



UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS
CON CONTRAVENTE EXCÉNTRICO ANTE EL
SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DEL 2017

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

Presenta:
MAURICIO EGUÍA GÓMEZ

Asesor:
DR. JORGE RUIZ GARCÍA

MORELIA, MICH., DICIEMBRE DEL 2019



Agradecimientos

Primeramente me gustaría agradecer a mi asesor de tesis, el Dr. Jorge Ruiz García ya que de no haber sido por su apoyo, paciencia, consejos y confianza brindada, este estudio y trabajo de tesis no hubiera sido posible.

También le agradezco a mi compañero José Manuel Ramos Cruz, por su paciencia y apoyo con los modelos y cálculos durante mi investigación, ya que sin su ayuda, experiencia y ánimos el presente estudio hubiera sido más complicado llevarlo a su fin.

A mi madre, por haberme dado la vida y apoyado durante el transcurso de esta, por haber estado para mí cuando más la necesitaba, en especial el momento que hasta ahora ha sido el más difícil de mi vida, por enseñarme que el ser una persona honesta y honrada es lo correcto en esta vida. A mi padre, por haberme dado esa protección y cariño cuando era pequeño, por contar con su apoyo y consejos sobre como se deben hacer las cosas y por alentarme a ser una persona curiosa y aprender de ello, por haberme enseñado que cualquier cosa se puede lograr con un poco de ingenio y paciencia. Por estas cosas y muchas mas gracias, los amo.

A mis hermanos Luis Angel, Fernando y German, por ser un ejemplo para mí, por brindarme sus ánimos, tiempo, risas, consejos y momentos agradables.

A mi hermana Brenda, por haberme enseñado el valor que tiene la vida y que por más difícil se la situación no hay que darse por vencido.

A mi amiga, novia, esposa, amante y madre de mis hijos, Zaira, por haberme apoyado y brindado su amor incondicionalmente en cada momento desde que nos conocimos. Por haberle puesto ese toque especial a mi vida que me ha ayudado a cumplir mis metas. Te amo.

A mi hijo, Samuel, por llenarme de amor y risas que me ayudan a ser una mejor persona.

A mis amigos de sección los cuales han sido una parte importante de mi vida.

A la UMSNH y a la Facultad de ingeniería civil por haberme dado la oportunidad de estudiar mi carrera en sus instalaciones.

Resumen

En este estudio se exponen los resultados obtenidos de un estudio analítico enfocado en evaluar el comportamiento sísmico de edificios de acero, estructurados a base de un sistema dual conformado por marcos rígidos y contraventeos excéntricos, ante el sismo ocurrido en la Ciudad de México el 19 de septiembre del 2017. Para tal fin se modelaron dos edificios de acero con este sistema, de 4 y 8 niveles, en la plataforma computacional *OpenSees*. Ambos edificios se sometieron a registros acelerograficos obtenidos de estaciones ubicadas en zonas de terreno blando de la Ciudad de México. Los resultados obtenidos muestran que, para ciertos registros en particular, los parámetros de respuesta presentan demandas mayores tanto en distorsión entrepiso como en la rotación del eslabón, con esto se han obtenido relaciones que permiten conocer parámetros de respuesta desconocidos a partir de parámetros conocidos como la distorsión permanente o residual de entrepiso.

Palabras clave: contraventeo, excéntrico, eslabón, Rotación, distorsión.

Abstract

This study sets out the results obtained from an analytical study focused on evaluating the seismic behavior of steel buildings, structured on the basis of a dual system made up of rigid frames and eccentrically braced frames the earthquake in Mexico City on September 19, 2017. To this end, two steel buildings were modeled with this system, of 4 and 8 levels, on the Open Sees computational platform. Both buildings were subjected to accelerated records obtained from stations located in areas of soft ground in Mexico City. The results obtained show that, for certain records in particular, response parameters have greater demands in both mezzanine distortion and link rotation, with this have obtained relationships that allow to know unknown response parameters from known parameters such as permanent or residual inter drift story.

