda sísmica ante las réplicas escaladas al 70 y 35 por ciento advierte que las estructuras experimentan niveles de distorsión comparable a las desarrolladas con el evento principal, solo hay un ligero incremento de la respuesta ante el conjunto EP+70R en algunas intensidades inferiores. En los modelos de 5 y 10 niveles se observa que tal aumento de la respuesta se encuentra entre las intensidades de 0.2g a 1.0g (ver Figuras 4.45 y 4.46), en cambio, para los modelos de 15 niveles (ver Figura 4.47) la variación de la repuesta ocurre en el rango de intensidades de 0.9g a 1.3g para el marco Diagonal_1 y 0.8g a 1.0g en el marco V_Invertida. Es evidente que estos incrementos en la demanda sísmica son mínimos que prácticamente podrían no tomarse en cuenta. Por lo tanto, se puede decir que las réplicas escaladas al 70 y 35 por ciento de la aceleración máxima del evento principal tienen un bajo o nulo impacto sobre la respuesta de las estructuras y que, el evento principal es quién gobierna el comportamiento sísmico de los modelos estructurales en términos de las distorsiones máximas de entrepiso.

En las Figuras 4.48-4.50 se realizan las comparaciones de las medianas de las distorsiones máximas de entrepiso de cada tipo de marco, con la finalidad de evaluar la eficiencia que tienen los sistemas en controlar la respuesta estructural. Las Figuras 4.48 y 4.49 correspondientes a los modelos de 5 y 10 niveles, respectivamente, muestran que para los diferentes conjuntos de secuencias, la respuesta de las estructuras con el mismo número de niveles tiene un comportamiento similar en intensidades inferiores a 0.7g, a partir de ahí, la demanda sísmica de los modelos con la configuración de marco V_Invertida incrementa, este aumento es más evidente en el edificio de 5 niveles. En cuanto a la respuesta de los modelos de 15 niveles (ver Figura 4.50), se observa que ambos marcos se desempeñaron de manera similar hasta la intensidad de 0.6g, más allá, como ocurrió en los modelos de 5 y 10 niveles, la configuración V_Invertida desarrolló las mayores distorsiones. Los edificios de 15 niveles alcanzaron magnitudes de respuesta superiores a los modelos de 10 niveles pero inferiores a los de 5 niveles.

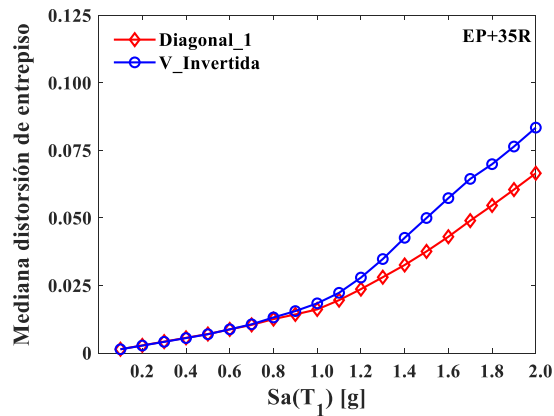
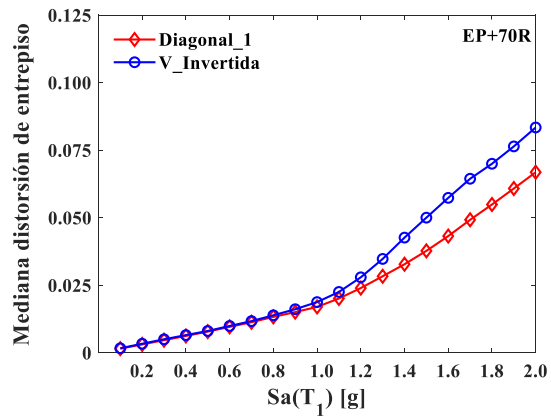
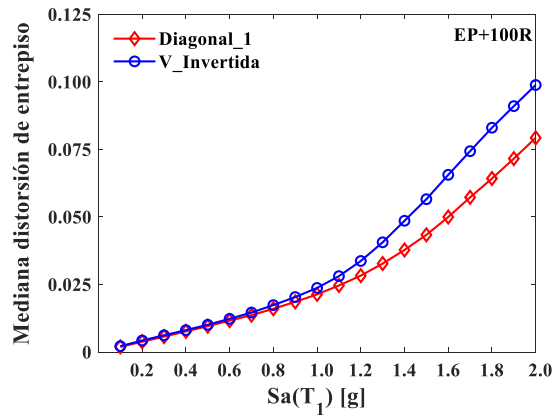


Figura 4.48 Comparación de la respuesta en términos de las medianas de distorsiones máximas de entrepiso de los modelos 5S4B_Diagonal_1 y 5S4B_V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas

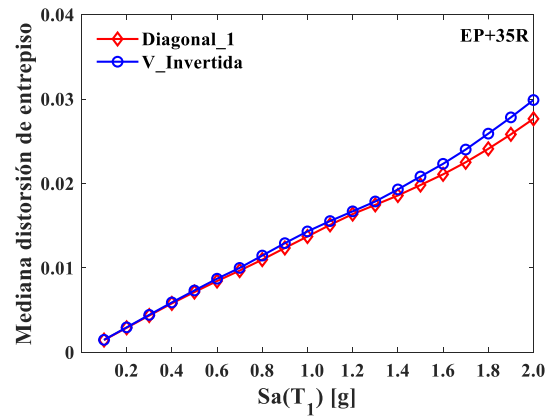
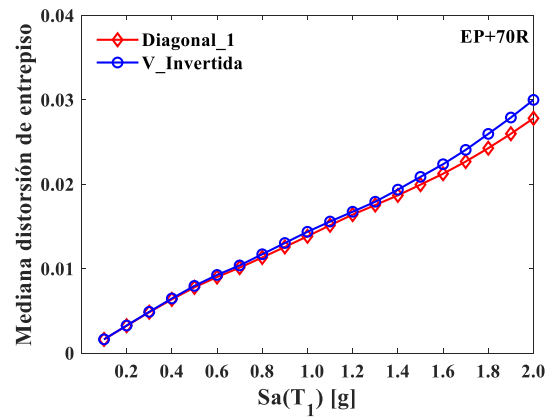
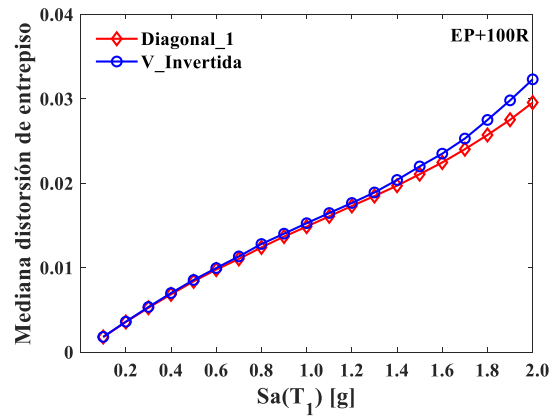


Figura 4.49 Comparación de la respuesta en términos de las medianas de distorsiones máximas de entrepiso de los modelos 10S4B_Diagonal_1 y 10S4B_V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas

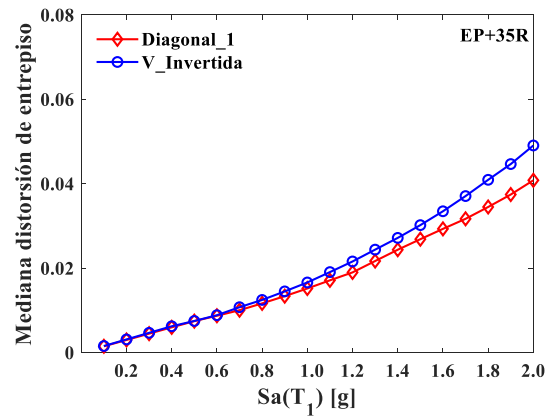
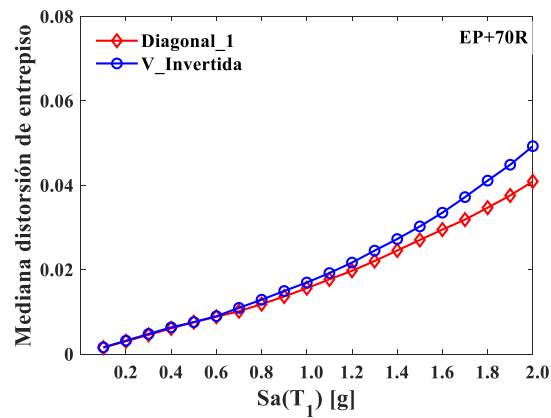
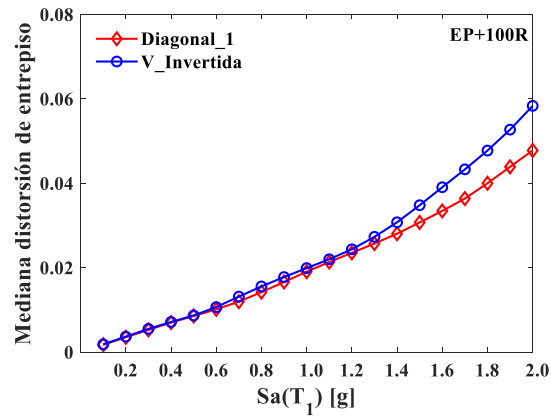


Figura 4.50 Comparación de la respuesta en términos de las medianas de distorsiones máximas de entrepiso de los modelos 15S4B_Diagonal_1 y 15S4B_V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas

Aunque se esperaría que las configuraciones de marco con el mismo número de niveles experimentara un desempeño estructural más semejante, ya que indudablemente la respuesta depende del periodo de vibrar de la estructura y estos modelos prácticamente comparten el mismo periodo fundamental de vibrar (ver Tabla 4.7), es importante notar que en este tipo de marcos se tienen elementos estructurales que influyen de manera importante en el comportamiento de la estructura, como lo son los elementos eslabón.

Para concluir con el estudio de las distorsiones máximas de entrepiso, en las Figuras 4.51-4.53 se presentan las comparaciones de las medianas de la respuesta que cada modelo estructural desarrolló ante los tres conjuntos de secuencias sísmicas. Aquí, se evidencia de manera puntual la influencia del porcentaje de escalamiento que tiene la réplica respecto a la aceleración máxima del evento principal. Como se ha mencionado anteriormente, todos los modelos de edificios exhiben los mayores niveles de distorsión cuando son sometidos ante el conjunto de secuencias EP+100R, en este caso, la réplica sísmica tiene un gran impacto en la respuesta estructural, por el contrario, las magnitudes de la distorsión de entrepiso ocasionada por los conjuntos EP+70R y EP+35R son menores y, además, su comportamiento es bastante similar en las distintas intensidades sísmicas, por ende, se supone que este tipo de estructuras presenten un mismo desempeño estructural en términos de desplazamientos laterales cuando interactúen ante réplicas sísmicas caracterizadas por los niveles de escalamiento descritos.

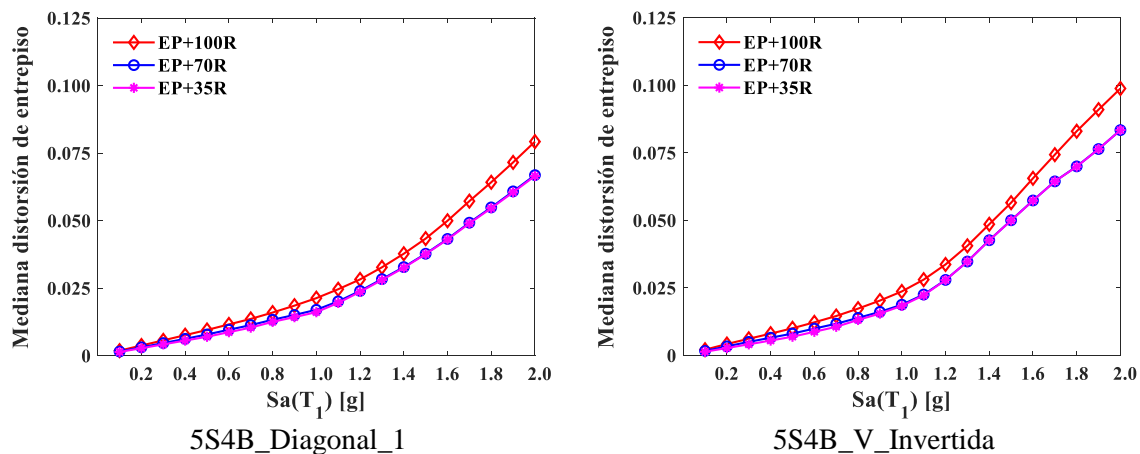
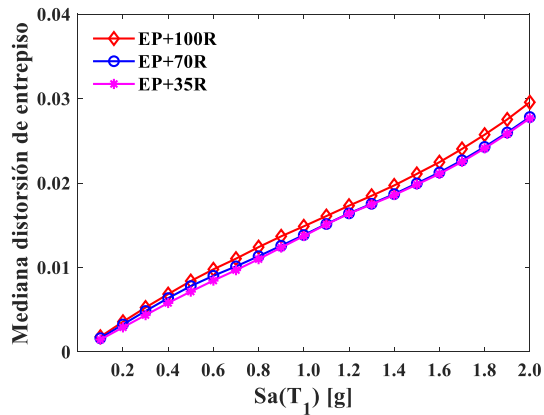
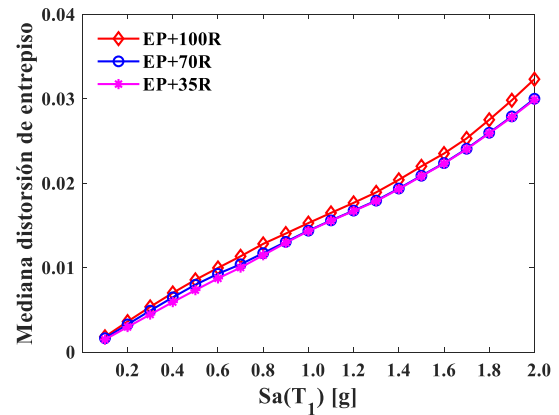


Figura 4.51 Comparación, medianas de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 5 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R

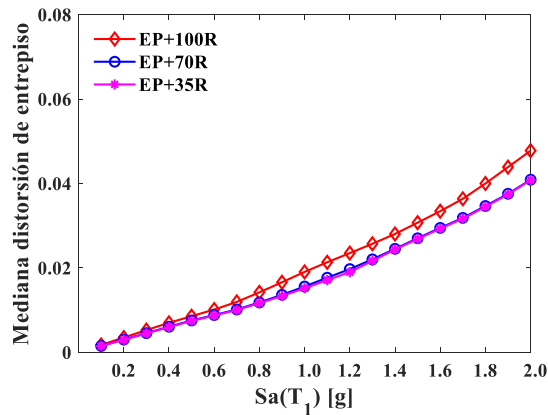


10S4B_Diagonal_1

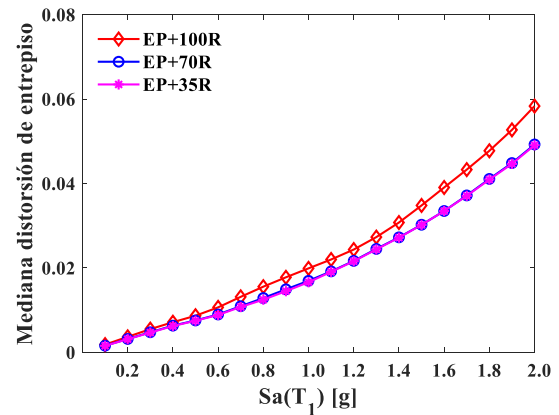


10S4B_V_Invertida

Figura 4.52 Comparación, medianas de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 10 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R



15S4B_Diagonal_1



15S4B_V_Invertida

Figura 4.53 Comparación, medianas de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 15 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R

4.3.2. Influencia de la réplica sísmica en las distorsiones máximas de entrepiso y en el comportamiento histerético del elemento eslabón

En la sección anterior, se presentaron los efectos ocasionados por la réplica sísmica sobre las distorsiones máximas de entrepiso, donde en los análisis de resultados se consideraron todas las secuencias sísmicas agrupadas en los tres conjuntos. En cambio, en esta sección se estudia el desempeño de los modelos estructurales de 5, 10 y 15 niveles sometidos a las secuencias sísmicas EP3+R6, EP4+R1 y EP3+R5, respectivamente, las cuales se eligieron ya que ante estas historias de aceleración las estructuras desarrollaron los mayores niveles de respuesta. La influencia de la réplica es analizada por medio de dos parámetros: distorsiones máximas de entrepiso y comportamiento histerético del elemento eslabón.

Los resultados analíticos referentes a las secuencias EP3+R6 (historia formada por el registro 3 como evento principal y el registro 6 como réplica), EP4+R1 (historia formada por el registro 4 como evento principal y el registro 1 como réplica) y EP3+R5 (historia formada por el registro 3 como evento principal y el registro 5 como réplica) se mostraran para los niveles de intensidad de 0.6g, 0.8g, 1.0g y 1.2g, y para los diferentes niveles de escalamiento de la réplica sísmica.

4.3.2.1. Modelos estructurales de 5 niveles

En las Figuras 4.54-4.56 se presentan los perfiles verticales de las distorsiones máximas de entrepiso de los modelos sometidos a la secuencia sísmica EP3+R6. Las líneas continuas representan la respuesta considerando el evento principal más la réplica (CR), mientras que las líneas discontinuas toman en cuenta únicamente la respuesta ante el evento principal (SR). La Figura 4.54 exhibe que la réplica escalada al 100 por ciento incrementa de manera importante la respuesta estructural en los niveles de intensidad analizados para ambas configuraciones de marco; de igual manera, la Figura 4.55 muestra que la réplica escalada al 70 por ciento aumenta las distorsiones en menor magnitud y con la diferencia que, para la intensidad de 1.2g cada modelo estructural mantiene la misma distorsión máxima ante el

evento principal y evento principal más réplica, es decir, la réplica no incrementa la respuesta máxima en términos de la distorsión de entrepiso. En cuanto a la Figura 4.56, se observa que en ambos marcos la réplica escalada al 35 por ciento incrementa ligeramente la respuesta máxima solo en la intensidad de 0.6g, en las otras intensidades los entrepisos superiores del marco V_Invertida desarrollan aumentos mínimos que podrían considerarse como nulos para cuestiones prácticas, por lo tanto, este nivel de escalamiento de la réplica no tiene influencia significativa en las distorsiones máximas de entrepiso.

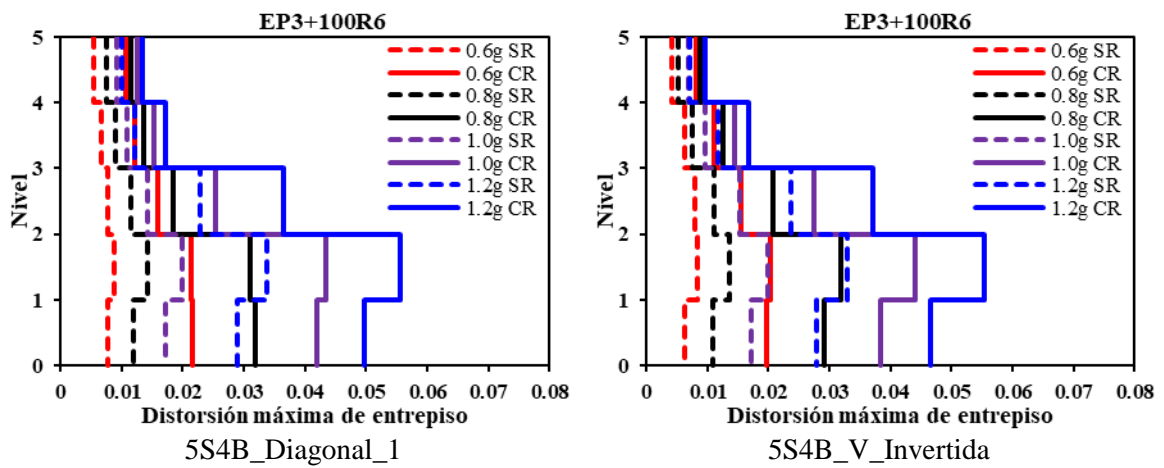


Figura 4.54 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 5 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+R6 escalada al 100%

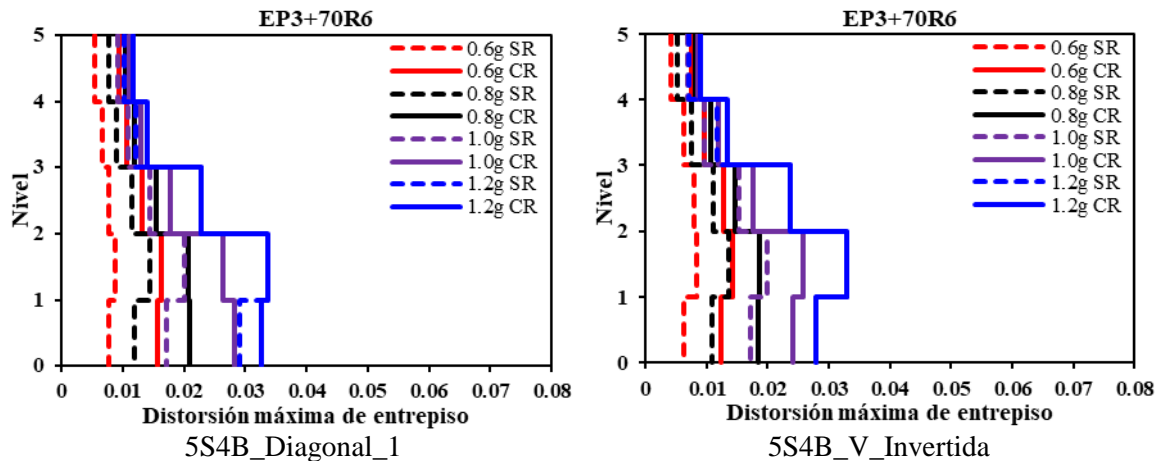


Figura 4.55 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 5 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+R6 escalada al 70%

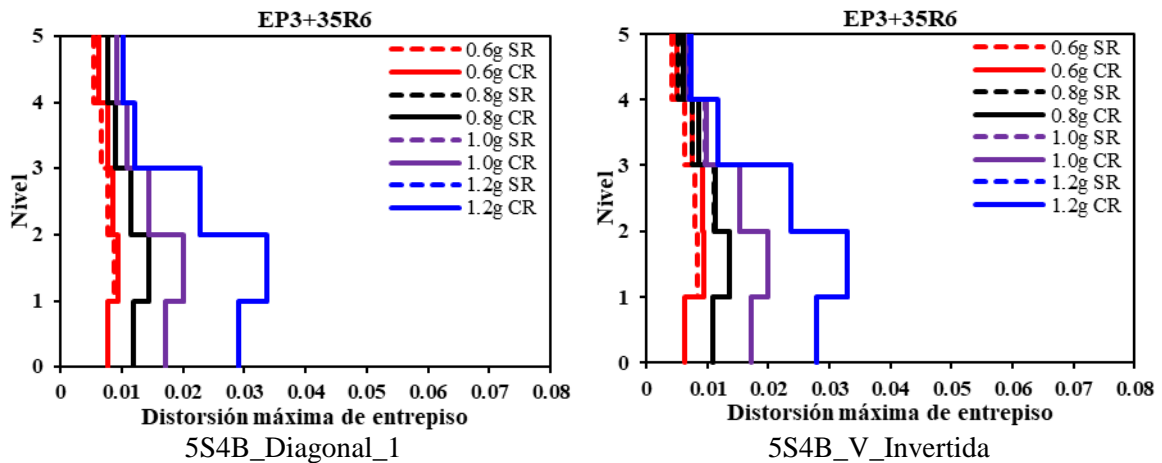


Figura 4.56 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 5 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+R6 escalada al 35%

Los perfiles verticales de las distorsiones máximas de entrepiso asociados a la excitación sísmica EP3+R6 evidencian que los marcos Diagonal_1 y V_Invertida tienen un desempeño estructural muy similar en los tres niveles de escalamiento (100, 70 y 35 por ciento), tanto en la forma de los perfiles como en la magnitud de la respuesta. En ambos marcos la respuesta máxima tiende a presentarse en el segundo entrepiso con algunas excepciones; por ejemplo, el marco Diagonal_1 sometido al evento principal exhibe la mayor distorsión en el segundo entrepiso, no obstante, ante el evento principal más la réplica escalada al 100 por ciento para intensidades de 0.6g y 0.8g, la respuesta máxima se desplaza al primer entrepiso (ver Figura 4.54). De manera similar ocurre cuando la réplica sísmica es escalada al 70 por ciento, para intensidades de la secuencia de 0.8g y 1.0g (ver Figura 4.55).

Para evaluar el comportamiento de la respuesta sísmica en las diferentes intensidades (0.1g a 2.0g), se expone en la Figura 4.57 la comparación de las distorsiones máximas de entrepiso experimentadas por ambas configuraciones de marco. En esta figura, se puede identificar que el marco V_Invertida desarrolla ligeramente los menores niveles de respuesta en algunas intensidades sísmicas, solo para intensidades superiores las distorsiones son mayores que las del marco Diagonal_1, situación que contradice lo descrito en la sección 4.3.1. En esa sección se mencionó que los niveles de respuesta sísmica del marco V_Invertida eran iguales o superiores a la demanda del marco Diagonal_1 en las diferentes intensidades. Lo anterior,

se justifica con que en los análisis de la sección 4.3.1 se evaluó el comportamiento general de la respuesta con base en las medianas de las distorsiones máximas de entrepiso obtenidas ante los conjuntos de secuencias sísmicas y aquí, solo se considera a una secuencia sísmica en particular. Demostrando que, las estructuras presentarán un comportamiento diferente ante una variedad de registros sísmicos o bajo el mismo registro, aunque se trate de un sistema estructural configurado de manera distinta y se tenga el mismo periodo de vibración natural.

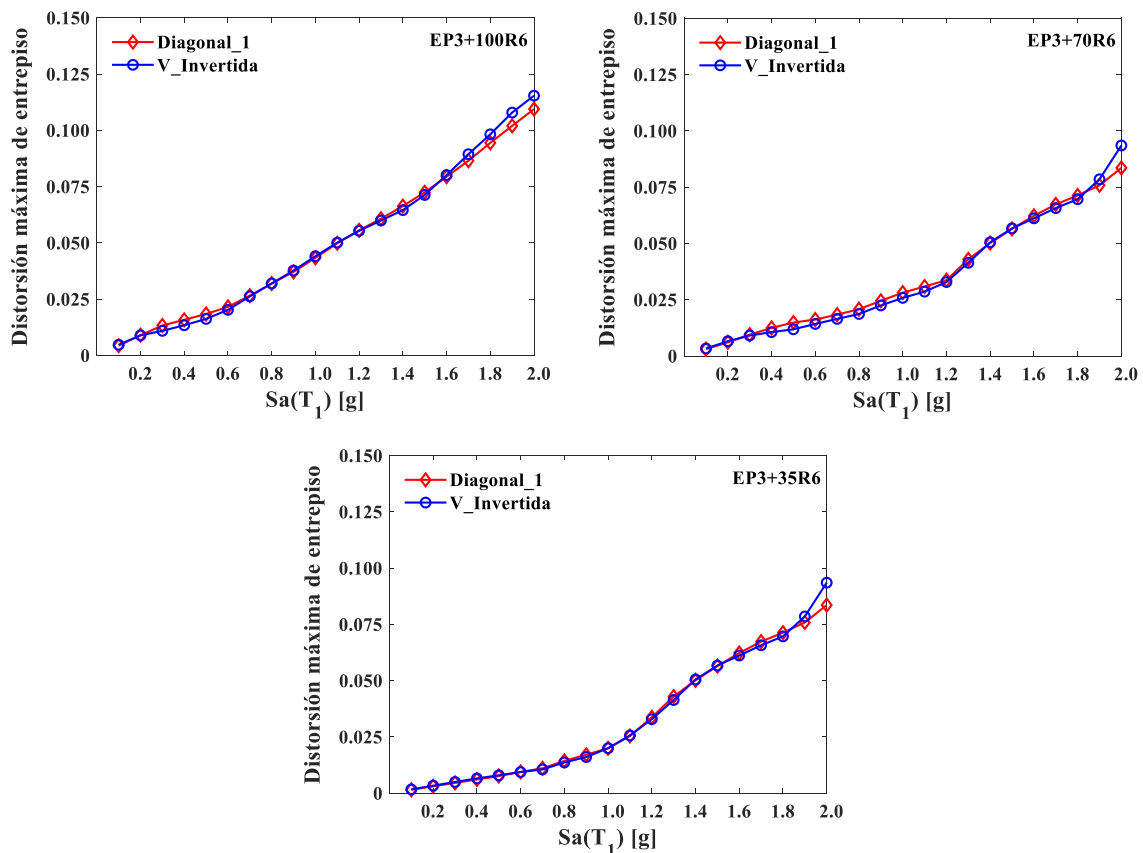


Figura 4.57 Comparación de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 5 niveles ante la secuencia sísmica EP3+R6

Con el objetivo de comprender la discrepancia en las distorsiones máximas de entrepiso entre ambos modelos estructurales que, prácticamente poseen el mismo periodo de vibrar (ver Tabla 4.7), se analizan los elementos que gobiernan el comportamiento sísmico de este tipo de sistema estructural (MCE); en este caso, ese elemento es el eslabón. Para estudiar a estos elementos se grafican todas las curvas histeréticas, pero aquí, solo se muestran aquellas de

los eslabones que desarrollan las mayores rotaciones inelásticas. Generalmente, corresponden a los entrepisos donde se concentra el mayor daño estructural y por ende, la mayor distorsión.

En las Figuras 4.58-4.60 se ilustran las curvas histeréticas de los eslabones asociadas a las intensidades de 0.6g, 0.8g, 1.0g y 1.2g, que corresponden a la secuencia EP3+100R6, EP3+70R6 y EP3+35R6, respectivamente. En estas figuras, el eje de las abscisas (x) contiene la rotación inelástica y el eje de las ordenadas (y), la fuerza cortante. Además, con la línea continua se representa la respuesta ante el evento principal (EP) y la línea discontinua toma en cuenta la influencia de la réplica sísmica en la respuesta (Réplica).

La Figura 4.58 exhibe que la réplica incrementa de manera importante la rotación inelástica en las diferentes intensidades, se observa que los eslabones de ambos modelos experimentan niveles de rotación muy comparable y ciclos de histéresis estables. A pesar de que el modelo Diagonal_1 presenta ligeramente mayores rotaciones y fuerzas cortantes, las distorsiones de entrepiso son semejantes a las desarrolladas por el modelo V_Invertida (ver Figura 4.57, EP3+100R6); esto se debe a la participación inelástica de los eslabones restantes. Asimismo, en la Figura 4.59 se identifica que la réplica escalada al 70% incrementa las rotaciones inelásticas en una proporción mucho menor que la réplica escalada al 100%, en este caso, también el marco Diagonal_1 mantiene niveles de rotaciones y fuerzas cortantes levemente superiores a las del marco V_Invertida; sin embargo, las diferencias en las distorsiones máximas de entrepiso son más evidentes (ver Figura 4.57, EP3+70R6). Por otro lado, en la Figura 4.60 se contempla que la réplica escalada al 35% apenas aumenta la rotación plástica en la intensidad de 0.6g, este mínimo incremento se refleja directamente en el perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso (ver Figura 4.56); para las intensidades restantes la respuesta máxima se obtiene ante el evento principal. El comportamiento de los eslabones de ambos modelos es bastante equiparable, lo cual conduce a los mismos niveles de distorsión de entrepiso (ver Figura 4.57, EP3+35R6). Este nivel de escalamiento de la réplica no tiene un gran impacto cuando se evalúan solo las respuestas máximas (distorsiones y rotaciones), pero si lo tiene si se estudia el daño generado por las demandas acumuladas de bajo ciclaje en los diferentes elementos que incursionan en el rango inelástico.

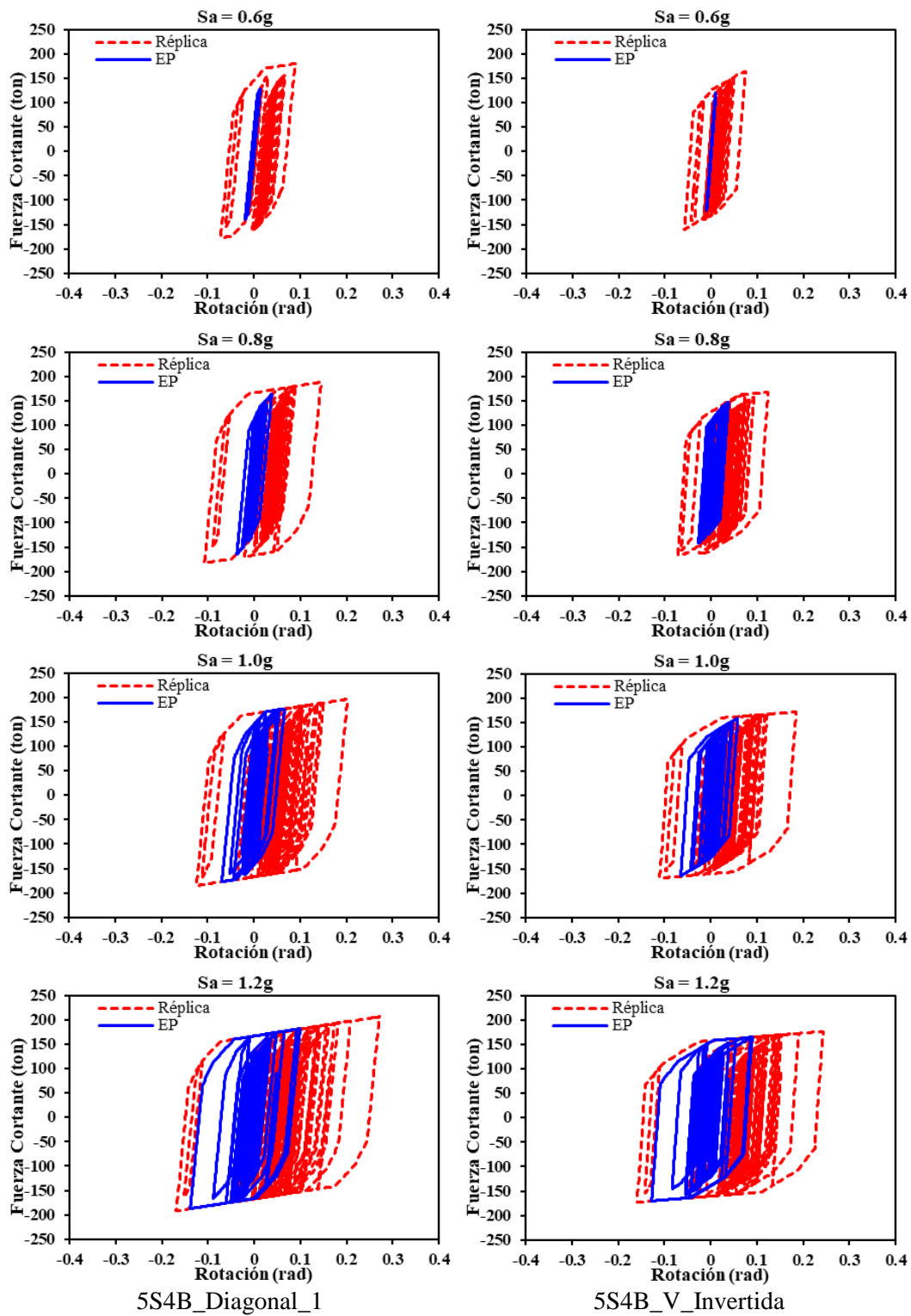


Figura 4.58 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 5 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+100R6

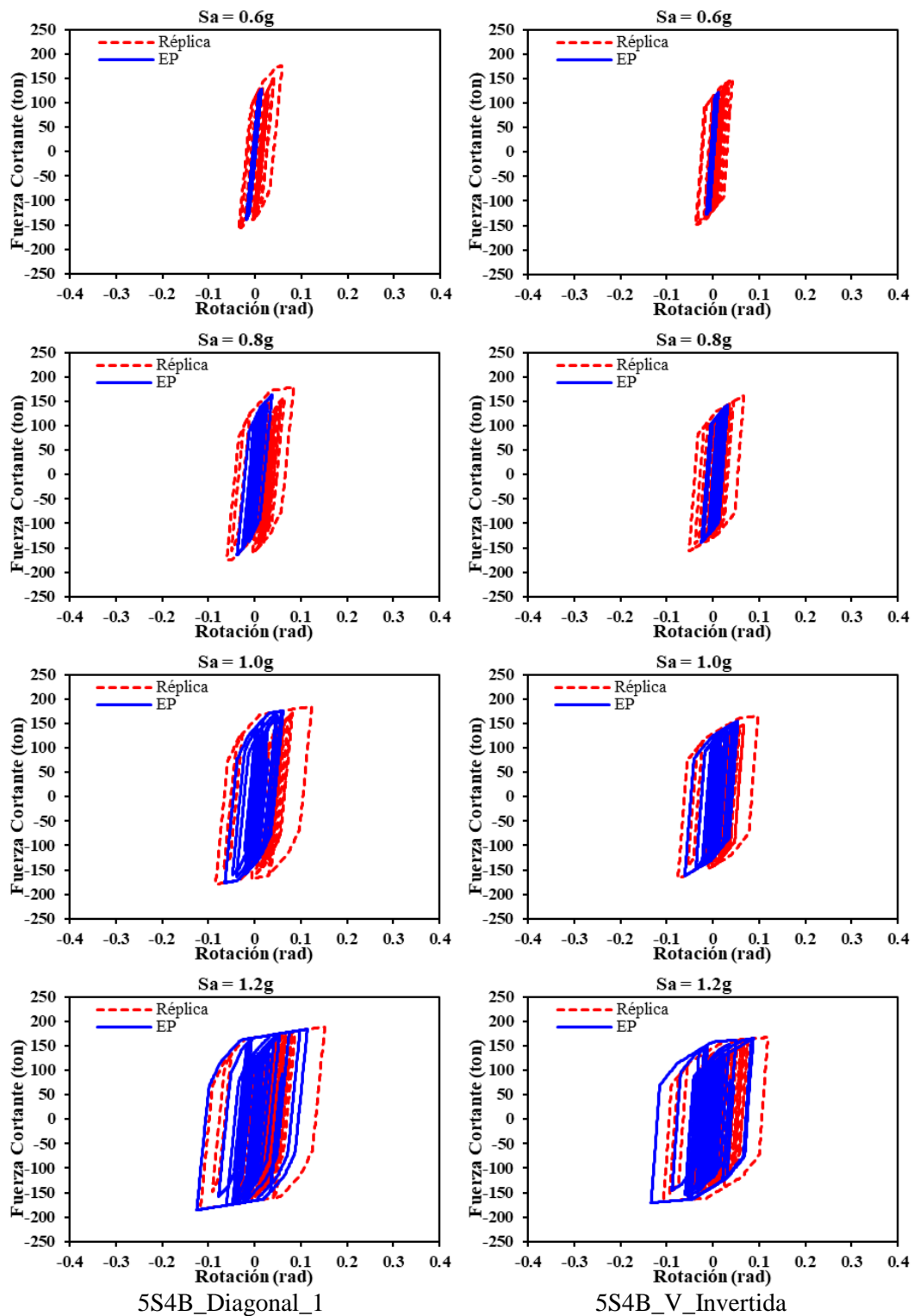


Figura 4.59 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 5 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+70R6

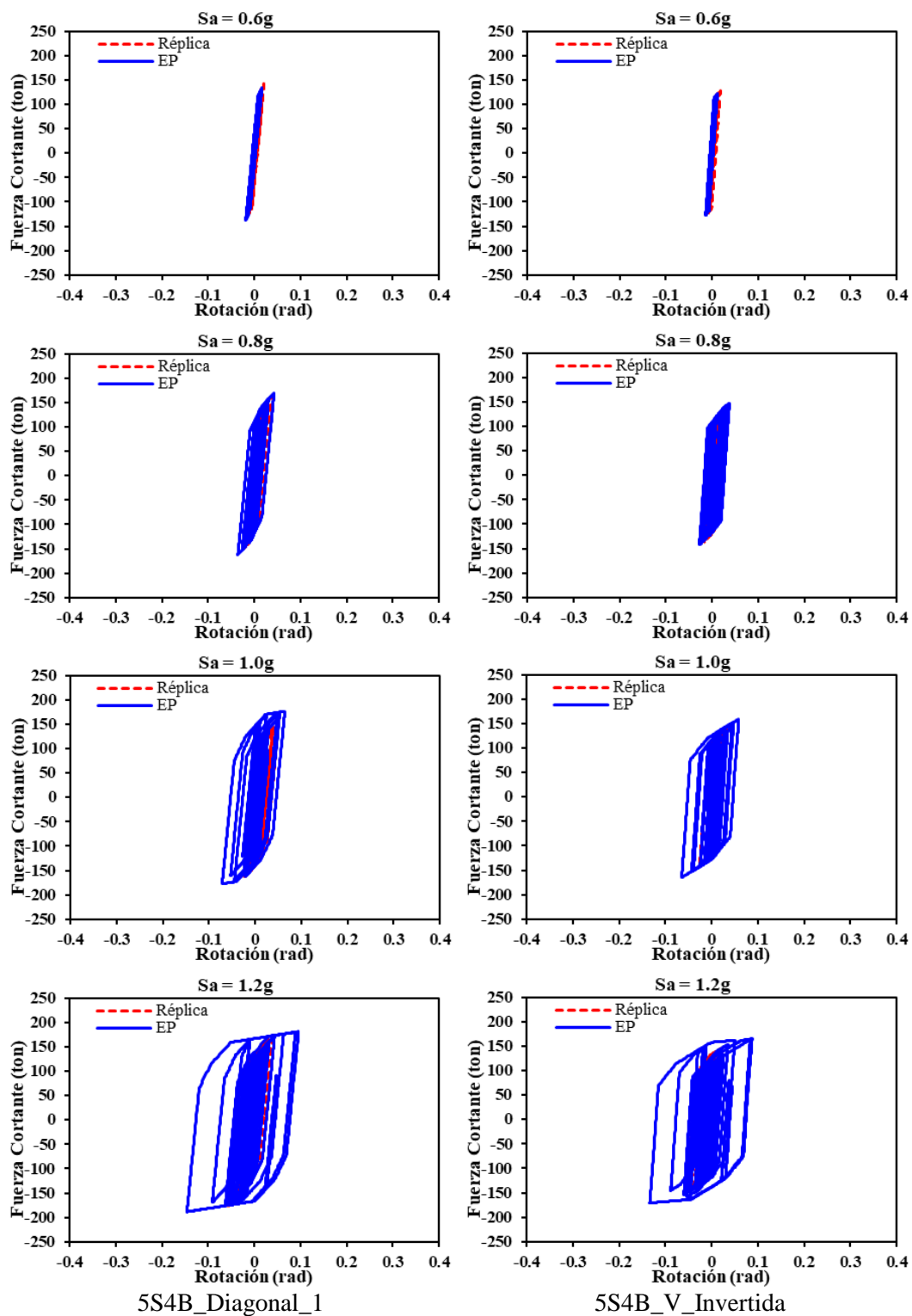


Figura 4.60 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 5 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+35R6

4.3.2.2. Modelos estructurales de 10 niveles

Las Figuras 4.61-4.63 exponen los perfiles verticales de las distorsiones máximas de entrepiso de los modelos sujetos a la secuencia sísmica EP4+R1. La Figura 4.61 muestra que la réplica escalada al 100 por ciento incrementa significativamente la respuesta sísmica en las intensidades presentadas y en ambas configuraciones de marco; asimismo, en la Figura 4.62 se observa que la réplica escalada al 70 por ciento incrementa las distorsiones máximas en la mayoría de los entrepisos, aquí, de la misma manera que ocurrió en los edificios de 5 niveles, la distorsión máxima de entrepiso desarrollada en cada modelo sujeto al evento principal más réplica es semejante a la obtenida ante el evento principal, cuando ambas excitaciones alcanzan la intensidad objetivo de 1.2g; la réplica a este nivel de intensidad no aumenta de forma importante la respuesta estructural (distorsiones). Por otro lado, la Figura 4.63 exhibe que los modelos estructurales no experimentan incrementos relevantes en las distorsiones al escalar la réplica al 35 por ciento de la aceleración máxima del evento principal; en este caso, solo los entrepisos superiores de los edificios aumentan ligeramente la demanda sísmica, evidenciando la poca influencia que tiene sobre las distorsiones máximas de entrepiso.

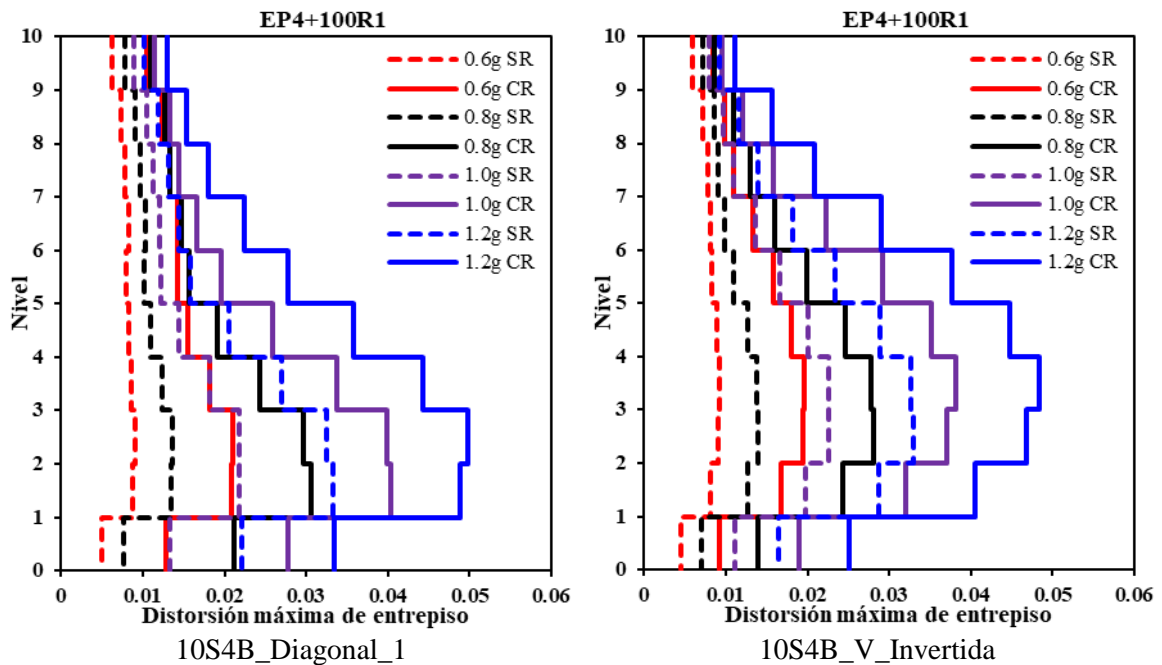


Figura 4.61 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 10 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP4+R1 escalada al 100%

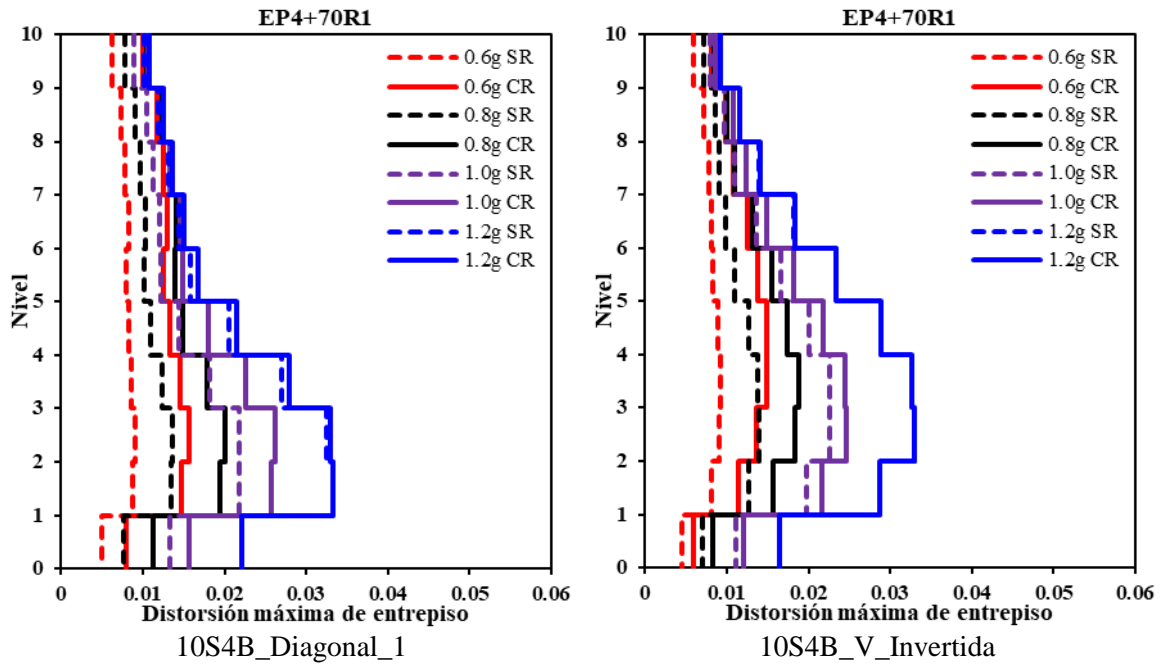


Figura 4.62 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrespiso correspondiente a los modelos de 10 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP4+R1 escalada al 70%

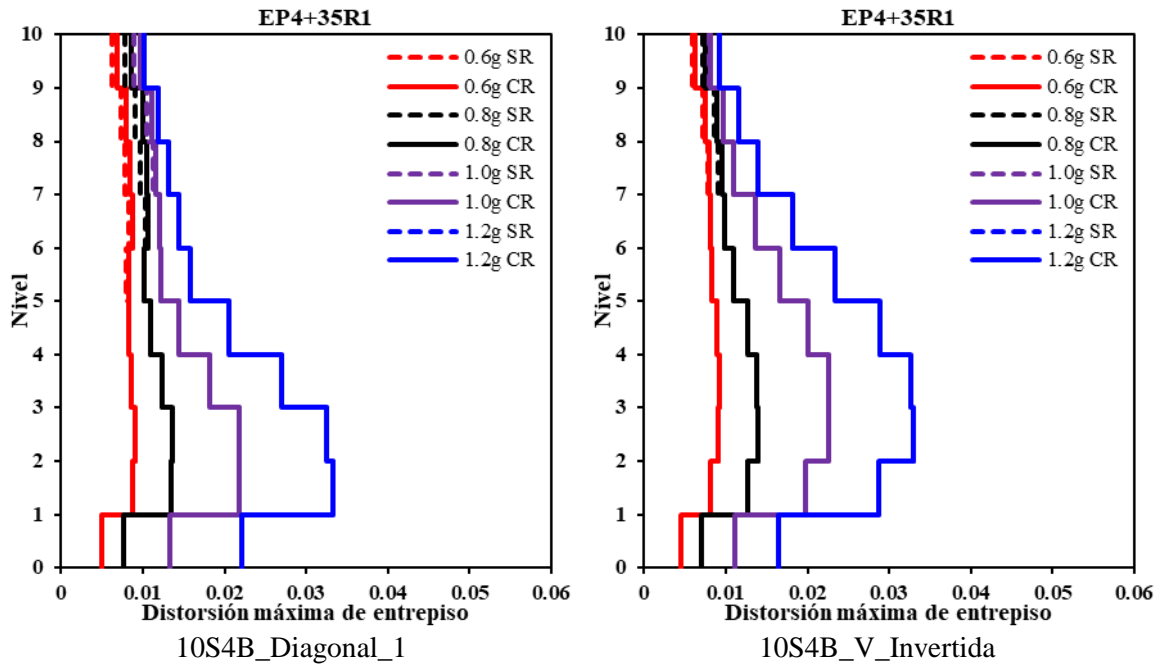


Figura 4.63 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrespiso correspondiente a los modelos de 10 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP4+R1 escalada al 35%

Los perfiles verticales de las distorsiones máximas de entrepiso referentes a la excitación sísmica EP4+R1 evidencian que los modelos sostienen un comportamiento estructural muy similar en los tres niveles de escalamiento de la réplica (100, 70 y 35 por ciento), en cuanto al nivel de distorsión máxima. La forma gráfica del perfil es diferente en ambas estructuras, se puede identificar que la configuración de marco V_Invertida desarrolla mayores distorsiones en los entrepisos superiores, sin embargo, en ambos modelos la respuesta máxima tiende a ubicarse en los entrepisos inferiores.

Por otra parte, con la finalidad de estudiar el comportamiento de la demanda sísmica en las diferentes intensidades (0.1g a 2.0g), se ilustra en la Figura 4.64 la comparación del IDA en términos de las distorsiones máximas en entrepiso para ambos modelos de edificios.

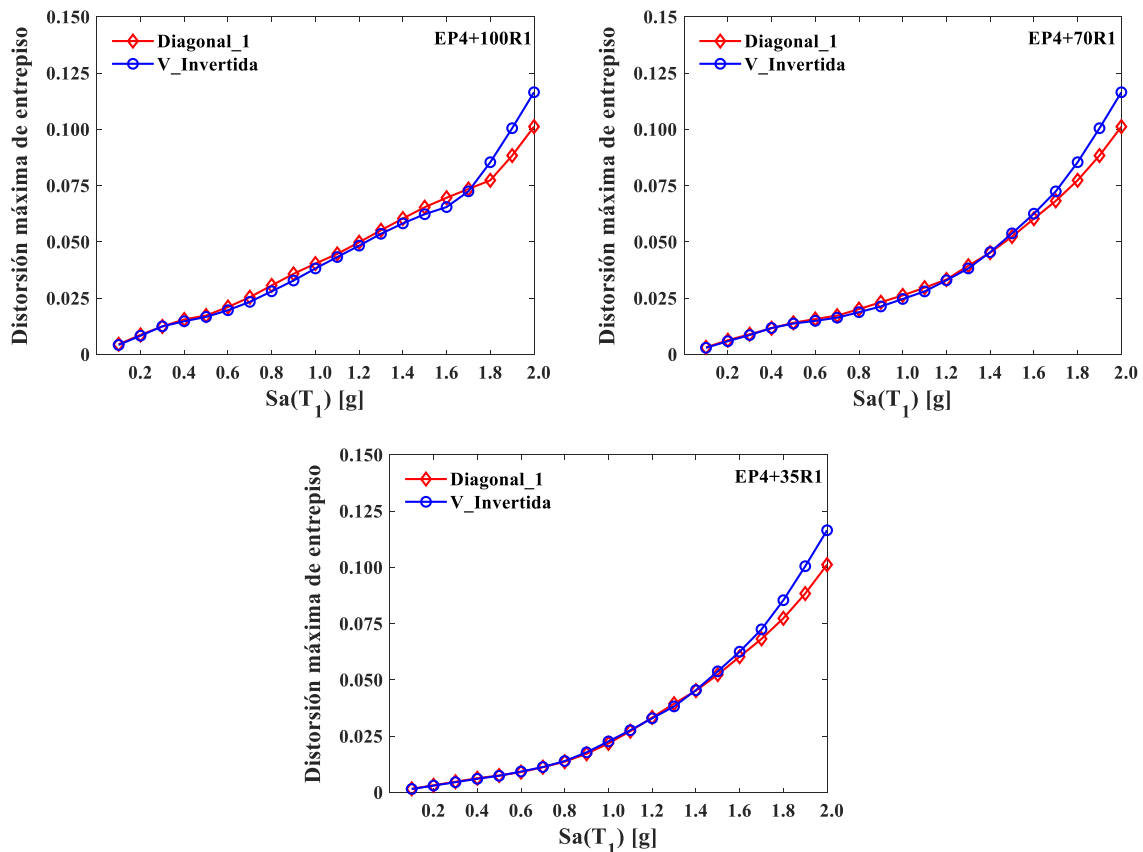


Figura 4.64 Comparación de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 10 niveles ante la secuencia sísmica EP4+R1

La Figura 4.64 muestra que los modelos mantienen un desempeño sísmico semejante hasta la intensidad de 1.7g, a partir de ahí, el marco V_Invertida presenta un notable aumento de la respuesta respecto al marco Diagonal_1. No obstante, en intensidades intermedias para los casos donde la réplica sísmica es escalada al 100 y 70 por ciento, se observa que la respuesta del marco Diagonal_1 es ligeramente superior; se esperaría que al tener el mismo periodo fundamental de vibrar (ver Tabla 4.7) las demandas fueran más semejantes. Este desempeño estructural también fue identificado en los modelos de 5 niveles (sección 4.3.2.1), el cual se le adjudica a los elementos que rigen el comportamiento sísmico del sistema estructural, esos elementos como ya se mencionó anteriormente son los eslabones.

Con el propósito de entender las diferencias de las distorsiones máximas de entrepiso entre los modelos estructurales y su relación directa con el comportamiento del elemento eslabón, a continuación se exhiben en las Figuras 4.65-4.67, las curvas histéricas de los eslabones que mostraron las mayores rotaciones inelásticas; íntimamente ligados al entrepiso que da lugar a la distorsión máxima.

En la Figura 4.65 se visualiza cómo la réplica incrementa considerablemente la rotación en las distintas intensidades, además es posible identificar que los eslabones de ambos modelos sufren magnitudes de rotación inelástica semejantes; la respuesta del modelo Diagonal_1 es levemente mayor, lo cual ocasiona mayores distorsiones (ver Figura 4.64, EP4+100R1). De la misma manera, la Figura 4.66 muestra que la réplica aumenta mínimamente la rotación de los eslabones excepto para la intensidad de 1.2g; observando la Figura 4.62 podremos notar que en esta intensidad tampoco hubo un incremento en la distorsión máxima. Por otro lado, la réplica escalada al 35 por ciento no incrementa las rotaciones inelásticas de los eslabones, aquí, los modelos sostienen niveles de rotación inelástica bastante comparables, lo que lleva a presentar las mismas distorsiones máximas de entrepiso (ver Figura 4.64, EP4+35R1), en referencia a los niveles de intensidad mostrados en el análisis de los eslabones. En general, las curvas de histéresis exhiben ciclos estables, y aunque el eslabón del marco Diagonal_1 experimenta la mayor rotación, sus distorsiones de entrepiso son semejantes a las del modelo V_Invertida, debido al complejo comportamiento de los eslabones de entrepisos superiores.

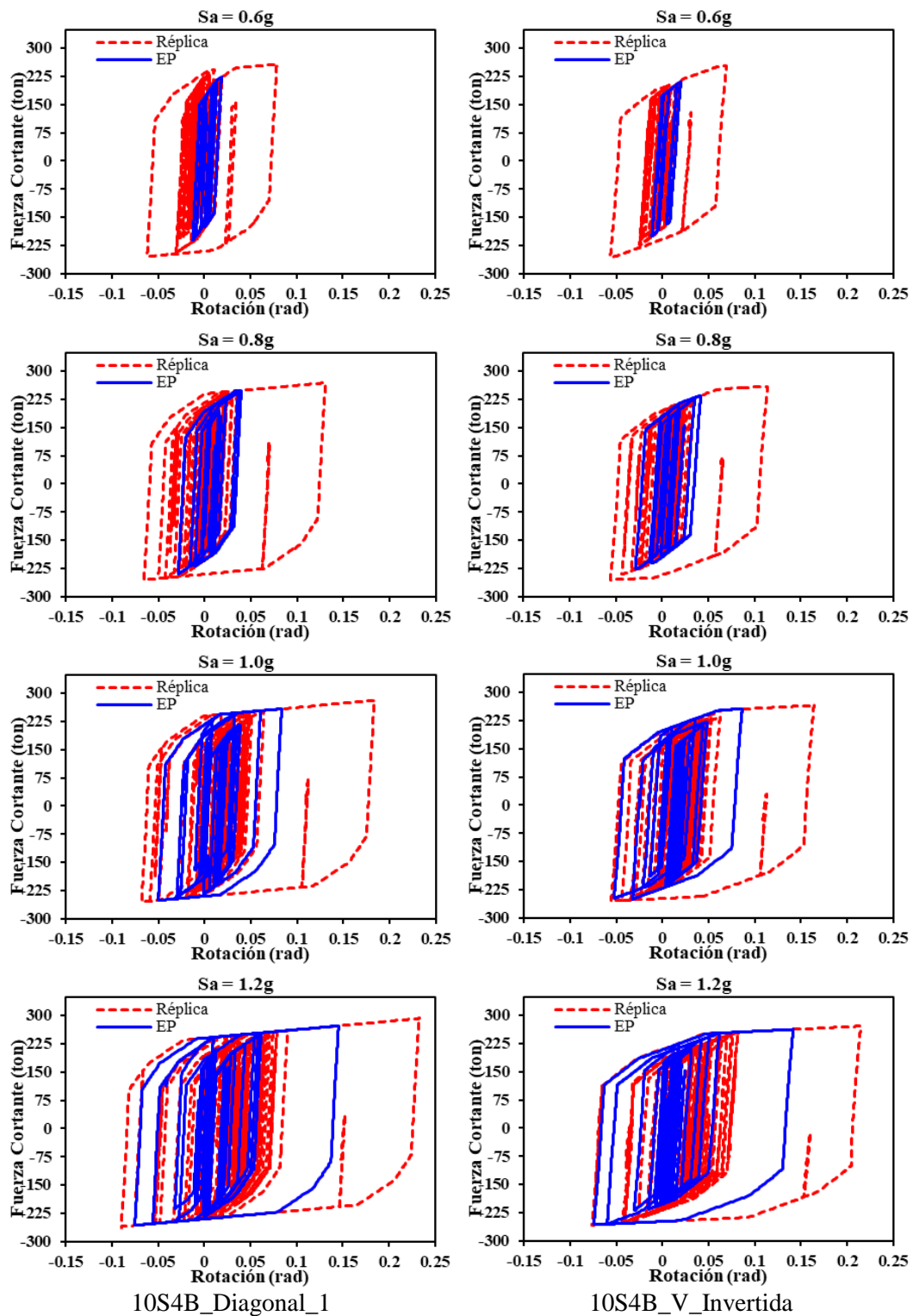


Figura 4.65 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 10 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP4+100R1

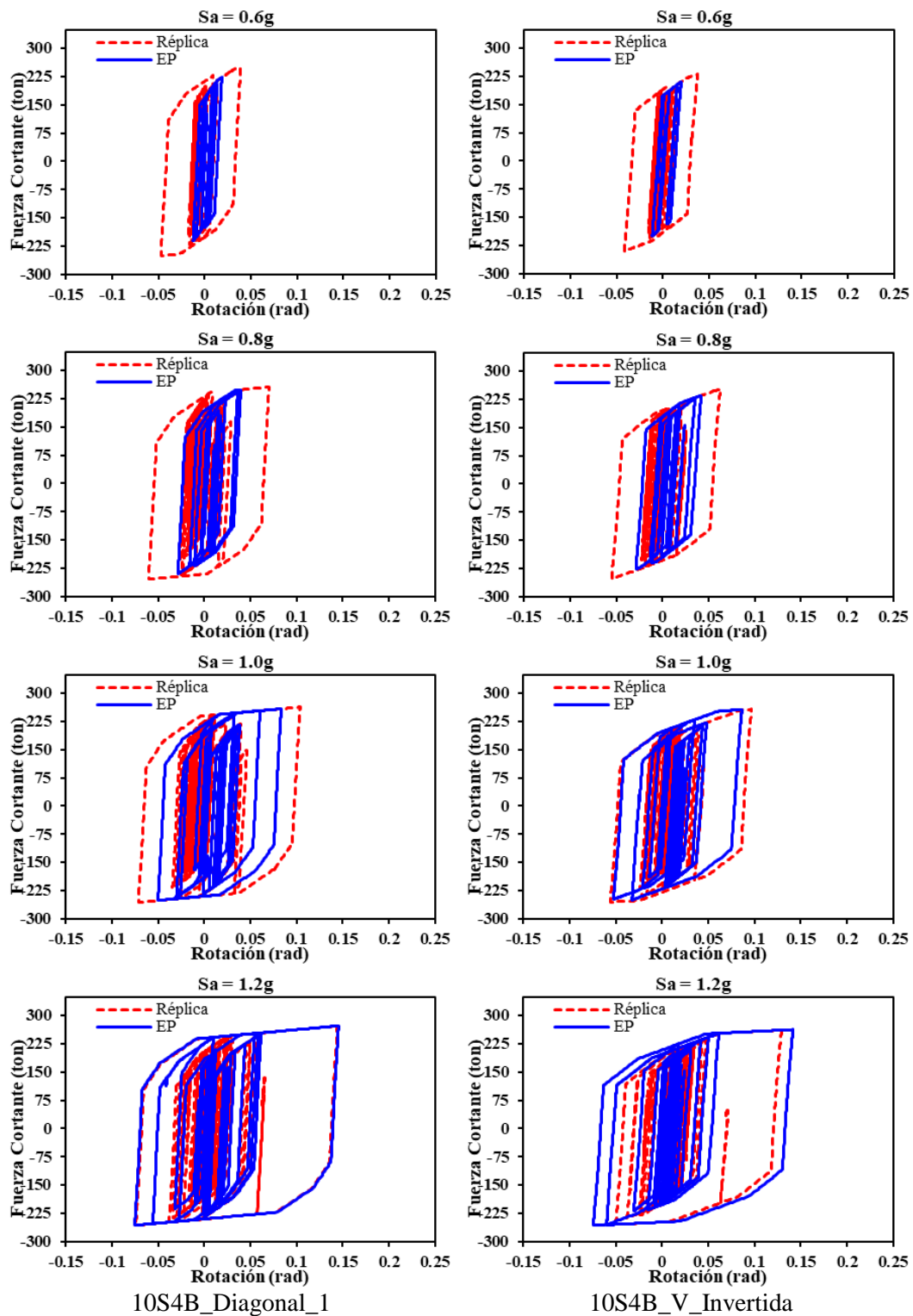


Figura 4.66 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 10 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP4+70R1

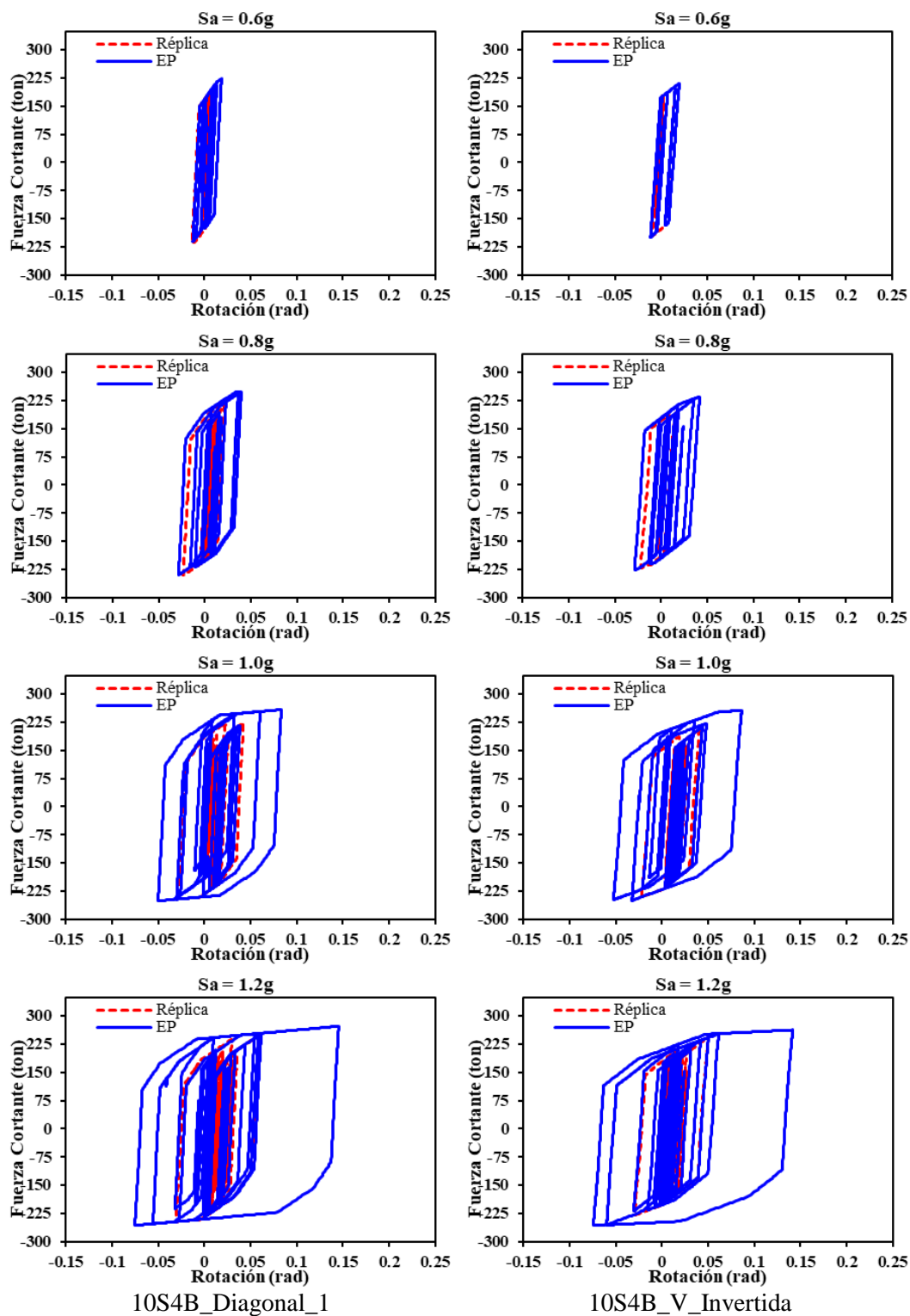


Figura 4.67 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 10 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP4+35R1

4.3.2.3. Modelos estructurales de 15 niveles

Los perfiles verticales de las distorsiones máximas de entrepiso de los modelos de 15 niveles sujetos a la secuencia sísmica EP3+R5 se examinan en las Figuras 4.68-4.70 para los porcentajes de escalamiento de 100, 70 y 35 por ciento, respectivamente. En la Figura 4.68 se observa que la réplica incrementa significativamente las distorsiones de entrepiso en cada una de las intensidades expuestas. Los modelos de edificios sostienen niveles de distorsiones muy similares ante el evento principal hasta la intensidad de 0.8g, a partir de ahí, el modelo V_Invertida experimenta distorsiones de mayor magnitud y bajo los efectos de la réplica es evidente que en el marco V_Invertida existe una mayor amplificación de la respuesta.

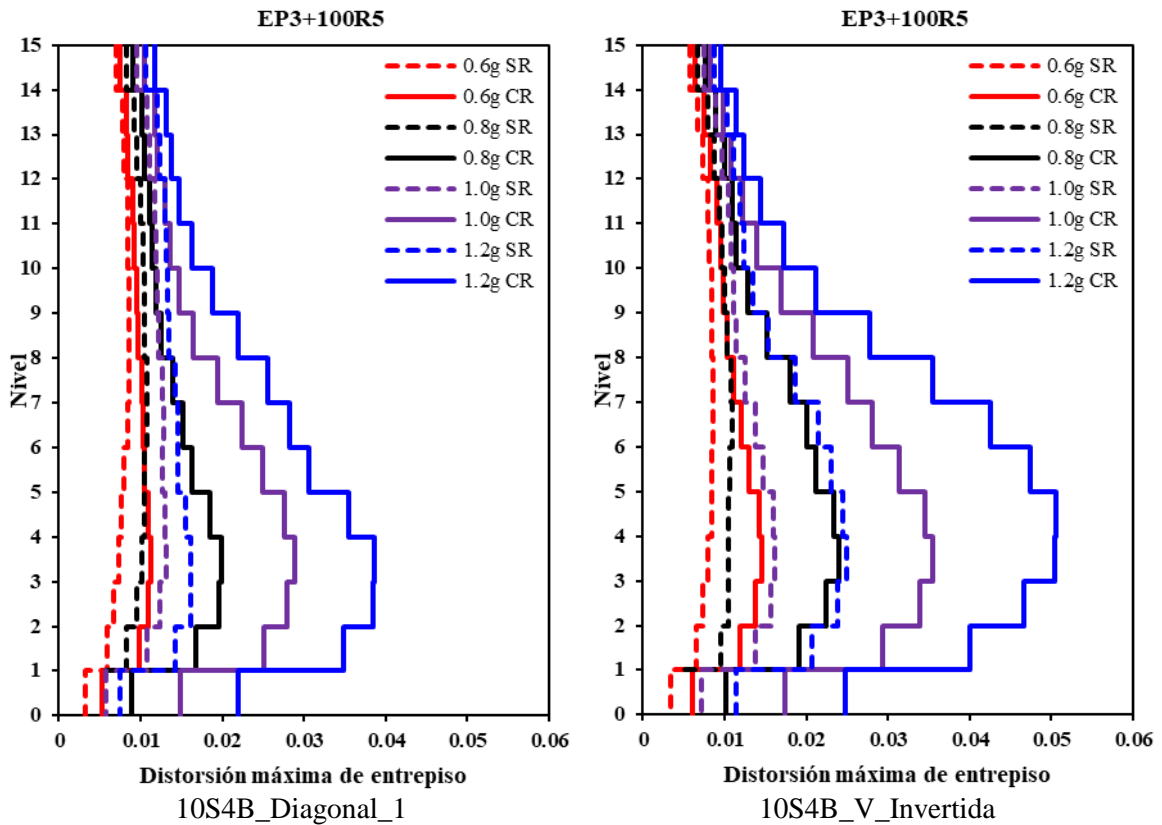


Figura 4.68 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 15 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+R5 escalada al 100%

Por su parte, la Figura 4.69 exhibe que la configuración de marco Diagonal_1 presenta incrementos en la respuesta solo para los niveles de intensidad de 1.0g y 1.2g, en cambio el marco V_Invertida sufre aumentos de las distorsiones ante las intensidades de 0.8g a 1.2g.

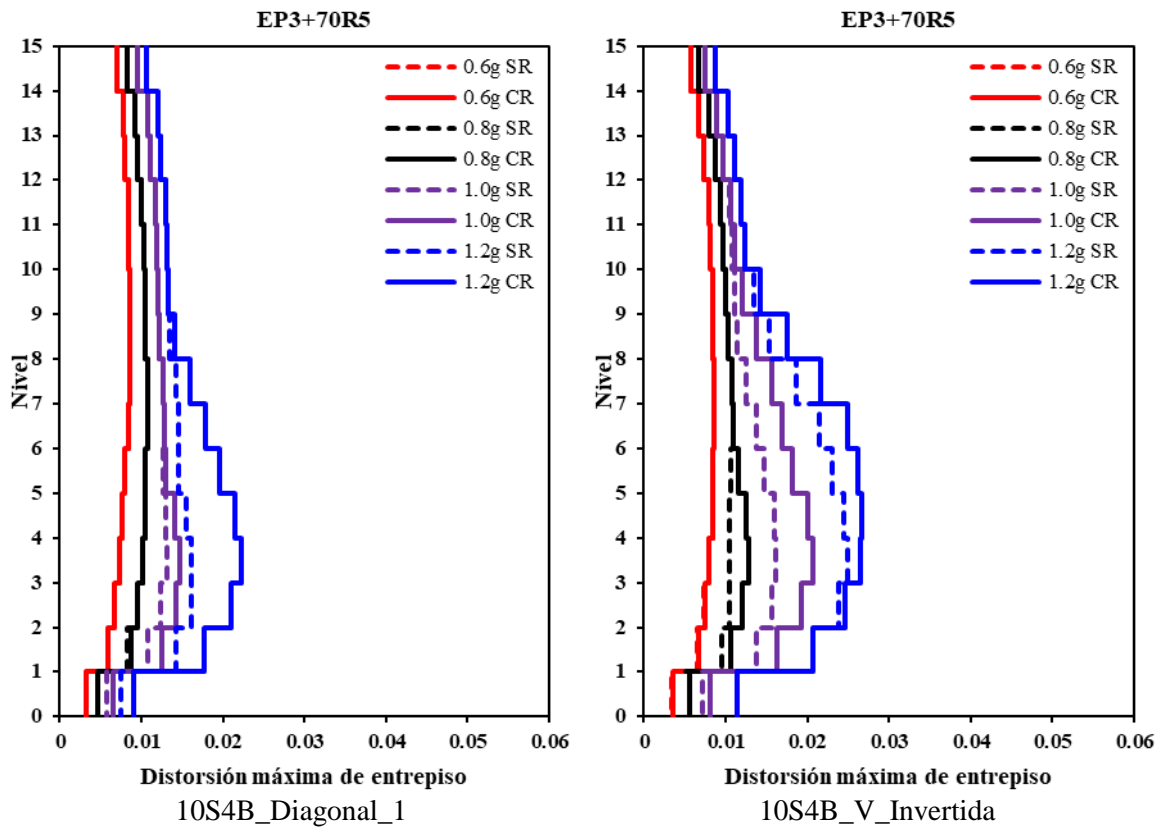


Figura 4.69 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrespiso correspondiente a los modelos de 15 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+R5 escalada al 70%

En lo que respecta a los efectos de la réplica escalada al 35 por ciento (ver Figura 4.70), es indudable que no se producen incrementos en las distorsiones de entrespiso, es decir, se tienen los mismos niveles de respuesta ante el evento principal y evento principal más réplica; por lo tanto, no tiene influencia en el parámetro de respuesta evaluado.

Los perfiles verticales de las distorsiones máximas de entrespiso relacionados a la secuencia sísmica EP3+R5 muestran diferencias importantes en los niveles de respuesta, caso contrario a lo presentado anteriormente con los modelos de 5 y 10 niveles, donde se mantuvieron las magnitudes de las distorsiones máximas en valores similares a pesar de las diferencias en la forma gráfica del perfil vertical. Por otro lado, la similitud que se identifica entre los modelos de 5, 10 y 15 niveles en las diferentes configuraciones radica en que las distorsiones máximas se desarrollan en los entresijos inferiores, concentrándose en esta zona, la mayor parte del daño estructural.

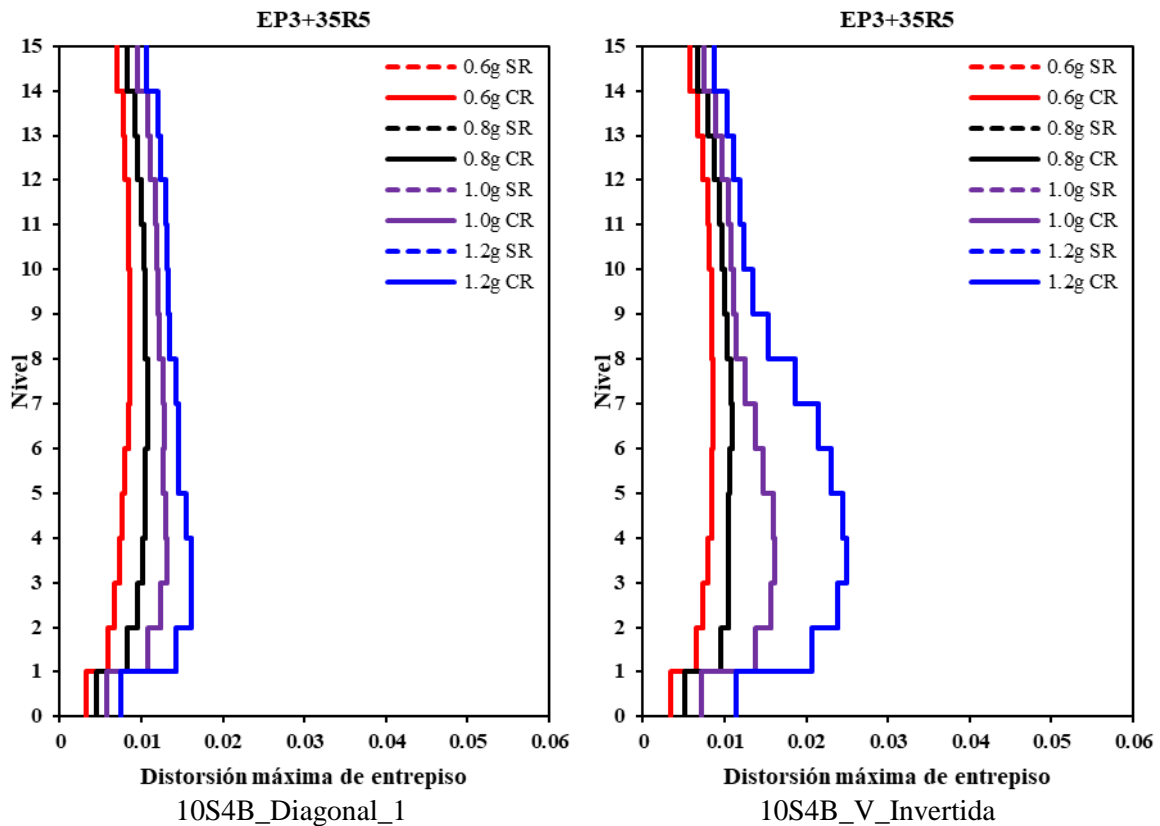


Figura 4.70 Perfil vertical de distorsiones máximas de entrepiso correspondiente a los modelos de 15 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+R5 escalada al 35%

Por otra parte, con el propósito de estudiar el comportamiento de la demanda sísmica en las diferentes intensidades (0.1g a 2.0g), se expone en la Figura 4.71 el análisis comparativo de las distorsiones máximas de entrepiso para ambas configuraciones de edificio. En esta figura, se percibe que el marco V_Invertida experimenta las mayores distorsiones en casi todas las intensidades sísmicas, solo para niveles inferiores sostiene valores de la respuesta similares a los del marco Diagonal_1, en los diferentes porcentajes de escalamiento de la réplica. En este caso, la respuesta del modelo Diagonal_1 se mantiene igual o inferior en los distintos niveles de intensidad, lo cual es contrario a lo mostrado anteriormente en los análisis de los edificios de 5 y 10 niveles. Como se describió previamente, esto se debe a la complejidad que existe en el comportamiento de las estructuras sometidas a eventos sísmicos, debido a que pueden presentar un desempeño sísmico totalmente diferente ante una misma serie de aceleraciones, aun cuando las estructuras tengan el mismo periodo de vibración natural; tal es el caso de estos modelos estructurales (ver Tabla 4.7).

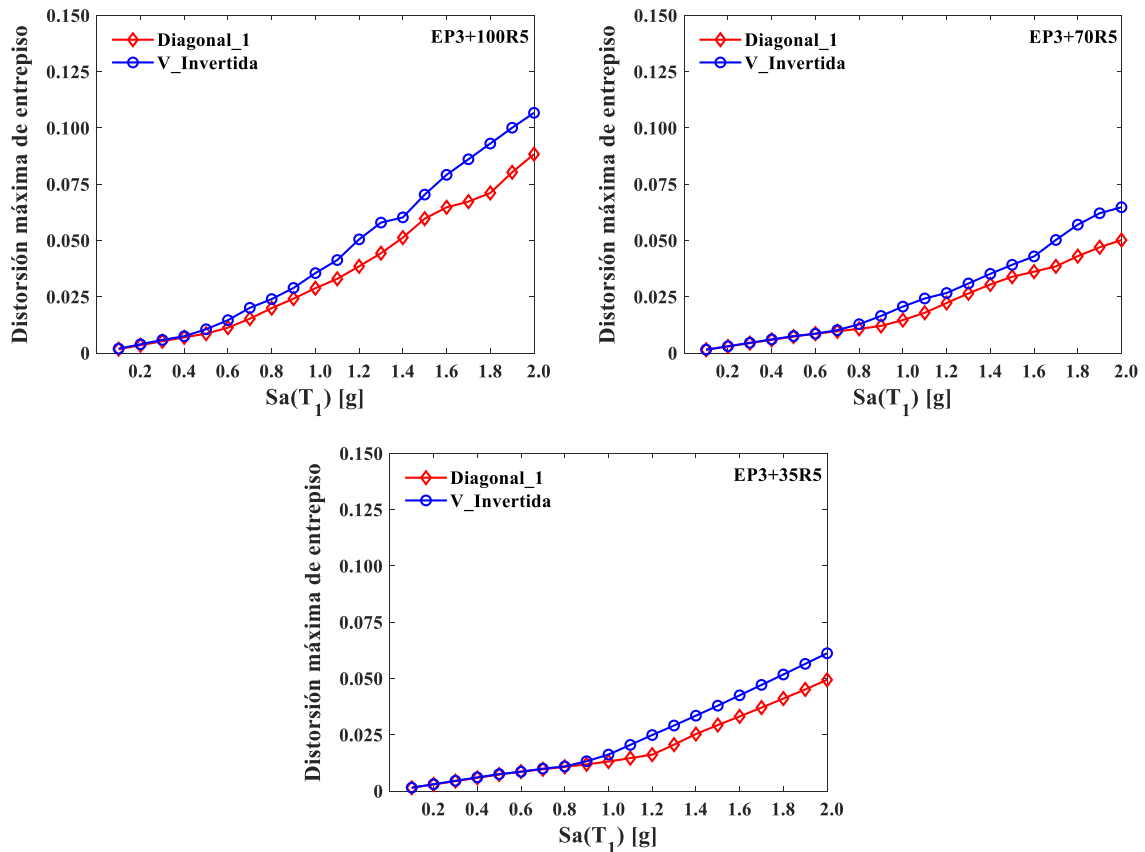
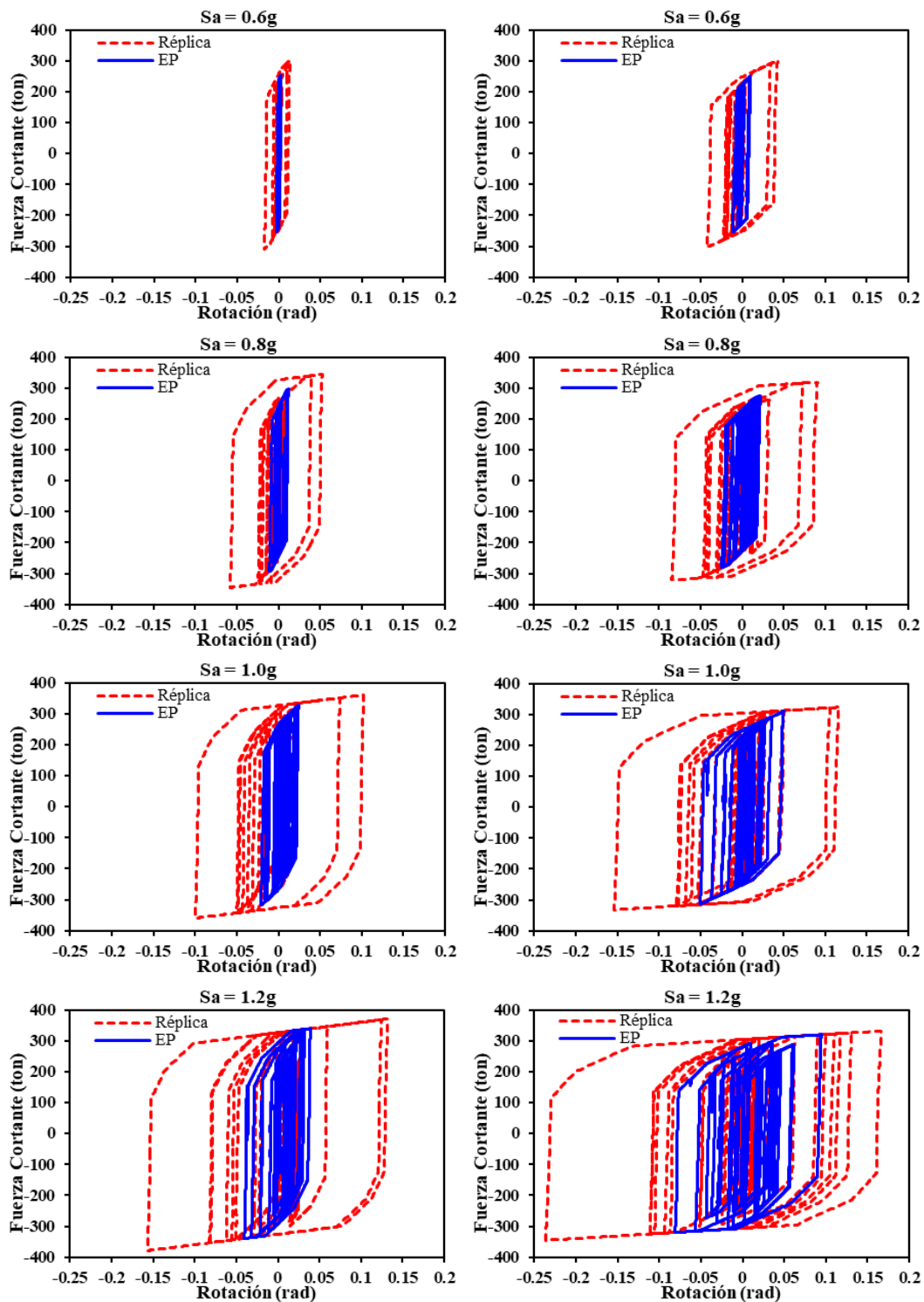


Figura 4.71 Comparación de las distorsiones máximas de entrepiso, modelos de 15 niveles ante la secuencia sísmica EP3+R5

Para tratar de comprender por qué ambos modelos de edificios responden de manera distinta a la misma excitación sísmica teniendo el mismo periodo de vibración natural se presenta el comportamiento del elemento eslabón. Las Figuras 4.72-4.74 contienen las curvas de histéresis de los eslabones con el mayor nivel de rotación inelástica, correspondientes a los entrepisos que manifiestan las mayores distorsiones.

En la Figura 4.72 se muestra que la réplica escalada al 100 por ciento incrementa de manera determinante las rotaciones inelásticas de los eslabones en las diferentes intensidades y para ambos modelos. Las rotaciones exhibidas por el marco V_Invertida claramente son mayores y por ende, genera que en este modelo se desarrollen distorsiones de entrepiso superiores, lo cual se evidencia en los perfiles verticales de distorsión (ver Figura 4.68) y en el IDA de la Figura 4.71, EP3+100R5.



15S4B_Diagonal_1

15S4B_V_Invertida

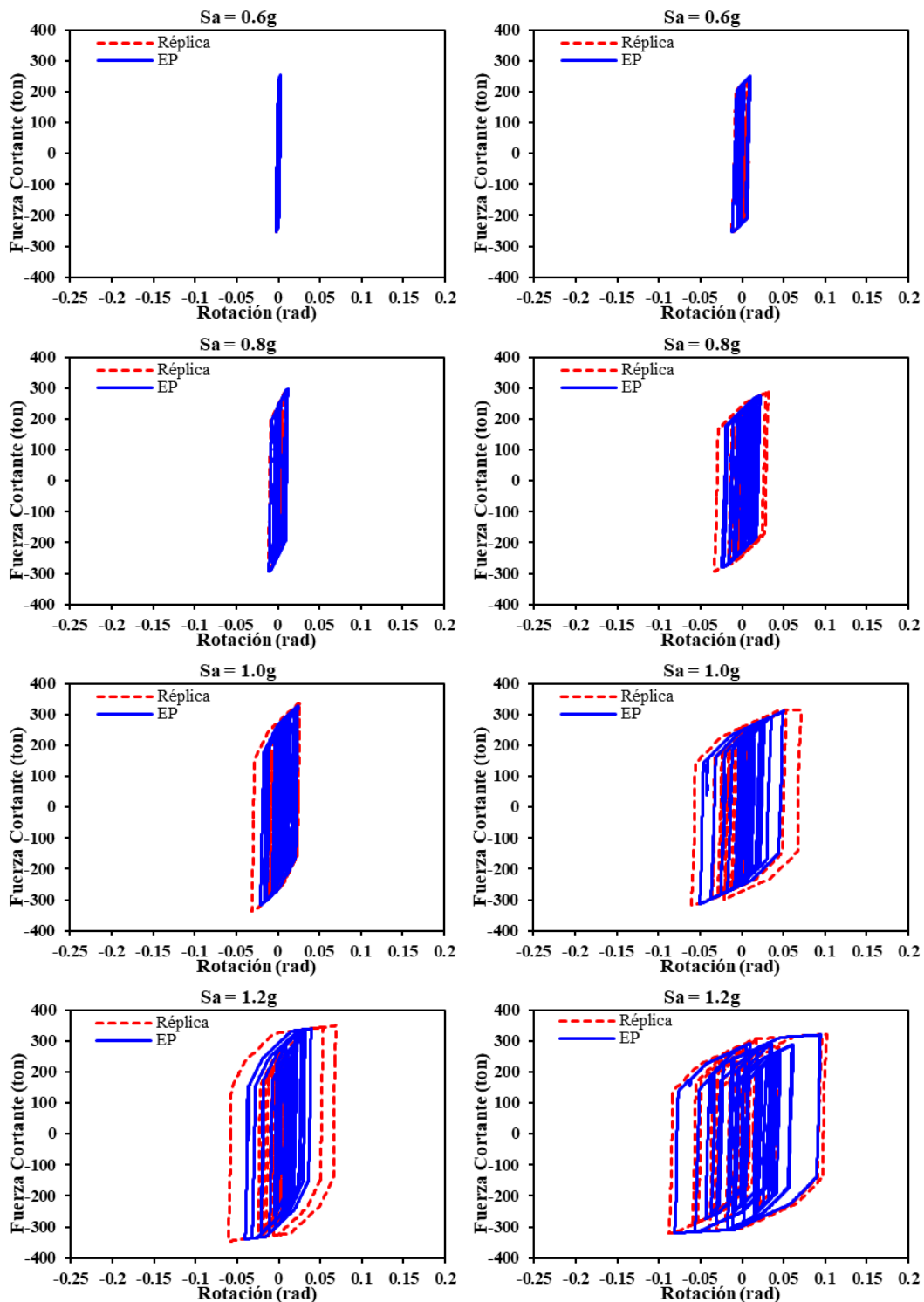
Figura 4.72 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 15 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+100R5

Por su parte, la réplica escalada al 70 por ciento también produce ligeramente un aumento en la rotación de los elementos (ver Figura 4.73), para el marco Diagonal_1 esto se produce en las intensidades de 1.0g y 1.2g, y en el marco V_Invertida se presenta en 0.8g, 1.0g y 1.2g. Lo anterior, tiene un impacto en los perfiles verticales de distorsión de entrepiso contenidos en la Figura 4.69. Ante este nivel de escalamiento de la réplica el modelo V_Invertida exhibe magnitudes de respuesta superiores a las del modelo Diagonal_1; por lo tanto, es evidente que experimente mayores distorsiones de entrepiso (ver Figura 4.71, EP3+70R5).

En el caso de la Figura 4.74, la réplica escalada al 35 por ciento de la aceleración máxima del evento principal no incrementa en ningún caso las rotaciones plásticas de los eslabones, aquí se obtiene el mismo nivel de respuesta ante el evento principal y evento principal más réplica, como ocurrió en los modelos estructurales de 10 niveles.

En términos generales, los eslabones correspondientes a los diferentes modelos de edificios (5, 10 y 15 niveles) sostienen ciclos de histéresis estables bajo las historias de aceleraciones analizadas, donde la réplica sísmica incrementa las rotaciones inelásticas en mayor magnitud cuando es escalada al 100 por ciento de la aceleración máxima del evento principal. Por otro lado, al escalar la réplica al 70 y 35 por ciento no siempre ocurren aumentos en las rotaciones plásticas y por consiguiente, incrementos en las distorsiones de entrepiso; sin embargo, esto no significa que la réplica no tenga influencia en el desempeño sísmico de los edificios. Si bien, no impacta directamente en los desplazamientos laterales pero si genera daño adicional en eslabones, debido a la fatiga de bajo ciclaje causada por los excesivos ciclos de histéresis.

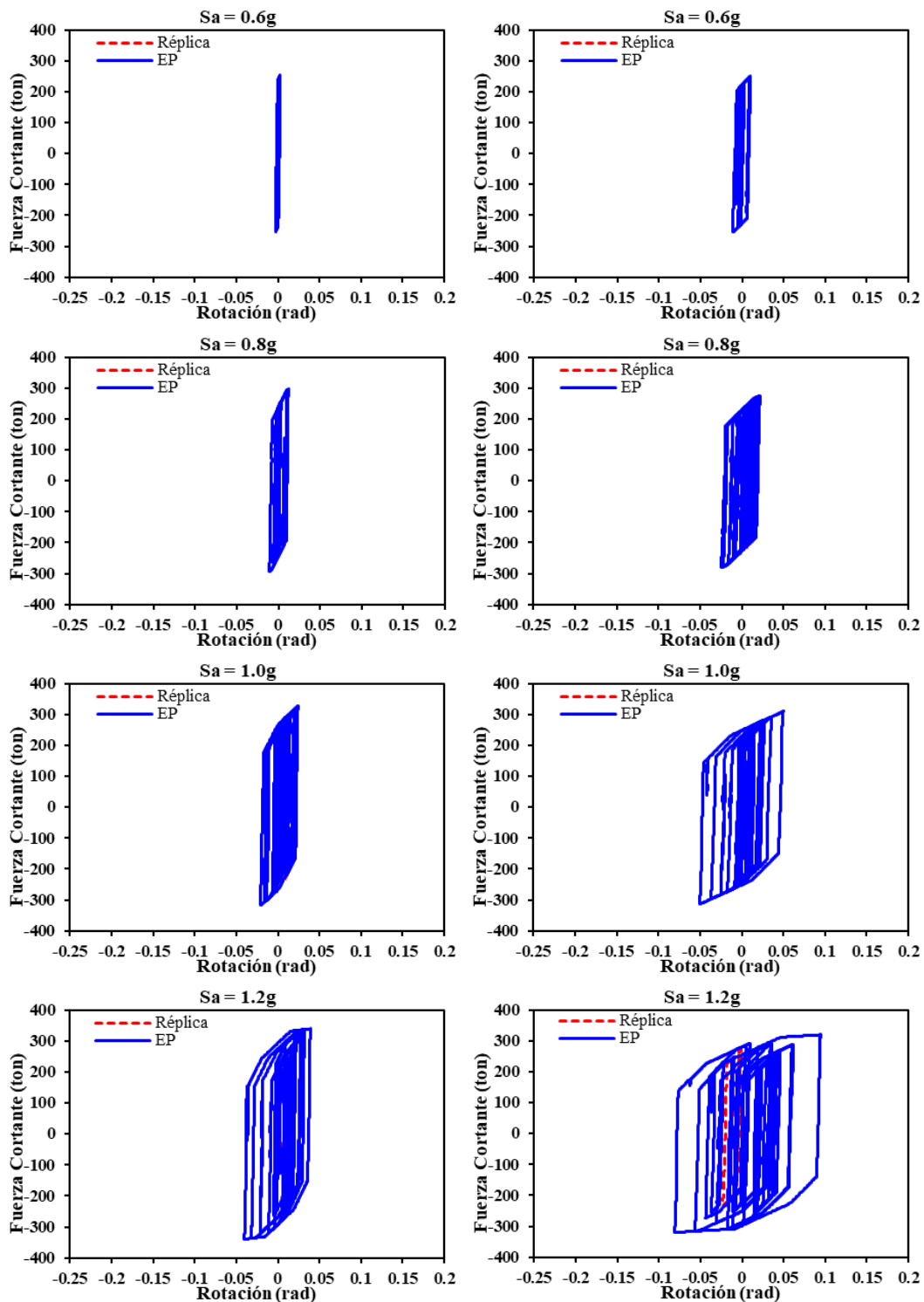
Los análisis de los elementos eslabón demuestran que las distorsiones máximas de entrepiso son dependientes absolutamente de su comportamiento histerético, condicionando el correcto desempeño sísmico de este tipo de sistema estructural (MCE); además, se comprueba que la respuesta estructural no depende solamente del periodo de vibración natural del sistema sino también del comportamiento histerético de los eslabones.



15S4B_Diagonal_1

15S4B_V_Invertida

Figura 4.73 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 15 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+70R5



15S4B_Diagonal_1

15S4B_V_Invertida

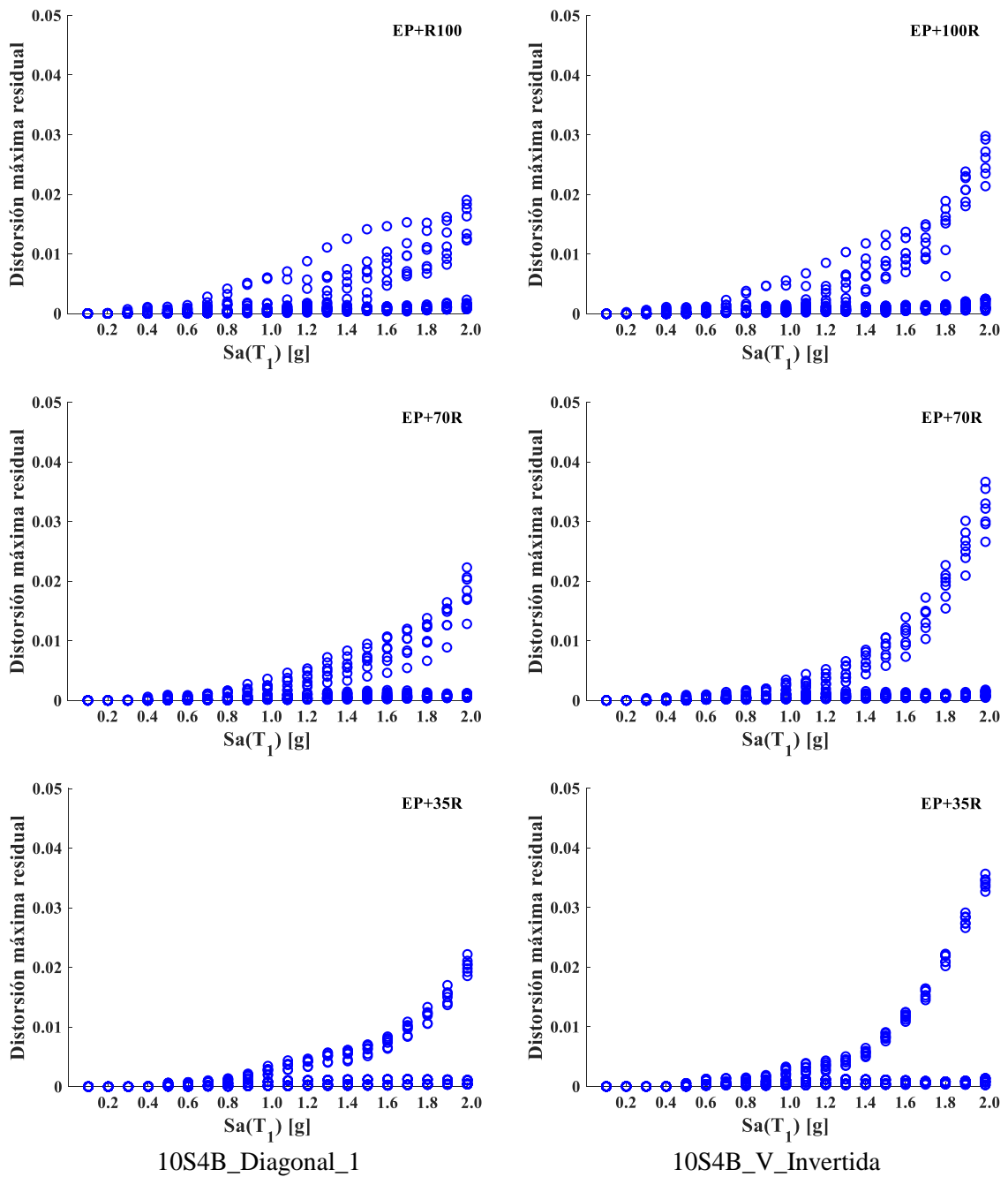
Figura 4.74 Curvas histeréticas de los eslabones correspondientes a los modelos de 15 niveles sometidos a la secuencia sísmica EP3+35R5

4.3.3. Distorsiones máximas residuales de entrepiso

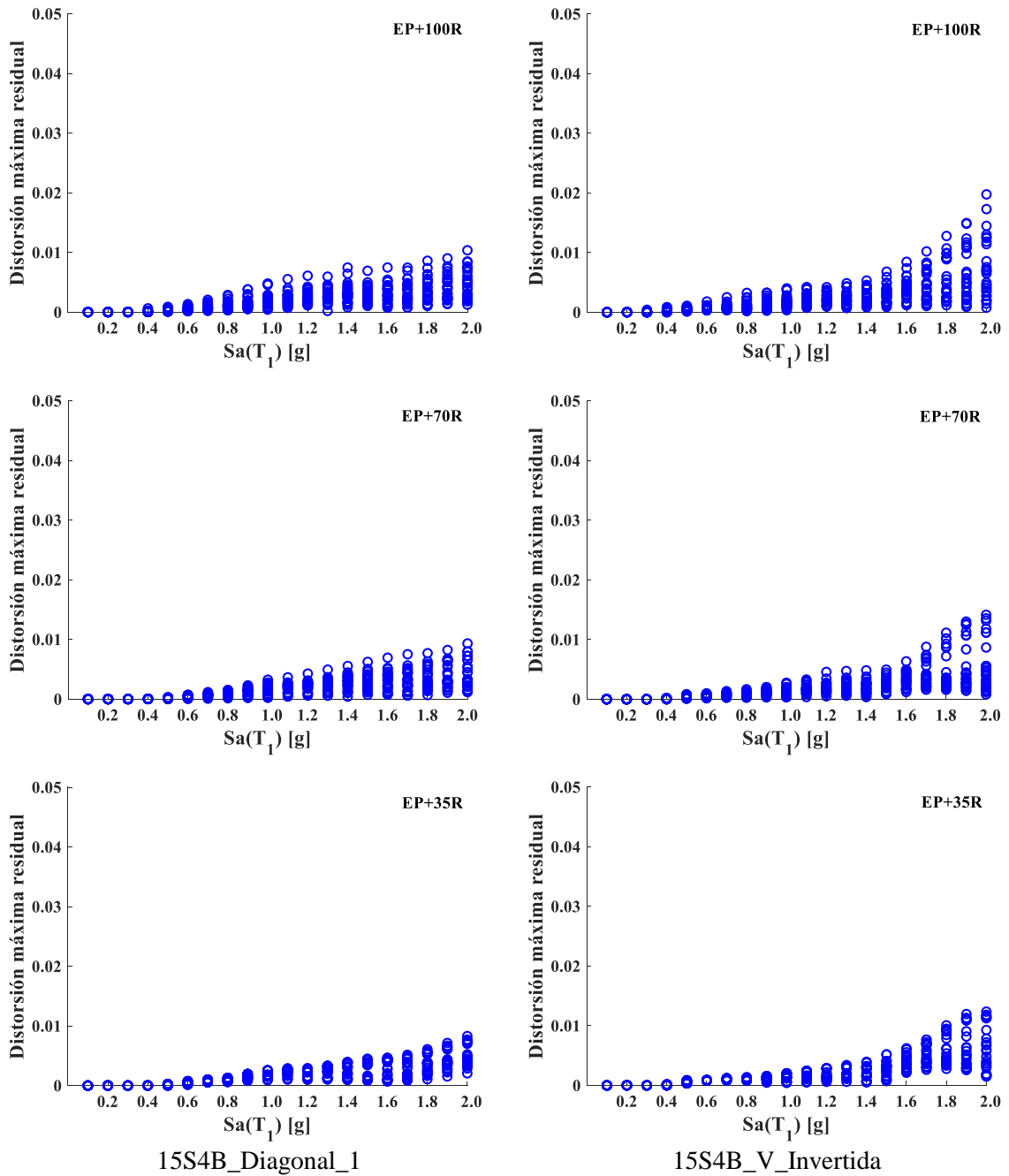
En esta sección se analizan dos tipos de distorsiones máximas residuales de entrepiso, en una de ellas se toma en cuenta la historia de aceleración completa de cada secuencia sísmica y en la otra, solo la duración del evento principal. Es importante mencionar que, para cada caso se dejó en vibración libre a los diferentes modelos de edificios; 20 y 40 segundos para el evento principal y secuencia sísmica, respectivamente. La distorsión de entrepiso expuesta después de estos periodos de tiempo fue considerada como residual.

Primeramente, en las Figuras 4.75-4.77 se muestran los IDA de los modelos de 5, 10 y 15 niveles con las configuraciones de marco Diagonal_1 y V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas EP+100R, EP+70R y EP+35R. En estas figuras, se observa que la respuesta ante los diferentes conjuntos de secuencias sostuvo un comportamiento con tendencia lineal creciente en los primeros niveles de intensidad; más allá de las intensidades inferiores, se identifica que las distorsiones residuales de entrepiso incrementaron conforme el nivel de intensidad aumenta en la mayoría de las secuencias sísmicas.

En la Figura 4.75 se percibe un mayor nivel de respuesta sísmica en el marco V_Invertida ante el conjunto EP+100R, en cambio, para los otros conjuntos de secuencias las magnitudes máximas de la distorsión residual presentan valores similares; además, el marco Diagonal_1 mantuvo un comportamiento ascendente en su respuesta a medida que el nivel de intensidad fue en aumento, mientras que, el marco V_Invertida exhibe una disminución en la demanda para intensidades superiores a 1.8g. Por otro lado, la Figura 4.76 exhibe que ambos modelos estructurales desarrollan niveles mayores de respuesta cuando son sometidos a los conjuntos EP+70R y EP+35R, en estos casos, cada configuración presenta distorsiones residuales muy comparables; sin embargo, el marco V_Invertida experimenta la mayor demanda ante los tres conjuntos de secuencias. Con respecto a la Figura 4.77, se observa que los edificios sostienen un desempeño sísmico semejante en los tres conjuntos tanto en el nivel de respuesta como en la dispersión de datos discretos, al igual que en los modelos de 10 niveles, la configuración de marco V_Invertida desarrolla ligeramente mayores distorsiones residuales.



10S4B_Diagonal_1
 10S4B_V_Invertida
Figura 4.76 IDA en términos de distorsiones residuales de los modelos de 10 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R



15S4B_Diagonal_1
 15S4B_V_Invertada
Figura 4.77 IDA en términos de distorsiones residuales de los modelos de 15 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R

Con el objetivo de analizar de mejor manera el comportamiento de las distorsiones residuales de entrepiso, en las Figuras 4.78-4.80 se expone la comparación de las medianas de este parámetro para los modelos de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente. En la Figura 4.78, se observa que los modelos estructurales de 5 niveles mantienen un comportamiento variable en los tres conjuntos de secuencias. Los modelos presentan un incremento de la respuesta ante el conjunto EP+100R en el rango de intensidades de 0.7g a 1.2g y una disminución para niveles de intensidad superiores a 1.3g y 1.6g compara a las demandas ante los conjuntos EP+35R y EP+70R, en el orden descrito. El marco Diagonal_1 exhibe mayores distorsiones residuales bajo las réplicas escaladas al 35 por ciento para valores de intensidad superiores a 1.3g, de igual forma sucede con el marco V_Invertida; sin embargo, este modelo sufre una reducción de la respuesta en la intensidad de 2.0g. Lo señalado anteriormente es imposible identificarlo a través de la Figura 4.75.

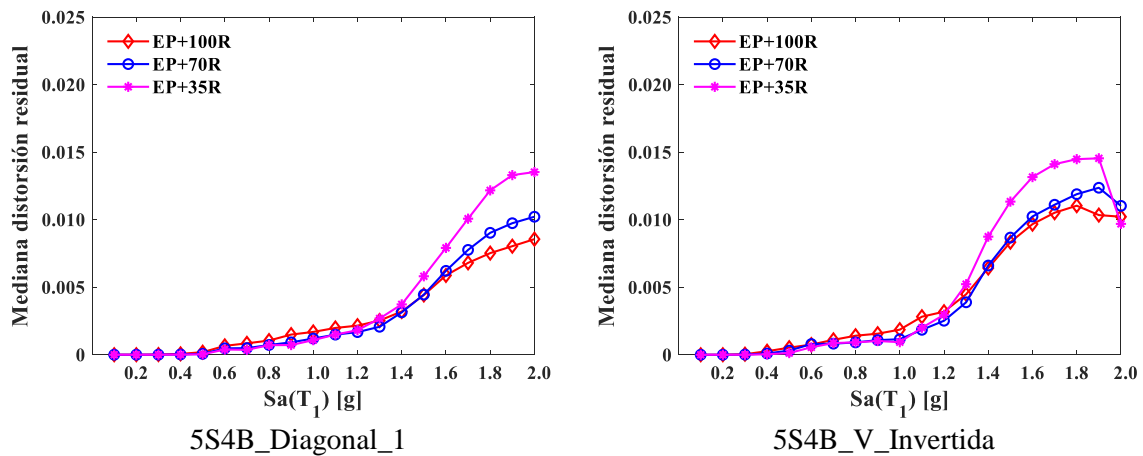


Figura 4.78 Comparación, medianas de las distorsiones residuales de entrepiso, modelos de 5 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R

Por otra parte, la Figura 4.79 muestra que los marcos Diagonal_1 sostuvo un comportamiento igual hasta la intensidad de 0.7g ante los tres conjuntos de secuencias, más allá, desarrolla las mayores y menores respuestas con las historias EP+100R y EP+35R, respectivamente. En lo que se refiere al marco V_Invertida, se observa que exhibe las mismas distorsiones residuales en los primeros ocho niveles de intensidad, a partir de ahí, al igual que el modelo Diagonal_1 experimenta las mayores y menores demandas con los conjuntos EP+100R y EP+35R.

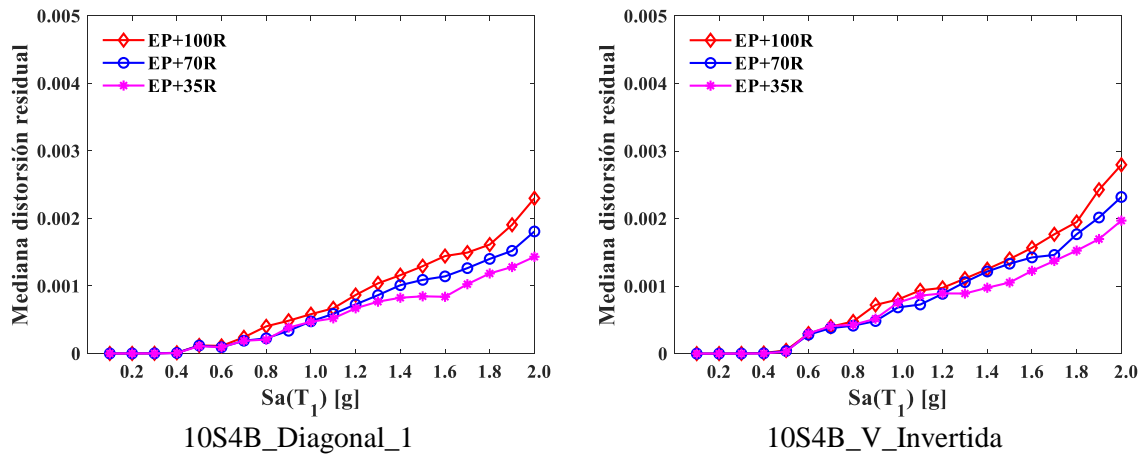


Figura 4.79 Comparación, medianas de las distorsiones residuales de entrepiso, modelos de 10 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R

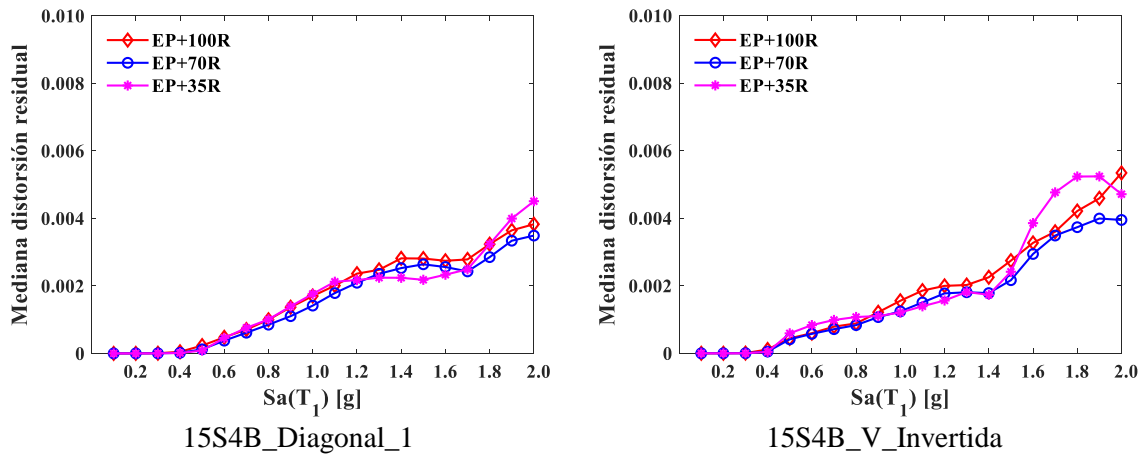


Figura 4.80 Comparación, medianas de las distorsiones residuales de entrepiso, modelos de 15 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R

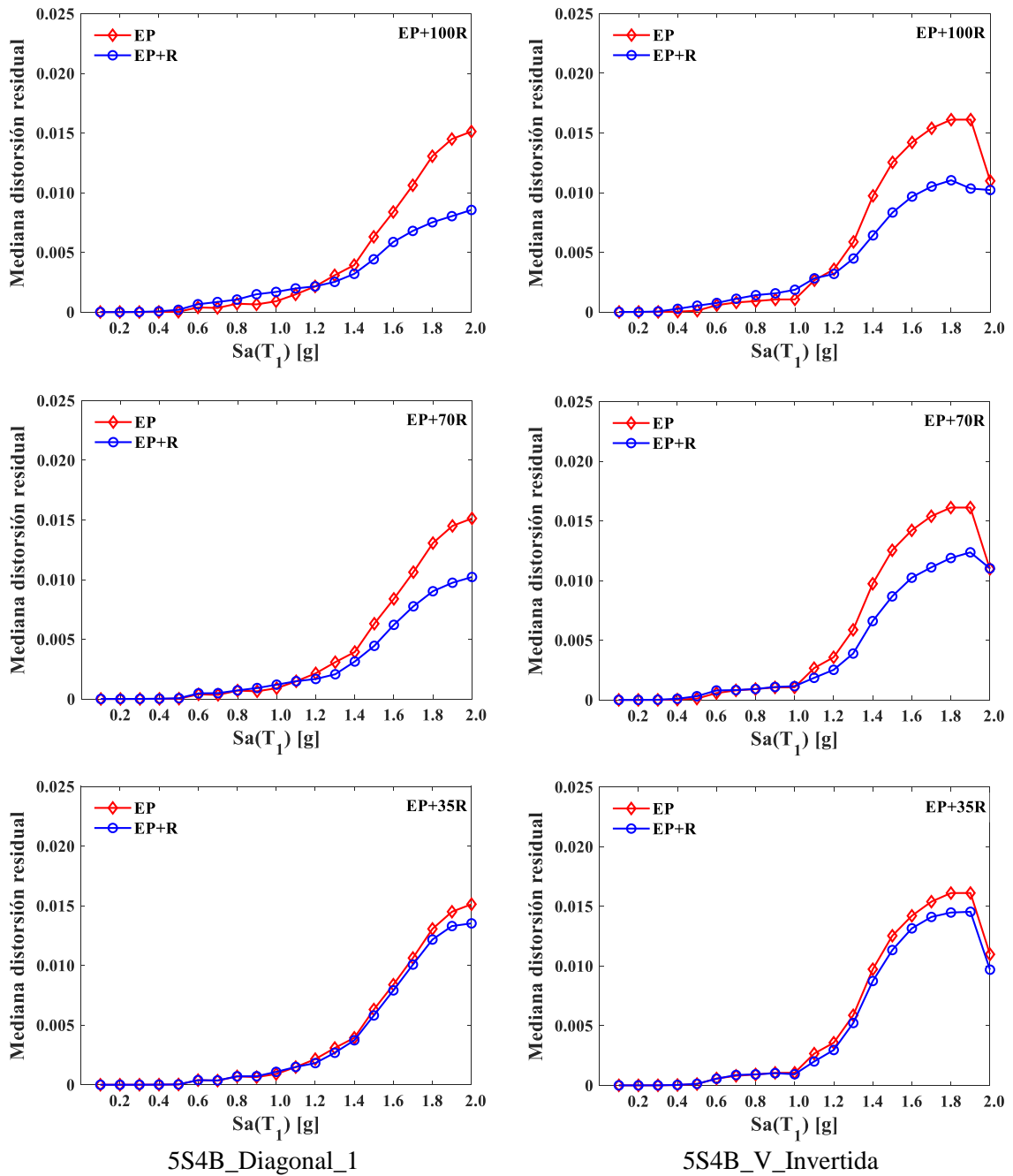
En cuanto a la Figura 4.80, ilustra un comportamiento alternativo de la respuesta sísmica ante los diferentes secuencias e intensidades, por un lado, el modelo Diagonal_1 presenta niveles de distorsión bastante similares en las primeras cinco intensidades, posteriormente hasta 1.1g, el desempeño sigue siendo el mismo ante los conjuntos EP+100R y EP+35R, ligeramente con valores de distorsión por encima a las experimentadas con las historias EP+70R, de ahí en adelante el comportamiento de la respuesta no tiene alguna tendencia específica. Por su parte, el marco V_Invertida mantiene los niveles de respuesta en magnitudes semejantes en las primeras cuatro intensidades para los tres conjuntos de secuencias, luego, de 0.5g a 0.8g

exhibe las mismas distorsiones con los grupos EP+100R y EP+70R, mínimamente por debajo de la demanda desarrollada ante el conjunto EP+35R; para intensidades superiores, varían las distorsiones entre un conjunto y otro.

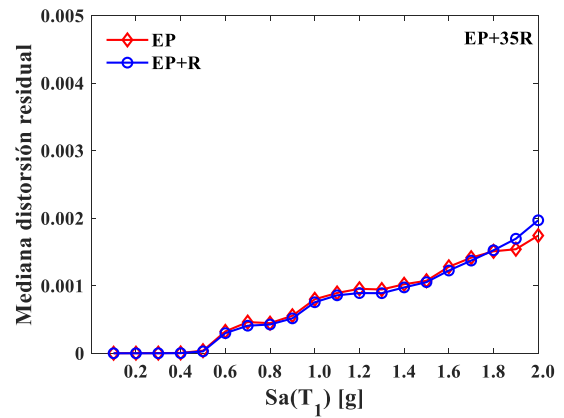
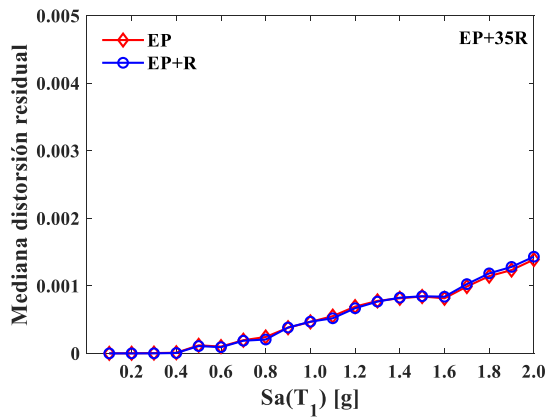
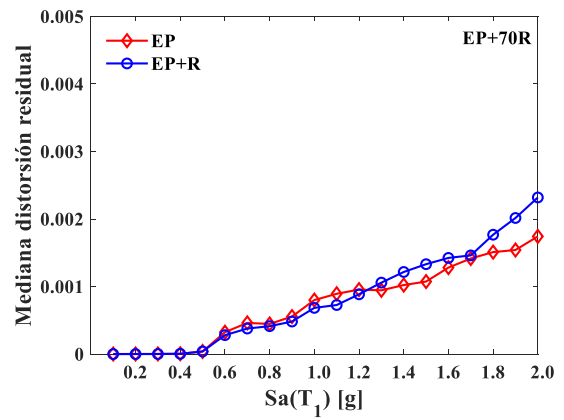
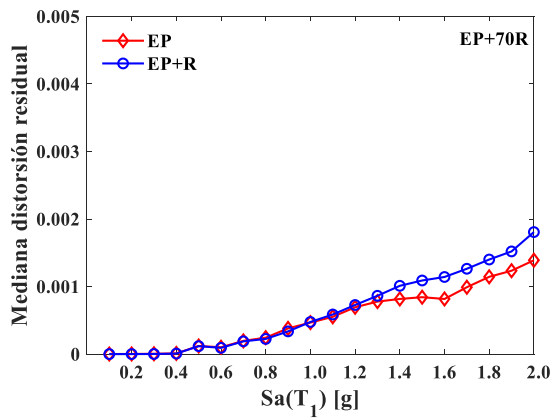
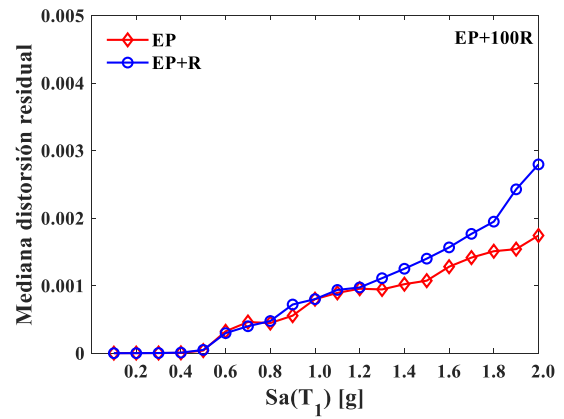
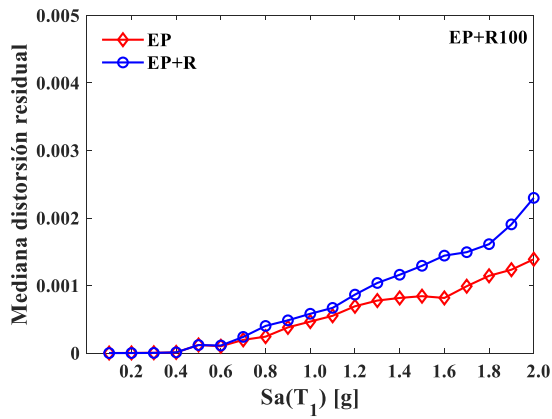
En los modelos de 5 niveles la réplica escalada a mayor porcentaje respecto a la aceleración máxima del evento principal y para altas intensidades sísmicas exhibe los menores niveles de distorsión residual, caso contrario, cuando la réplica se escala a menor porcentaje se observan los mayores niveles de respuesta, excepto para un caso en el marco V_Invertida. No obstante, en los edificios de 10 niveles, el desempeño de la demanda sísmica advierte que, para altas intensidades la réplica sísmica escalada a mayor porcentaje incrementa en mayor medida las distorsiones residuales. Lo mencionado anteriormente para los modelos de 5 y 10 niveles, no se puede identificar en los análisis de la respuesta de los modelos de 15 niveles, ya que su comportamiento es bastante alternativo entre los conjuntos de secuencias e intensidades.

Hasta ahora, las distorsiones máximas residuales de entrepiso se han evaluado considerando la historia de aceleración completa de cada secuencia sísmica, determinando la influencia que tiene el grado de escalamiento de la réplica en los diferentes conjuntos; sin embargo, no se ha estudiado el impacto de la réplica sobre la distorsión residual que experimentan los modelos de edificios una vez concluido el evento principal. Por esta razón, se obtienen las medianas de las distorsiones máximas residuales para el evento principal (EP) y se comparan con las desarrolladas ante el evento principal más réplica (EP+R), en las Figuras 4.81-4.83 se expone este análisis comparativo.

En la Figura 4.81 se contempla que la réplica escalada al 100 por ciento aumenta ligeramente la respuesta en ambos modelos estructurales para intensidades intermedias (0.5g a 1.0g), en intensidades inferiores y superiores las distorsiones residuales son iguales o menores que las mostradas ante el evento principal. En cambio, con la réplica escalada al 70 y 35 por ciento no ocurren incrementos significativos de la respuesta sísmica, sino al contrario, se observa que disminuye la demanda en altas intensidades. Las estructuras de 5 niveles desarrollan las mayores distorsiones residuales ante el evento principal.



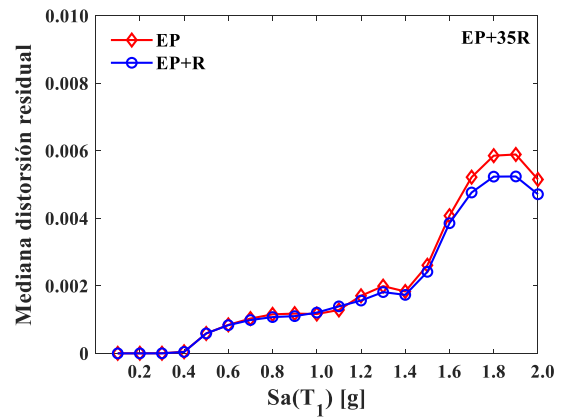
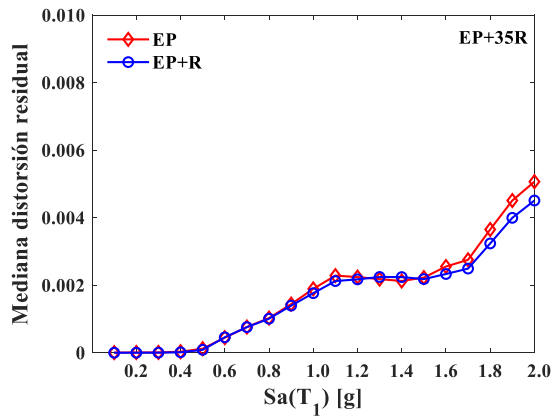
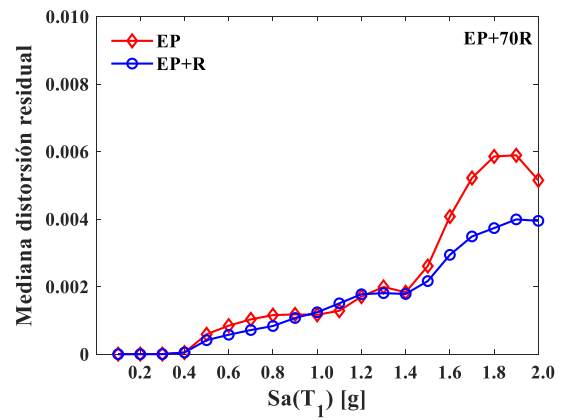
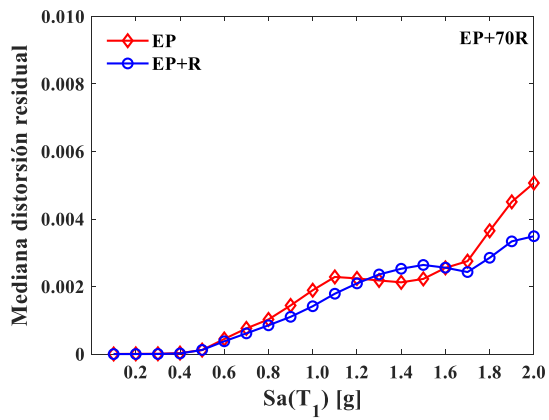
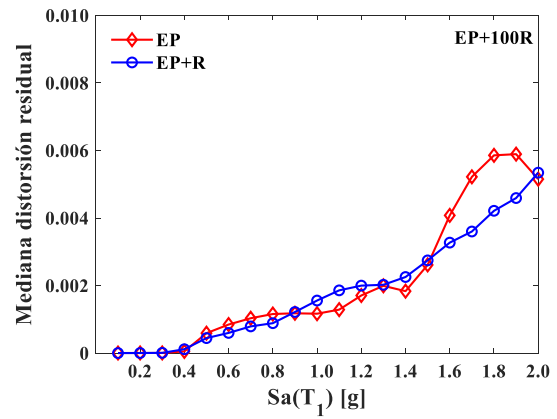
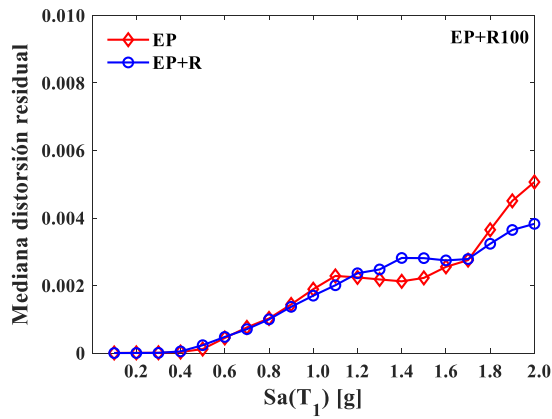
5S4B_Diagonal_1
 5S4B_V_Invertida
Figura 4.81 Medianas de las distorsiones residuales de entropía, modelos de 5 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R



10S4B_Diagonal_1

10S4B_V_Invertida

Figura 4.82 Medianas de las distorsiones residuales de entrepiso, modelos de 10 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R



15S4B_Diagonal_1

15S4B_V_Invertida

Figura 4.83 Medianas de las distorsiones residuales de entrepiso, modelos de 15 niveles ante los conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R

Los modelos de edificios de 10 niveles (ver Figura 4.82) exhiben que la réplica escalada al 100 por ciento incrementa las distorsiones residuales en intensidades superiores, en niveles de intensidad inferior la respuesta sostiene la misma magnitud, caso similar a lo mostrado con la réplica escalada al 70 por ciento; solo que en este caso, el modelo V_Invertida sufre aumentos mínimos en el rango de intensidades de 0.3g a 0.9g. En cambio, la respuesta de cada modelo estructural mantiene prácticamente el mismo comportamiento en las diferentes intensidades ante el evento principal y secuencia sísmica; cuando la réplica es escalada al 35 por ciento. Estos modelos desarrollan las mayores distorsiones residuales ante los efectos de la réplica sísmica. Por otra parte, la Figura 4.83 indica que las configuraciones de marco de los edificios de 15 niveles sostienen un desempeño similar en intensidades inferiores ante EP y EP+R, más allá, el comportamiento de la respuesta; sin embargo, al escalar la réplica al 100 y 70 por ciento, no se observa alguna tendencia clara en las distorsiones residuales, debido a que su desempeño varía considerablemente a medida que aumenta la intensidad sísmica, en algunos casos la magnitud incrementa con la réplica y en otros disminuye. Al contrario, la réplica escalada al 35 por ciento, evidencia que la demanda sísmica se reduce conforme se incrementa la intensidad de la excitación. Los edificios de 15 niveles desarrollan las mayores distorsiones residuales ante el evento principal.

La variabilidad de las distorsiones máximas residuales de entrepiso entre un modelo y otro es complicada de descifrar, debido a que este parámetro de respuesta no mantiene una tendencia clara a medida que la intensidad de la excitación incrementa y no necesariamente ocurrirá un crecimiento en la respuesta bajo los efectos de las réplicas sísmicas. El comportamiento en los elementos que gobiernan el desempeño de este sistema estructural se vuelve complejo por las importantes incursiones en su rango inelástico y los numerosos ciclos de histéresis a los que son sometidos, y por ende, se genera un reacomodo interno en los diferentes entrepisos de los modelos estructurales que, impacta significativamente a la distorsión residual.

Para concluir con los análisis de las distorsiones residuales, en las Figuras 4.84-4.86 se ilustran las comparaciones directas de la respuesta experimentada por cada configuración de marco ante a los conjuntos de secuencias sísmicas.

La Figura 4.84 muestra que el marco V_Invertida exhibe distorsiones residuales superiores en la mayoría de las intensidades sísmicas, lo cual se vuelve más evidente a medida que las intensidades aumentan, excepto para un punto aislado ante el conjunto EP+35R.

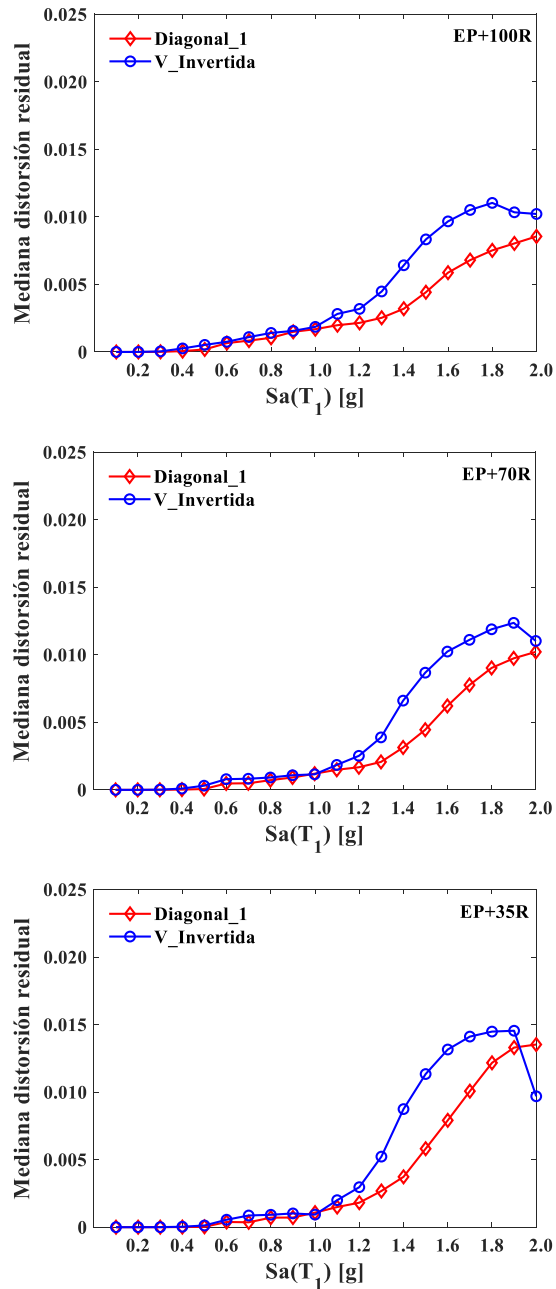


Figura 4.84 Comparación de la respuesta en términos de las medianas de distorsiones residuales de entrepiso de los modelos 5S4B_Diagonal_1 y 5S4B_V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas

La Figura 4.85 expone que el marco V_Invertida desarrolla distorsiones residuales superiores en la mayoría de las intensidades sísmicas, solo en las primeras cuatro intensidades ambos modelos presentan el mismo comportamiento.

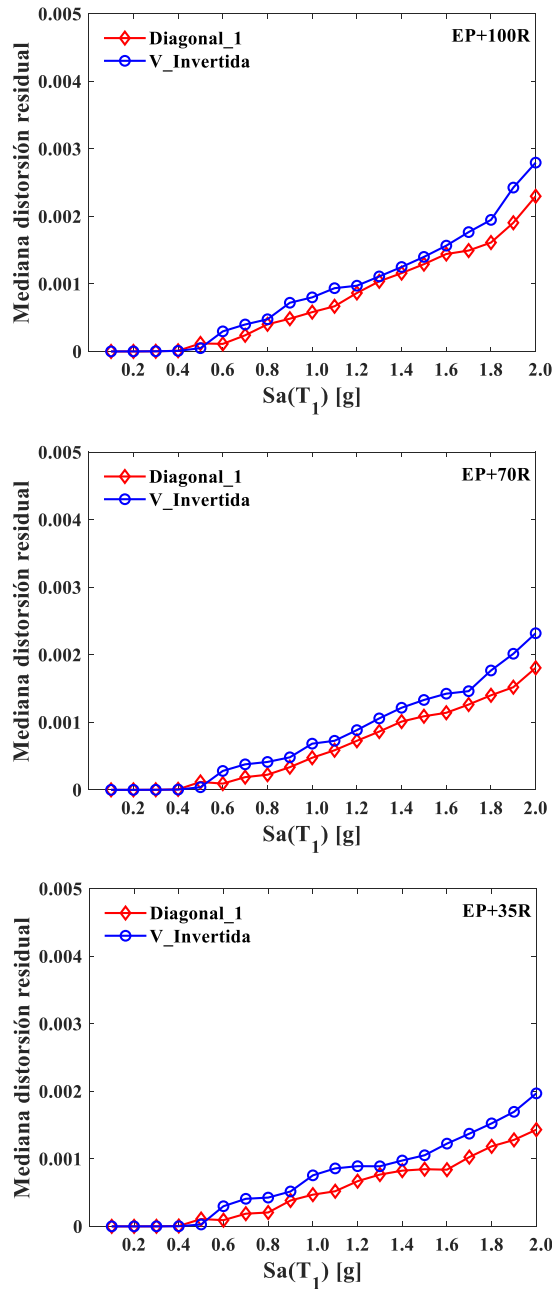


Figura 4.85 Comparación de la respuesta en términos de las medianas de distorsiones residuales de entresado de los modelos 10S4B_Diagonal_1 y 10S4B_V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas

La Figura 4.86 indica que ambas configuraciones de marco sostienen el mismo desempeño en las primeras cuatro intensidades para los tres conjuntos de secuencias, a partir de ahí, el comportamiento de la respuesta tiende a ser alternativo, en algunos casos una mayor que otra.

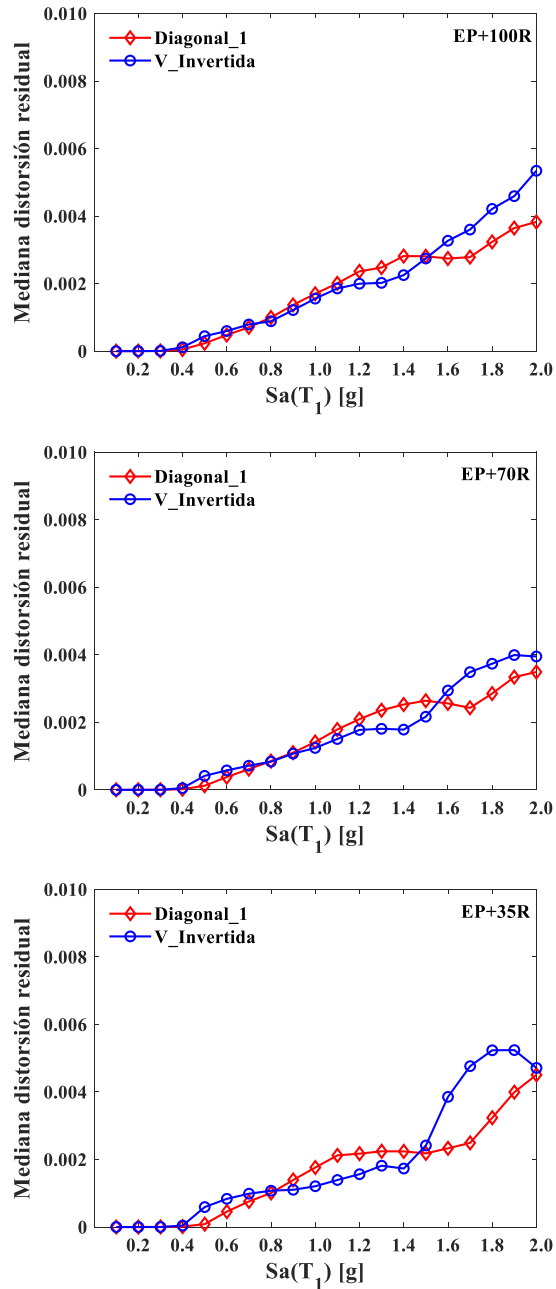


Figura 4.86 Comparación de la respuesta en términos de las medianas de distorsiones residuales de entresido de los modelos 15S4B_Diagonal_1 y 15S4B_V_Invertida sometidos a los conjuntos de secuencias sísmicas

4.3.4. Conclusiones

Las configuraciones de marco con contraventeo excéntrico Diagonal_1 y V_Invertida fueron sometidos a tres conjuntos de secuencias sísmicas: EP+100R, EP+70R y EP+35R, escaladas a distintos niveles de intensidad objetivo en términos de la aceleración espectral en el primer modo de vibración. El desempeño sísmico de los diferentes modelos estructurales se estudió analizando las distorsiones máximas de entrepiso, el comportamiento histerético del eslabón y las distorsiones máximas residuales de entrepiso.

Los resultados obtenidos de los análisis dinámicos no lineales en términos de las distorsiones máximas de entrepiso evidencian que los edificios de 5, 10 y 15 niveles desarrollan mayores niveles de respuesta sísmica cuando la réplica es escalada al 100 por ciento de la aceleración máxima del evento principal, comparada con la respuesta ante el evento principal. Mientras que, para la réplica escalada al 70 y 35 por ciento, la demanda sísmica exhibe valores con el mismo nivel de magnitud que las alcanzadas ante el evento principal; es decir, no ocurren incrementos en las distorsiones máximas de entrepiso. Además, se observó que los modelos identificados como Diagonal_1 presentaron niveles inferiores de respuesta en comparación a las experimentadas por los modelos V_Invertida. Es importante señalar que, en este análisis de la respuesta se consideró la totalidad de las historias de aceleración que componen a cada conjunto de secuencias sísmicas.

Por otra parte, el comportamiento del elemento eslabón fue evaluado ante ciertos registros de secuencias dependiendo de la altura de los edificios. Demostrándose que, en los modelos con el mismo número de niveles los eslabones correspondientes al entrepiso donde se concentra el daño estructural, experimentan magnitudes en las rotaciones inelásticas muy comparables entre sí, para ambas configuraciones de contraventeo. En los modelos estructurales de 5 y 10 niveles, las réplicas escaladas al 100 y 70 por ciento incrementaron las rotaciones inelásticas, al igual que en los edificios de 15 niveles, pero en este caso, no siempre las réplicas escaladas al 70 por ciento produjeron aumentos. En cambio, este parámetro de respuesta no presentó incrementos ante las réplicas escaladas al 35 por ciento. Esto no significa que la réplica no tenga influencia sobre las estructuras, aunque no impacta en las magnitudes de las rotaciones

si ocasiona daño adicional a los elementos eslabón, debido a la fatiga de bajo ciclaje causada por los excesivos ciclos de histéresis. Adicionalmente, se evidenció que las distorsiones máximas de entrepiso dependen íntimamente del comportamiento histerético de los eslabones y que, la configuración de contraventeo V_Invertida tiene más capacidad de disipación de energía, ya que analizando detalladamente a los eslabones contenidos en los entrepisos de cada edificio, se identificó que exhibieron una mayor participación en el rango inelástico, excepto el del entrepiso con la mayor distorsión. En ambas configuraciones de marco los eslabones de los entrepisos superiores mantuvieron un comportamiento en el rango elástico.

En relación a las distorsiones máximas residuales de entrepiso, se observó un desempeño de la respuesta sin tendencias claras. En los modelos de 5 niveles la réplica sísmica disminuyó las distorsiones residuales desarrolladas con el evento principal, en cambio, en los modelos de 10 niveles se tuvieron incrementos de la respuesta. Por otro lado, el comportamiento de la demanda sísmica en los modelos de 15 niveles se mantuvo muy fluctuante; en algunos casos fue mayor y en otros menor. El grado de escalamiento de la réplica influye notablemente en las distorsiones residuales, entre menor fue el porcentaje de escalamiento el comportamiento de la respuesta fue menos variable en comparación al mostrado ante el evento principal, por lo tanto, predecir este parámetro de respuesta es bastante complejo.

5. CONCLUSIONES GENERALES

Edificios de acero de 5, 10 y 15 niveles estructurados a base de marcos con diferente arreglo de contraventeo excéntrico: Diagonal_1, Diagonal_2, V y V_Invertida, fueron sometidos a un grupo de historias de aceleración registradas en suelo blando de la Ciudad de México y ante un conjunto de secuencias sísmicas artificiales. El desempeño estructural de los modelos se evaluó mediante análisis dinámicos incrementales considerando los siguientes parámetros de demanda sísmica: distorsiones máximas de entrepiso, distorsiones máximas residuales de entrepiso y comportamiento histerético del eslabón.

Los resultados obtenidos de los análisis utilizando como excitación a los registros sísmicos únicos e independientes indican que, las configuraciones de marco Diagonal_1 y V_Invertida disponen de un mejor comportamiento estructural en términos de las distorsiones máximas de entrepiso y distorsiones máximas residuales, mostrando un desempeño sísmico muy similar. Además, los elementos eslabón correspondientes a estos modelos de edificios evidenciaron curvas de histéresis con ciclos estables en aquellos entrepisos donde incursionaron de forma importante en su rango inelástico. Por otra parte, las ductilidades desarrolladas por todas las configuraciones de marco excéntrico fueron diferentes, incluso en los modelos estructurales con el mismo número de niveles.

Los edificios equipados con los arreglos de contraventeo Diagonal_1 y V_Invertida sujetos a los conjuntos de secuencias artificiales evidencian que la réplica sísmica tiene gran influencia en los parámetros de respuesta evaluados. Analizando los resultados obtenidos ante el grupo de secuencias se concluye que la réplica escalada al 100 por ciento aumenta las distorsiones máximas de entrepiso, caso contrario ocurre con las réplicas escaladas al 70 y 35 por ciento, aquí no se exhiben incrementos en las distorsiones, comparadas con aquellas desarrolladas ante los eventos principales, No obstante, si se investiga el comportamiento estructural ante una secuencias sísmica en particular, puede que exista un cambio en la demanda cuando la réplica se escala al 70% de la aceleración máxima del evento principal. Las rotaciones inelásticas y fuerzas cortantes de los eslabones, también reflejan alteraciones por la acción de

la réplica sísmica. En este caso, se incrementan sus valores ante ciertas intensidades de las réplicas escaladas al 100% y 70%; sin embargo, no es necesario que ocurra un aumento de estos indicadores para asegurar el impacto de la réplica sobre los elementos eslabón, ya que están expuestos a numerosos ciclos histéresis por los efectos de la carga, descarga y recarga, que al final se traduce en daño acumulado.

En cuanto a las distorsiones máximas residuales, muestran un comportamiento sin tendencias precisas, en algunos modelos de edificios la réplica reduce y en otros incrementa la demanda sísmica, respecto a la obtenida con los eventos principales. Evidenciando grandes niveles de incertidumbre a causa de la variabilidad de registro a registro.

De manera general, el desempeño sísmico de los marcos con contraventeo excéntrico (MCE) depende altamente del elemento eslabón, demostrando que, es un elemento fundamental que controla la rigidez lateral y la disipación de energía. Si bien, la configuración Diagonal_1 muestra un mejor desempeño en mitigar los desplazamientos laterales, en la capacidad para disipar energía se posiciona por debajo del marco V_Invertida. Por otro lado, se observó que los diferentes marcos con contraventeo excéntrico exhiben una distribución no uniforme de la disipación de energía a lo largo de la altura, debido al comportamiento histerético de los eslabones; en los entrepisos superiores, se mantienen en el rango elástico. Este desempeño no uniforme impide al sistema estructural aprovechar al máximo su capacidad de disipación de energía.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. A. Teran-Gilmore, N. Virto. Diseño basado en desplazamientos de edificaciones bajas rigidizadas con contravientos desadheridos. *Revista de Ingeniería Sísmica*. (80), 1-29, 2009.
2. G.L. Yeo, C.A. Cornell. Stochastic characterization and decision bases under time-depend aftershock risk in performance-based earthquake engineering. PEER Report 2005-13, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley, CA, USA, 2005.
3. J. Ruiz-García, J.Y. Moreno. Demandas de distorsión lateral en puentes existentes de baja altura sujetos a secuencias sísmicas evento principal-réplicas. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Veracruz, México, 2008.
4. L. Di Sarno. Effects of multiple earthquakes on inelastic structural response. *Journal Engineering Structures*. 56, 673-681, 2013.
5. C.H. Zhai, Z. Zheng, S. Li, L.L. Xie. Seismic analyses of a RCC building under mainshock-aftershock seismic sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 74, 46-55, 2015.
6. Gobierno de la Ciudad de México. Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias. 2020.
7. Comisión Federal de Electricidad (CFE). Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo. 2015.
8. K.D. Hjelmstad, E.P. Popov. Seismic behavior of active beam links in eccentrically braced frames. Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley, CA, USA, 1983.
9. J.O. Malley, E.P. Popov. Design considerations for shear links in eccentrically braced frames. Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley, CA, USA, 1983.
10. K. Kasai, E.P. Popov. A study of seismically resistant eccentrically braced steel frame systems. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA, 1986.
11. G.S. Prinz. Using buckling-restrained braces in eccentric configurations. Ph.D. Thesis, Brigham Young University, Provo, UT, USA, 2010.
12. G.S. Yi ğitsoy. A numerical study on beam stability in eccentrically braced frames. Theses and Dissertations, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, 2010.
13. H.V. Spurr. Wind bracing: the importance of rigidity in high tower. McGraw-Hill Book Company, Inc. New York. 1930.
14. M. Fujimoto, T. Aoyagi, K. Ukai, A. Wada, K. Saito. Structural characteristics of eccentric k-braced frames. *Transactions of the Architectural Institute Japan*. 195, 39-49, 1972.
15. R. Tanabashi, K. Kaneta, T. Ishida. On the rigidity and ductility of steel braced assemblage. In *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy. 834-840, 1974.

16. C.W. Roeder, E.P. Popov. Inelastic behavior of eccentrically braced steel frames under cyclic loadings. Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley, CA, USA, 1977.
17. C.W. Roeder, E.P. Popov. Cyclic shear yielding of wide-flange beams. Journal of the Engineering Mechanics Division. 104(4), 763-780, 1978.
18. C.W. Roeder, E.P. Popov. Eccentrically braced steel frames for earthquake. Journal of the Structural Division. 104(3), 391-412, 1978.
19. E.P. Popov, K. Kasai, M.D. Engelhardt. Advances in design of eccentrically braced frames. Earthquake Spectra. 3(1), 43-55, 1987.
20. J.M. Ricles, E.P. Popov. Experiments on eccentrically braced frames with composite floors. Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley, CA, USA, 1987.
21. E.P. Popov, M.D. Engelhardt. Seismic eccentrically braced frames. Journal of Constructional Steel Research. 10, 321-354, 1988.
22. M.D. Engelhardt, E.P. Popov. On design of eccentrically braced frames. Earthquake Spectra. 5(3), 495-511, 1989.
23. M. Bosco, P.P. Rossi. Seismic behaviour of eccentrically braced frames. Journal Engineering Structures. 31(3), 664-674, 2009.
24. S.K. Azad, C. Topkaya. A review of research on steel eccentrically braced frames. Journal of Constructional Steel Research. 128, 53-73, 2017.
25. D.N. Manheim. On the design of eccentrically braced frames. Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, CA, USA, 1982.
26. A.S. Whittaker, C.M. Uang, V.V. Bertero. Earthquake simulation test and associated studies of a 0.3-scale model of a six story eccentrically braced steel structure. Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley, CA, USA, 1987.
27. C.W. Roeder, D.A. Foutch, S.C. Goel. Seismic testing of full-scale steel building-part II. Journal of Structural Engineering. 113(11), 2130-2145, 1987.
28. J.M. Ricles, E.P. Popov. Dynamic analysis of seismically resistant eccentrically braced frames. Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley, CA, USA, 1987.
29. A.S. Whittaker, C.M. Uang, V.V. Bertero. Seismic testing of eccentrically braced dual steel systems. Earthquake Spectra. 5(2), 429-449, 1989.
30. A.S. Whittaker, C.M. Uang, V.V. Bertero. Experimental behavior of dual steel system. Journal of Structural Engineering. 115(1), 183-200, 1989.
31. G.J. O'Reilly, T.J. Sullivan. Direct displacement-based seismic design of eccentrically braced steel frames. Journal of Earthquake Engineering. 20(2), 243-278, 2016.
32. S. Farahani, A. Mohebkhah. Seismic behavior of direct displacement-based designed eccentrically braced frames. International Journal of Engineering. 29(6), 752-761, 2016.
33. M.J. Zahedi, H. Saffari. Seismic yield displacement profile in steel eccentrically braced frames. International Journal of Engineering. 32(9), 1248-1259, 2019.

34. A. Fakhraddini, M.J. Fadaee, H. Saffari. A target displacement for pushover analysis to estimate seismic demand of eccentrically braced frames. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*. 7(3), 103-116, 2019.
35. S.M. Nourbakhsh. Inelastic behavior of eccentric braces in steel structure. Master's Thesis, Eastern Mediterranean University, Famagusta, North Cyprus, 2011.
36. D.G. Rinu, N. Sarif. Seismic performance of eccentrically braced frames. In *Proceedings of the IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, Chennai, India. 989, 2020.
37. V. Osat, E. Darvishan, M. Ashoori. Seismic behaviour of eccentrically braced frame with vertical link. *Mechanics, Materials Science & Engineering*. 2017.
38. L.D. Zhuang, J.Z. Zhao. Numerical study on the seismic behavior of eccentrically braced composite frames with a vertical low-yield-point steel shear link. *Buildings*. 12(9), 1359, 2022.
39. E.P. Popov. Recent research on eccentrically braced frames. *Journal of Engineering Structures*. 5(1), 3-9, 1983.
40. P.W. Richards, C.M. Uang. Testing protocol for short links in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*. 132(8), 1183-1191, 2006.
41. J. Rozon, S. Koboevic, R. Tremblay. Study of global behaviour of eccentrically braced frames in response to seismic loads. In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
42. J.W. Berman, T. Okazaki, H.O. Hauksdottir. Reduced link sections for improving the ductility of eccentrically braced frame link-to-column connections. *Journal of Structural Engineering*. 136(5), 2010.
43. M. Bosco, E.M. Marino, P.P. Rossi. Modelling of steel link beams of short, intermediate or long length. *Journal Engineering Structures*. 84(3), 406-418, 2015.
44. P.W. Richards. Cyclic stability and capacity design of steel eccentrically braced frames. P.h.D. Thesis, University of California, San Diego, CA, USA, 2004.
45. S.M. Zahrai, A. Moslehitabar. Cyclic behavior of steel braced frames using shear panel system. *Asian Journal of Civil Engineering*. 7(1), 13-26, 2006.
46. T. Okazaki, M.D. Engelhardt. Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A992 steel. *Journal of Constructional Steel Research*. 63(6), 751-765, 2007.
47. J.E. Neitsch. Development of dual replaceable-link eccentrically braced frames using equivalent energy based design procedure. Master's Thesis, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 2017.
48. K.D. Hjelmstad, E.P. Popov. Cyclic behavior and design of link beams. *Journal of Structural Engineering*. 109(10), 2387-2403, 1983.
49. C. Doglioni, S. Barba, E. Carminati, F. Riguzzi. Fault on-off versus strain rate and earthquakes energy. *Journal Geoscience Frontiers*. 6(2), 265-276, 2015.
50. K. Masaki, N. Abeki, K. Seo. Daños causados por el sismo de Michoacán en 1985. 1ra Edición. Instituto de Arquitectos de Japón, Ciudad de México, 1996.
51. C. Kisslinger. Aftershocks and fault zone properties. *Journal Advances in Geophysics*, Academic Press. 38, 1-36, 1996.

52. C.H. Scholz. The mechanics of earthquake and faulting. 2nd Edition, Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom, 2002.
53. G. Riga, P. Balocchi. Aftershocks identification and classification. Open Journal of Earthquake Research, Academic Publisher. 6, 135-157, 2017.
54. G. Plafker, J.C. Savage. Mechanism of the Chilean Earthquake of May 21 and 22, 1960. Geological Society of American Bulletin. 81, 1001-1030, 1970.
55. K. Masaki, N. Abeki, K. Seo. Daños causados por el sismo de Michoacán en 1985. 1ra Edición. Instituto de Arquitectos de Japón, Japón, 1996.
56. G.L. Yeo, C.A. Cornell. Stochastic characterization and decision bases under time-dependent aftershock risk in performance-based earthquake engineering, PEER Report 2005-13. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley, CA, USA, 2005.
57. J.A. Serrano Corona. Demandas de energía en estructuras sometidas a secuencias sísmicas. Tesis Doctorado, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, México, 2023.
58. E. Bojórquez, J. Ruiz-García. Residual drift demands in moment-resisting steel frames subjected to narrow-band earthquake ground motions. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 42(11), 1583-1598, 2013.
59. J. Ruiz-García, E. Miranda. Evaluation of residual drift demands in regular multi-storey frames for performance-based seismic assessment. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 35(13), 1609-1629, 2006.
60. S. Saiidi, S.M. Seyed. An analytical study of residual displacement in RC bridge columns subjected to near-fault earthquakes. Bridge Structures Assessment Design and Construction. 8(1), 35-45, 2012.
61. T. Okada, T. Kabeyasawa, T. Nakano, M. Maeda, T. Makamura. Improvement of seismic performance of reinforced concrete school buildings in Japan-part I damage survey and performance evaluation after 1995 Hyogo-Ken Nambu Earthquake. Engineering, Environmental Science. 1999.
62. J. Ruiz-García, E. Miranda. Probabilistic seismic assessment of residual drift demands in existing buildings. In Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
63. C. Christopoulos, S. Pampanin, M.J. Priestley. Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part I: single-degree of freedom system. Journal of Earthquake Engineering. 7(1), 97-118, 2003.
64. J. Ruiz-García, E. Miranda. Performance-based assessment of existing structures accounting for residual displacement. Report No. 153, Department of Civil Environmental Engineering Stanford University, Stanford, CA, USA, 2005.
65. F. McKenna, G.L. Fenves, M.H. Scott, B. Jeremic. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley, CA, USA, 2000.
66. P. Richards, C.M. Uang. Development of testing protocol for links in eccentrically braced frames. In proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada, 2004.

67. J.S. García, E. Tapia. Observaciones sobre el diseño de la viga enlace en marcos con contraventeo excéntrico. Memorias XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de la Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, México, 2014.
68. J.S. García. Respuesta inelástica de edificios regulares estructurados con marcos dúctiles de acero con contraventeo excéntrico. Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana, unidad Azcapotzalco, Ciudad de México, México, 2015.
69. F.F. Taucer, E. Spacone, F.C. Filippou. A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures. Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley, CA, USA, 1991.
70. S.M. Kostic, F.C. Filippou. Section discretization of fiber beam-column elements for cyclic inelastic response. *Journal of Structural Engineering*. 138(5), 592-601, 2012.
71. M. Bosco, E. Ferrara, A. Ghersi, E.M. Marino, P.P. Rossi. Improvement of the model proposed by Menegotto and Pinto for steel. *Journal Engineering Structures*. 124, 442-456, 2016.
72. T. Ramadan, A. Ghobarah. Analytical model for shear-link behavior. *Journal of Structural Engineering*. 121, 1574-1580, 1995.
73. T. Okazaki, G. Arce, H.C. Ryu, M.D. Engelhardt. Experimental study of local buckling, overstrength, and failure of links in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*. 131(10), 1526-1535, 2005.
74. J. Ruiz-García, E. Bojórquez, E. Corona, A. Reyes-Salazar. Comportamiento de edificios de acero con contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas. *Revista de Ingeniería Sísmica*. 100, 30-50, 2019.
75. J.A. Díaz-Rodríguez. Los suelos lacustres de la Ciudad de México. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. 6(2), 111-129, 2006.
76. E.J. González Cuevas. Estimación de desplazamientos en edificios ubicados en terreno blando. Tesis de Maestría, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Michoacán, México, 2013.
77. J. Ruiz-García, M.V. Marín, A. Terán-Gilmore. Effect of seismic sequences in reinforced concrete frame buildings located in soft-soil sites. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 63(5), 56-68, 2014.
78. O.F. Sotelo Cháidez. Determinación de factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeos excéntricos. Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, México, 2019.
79. J.S. García, E. Tapia. Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento excéntrico. *Revista de Ingeniería Sísmica*. 100, 51-70, 2019.