Indice

Agradecimientos	i
Resumen	ii
Abstract.....	ii
Indice de tablas	iv
Indice de figuras	iv
Capítulo 1	1
1.1 Motivación	1
1.2 Estudios analíticos previos	2
1.3 Estados de daño en eslabones de contraventeos excéntricos	4
1.4 Objetivos y alcance.....	7
1.5 Organización de la tesis.....	8
Capítulo 2	9
2.1 Descripción.....	9
2.2 Consideraciones de diseño.....	11
2.3 Modelado	13
Capítulo 3	17
Capítulo 4	21
4.1 Análisis Dinámico Incremental	21
4.2 Respuesta ante registros individuales	23
4.2.1 Respuesta del edificio de 4 niveles	24
4.2.2 Respuesta del edificio de 8 niveles	38
4.3 Respuesta ante el conjunto de registros	51
4.3.1 Respuesta del edificio de 4 niveles	51
4.3.2 Respuesta del edificio de 8 niveles	58
4.4. Relaciones entre IDR máxima, RIDR y γ_p	66
4.4.1 Relaciones del edificio de 4 niveles	66
4.4.2 Relaciones del edificio de 8 niveles	72
Capítulo 5	78
Capítulo 6	86
Apéndice A	87
Referencias.....	90

Indice de tablas

Tabla 1.1 Límites para los distintos daños observados durante la rotación del eslabón	4
Tabla 2.1 Secciones finales en los marcos transversales para el edificio de 4 niveles.....	12
Tabla 2.2 Secciones finales en los marcos longitudinales para el edificio de 8 niveles.....	12
Tabla 2.3 Secciones finales en los marcos transversales para el edificio de 8 niveles.....	13
Tabla 2.5 Periodos fundamentales de los modelos.....	16
Tabla 3.1 Características de los acelerogramas registrados en las estaciones empleadas en esta investigación.....	18
Tabla 4.1 Intensidad máxima alcanzada de cada registro previo al colapso del edificio de 4 niveles.....	23
Tabla 4.2 Intensidad máxima alcanzada de cada registro previo al colapso del edificio de 8 niveles.....	24
Tabla 4.3 IDRmax asociada a los diferentes métodos de reparación para el edificio de 4 niveles.....	68
Tabla 4.4 RIDR asociada a los diferentes métodos de reparación para el edificio de 4 niveles.....	70
Tabla 4.5 IDRmax asociada a los diferentes métodos de reparación para el edificio de 8 niveles.....	74
Tabla 4.6 RIDR asociada a los diferentes métodos de reparación para el edificio de 8 niveles.....	76

Indice de figuras

Figura 1.1 Sistema estructural a base de marcos con contravente excéntrico. [Fotos obtenidas de Ruiz et al. (2019)]: a) contraventeo excéntrico con eslabón corto, b) contraventeo excéntrico con eslabón largo.....	2
Figura 1.2 Ejemplo de daño en eslabón para la reparación estética (MR-1). [Foto obtenida de Gulec et al. (2011)].	5
Figura 1.3 Agrietamiento de losa de entrepiso en prueba experimental. [Foto obtenida de Gulec et al. (2011)]......	5
Figura 1.4 Ejemplo de daño en eslabón para la reparación enderezado por calor (MR-3). [Foto obtenida de Gulec et al. (2011)]......	6
Figura 1.5 Agrietamiento del alma en eslabón durante prueba experimental. [Foto obtenida de Gulec et al. (2011)].	7
Figura 2.1 Dimensiones en planta (acotación en metros), [Tomado de: Díaz (2006)].....	10
Figura 2.2 Dimensiones en alzado, sentido longitudinal (acotación en metros), [Tomado de: Díaz (2006)]......	10

Figura 2.3. Dimensiones en alzado, sentido transversal (acotación en metros), [Tomado de: Díaz (2006)].	11
Figura 2.4 Marcos interiores y exteriores acoplados para los MCE, [Tomado de: Corona (2015)].	14
Figura 2.5 a) Puntos de integración a lo largo del elemento, b) sección transversal discretizada en fibras, [Tomado de: Corona (2015)].	14
Figura 2.6 Esquema de modelado del eslabón en el programa OpenSees, [Tomado de: Ruiz et al. (2019)].	15
Figura 2.7 Comportamiento del arreglo de los resortes, [Tomado de: Ruiz et al. (2019)].	15
Figura 2.8 Curva de capacidad correspondiente al edificio de 4 niveles	16
Figura 2.9 Curva de capacidad correspondiente al edificio de 8 niveles	16
Figura 3.1 Ubicación de las estaciones empleadas para el presente estudio, [Imagen tomada de: Atlas de Riesgos de la CDMX (2019)]	17
Figura 3.2 Historias de aceleración de la estación CH84	19
Figura 3.3 Historias de aceleración de la estación JC54	19
Figura 3.4 Historias de aceleración de la estación SI53	20
Figura 3.5 Comparación de los espectros de respuesta de la estación SCT durante los sismos de 1985 y 2017.	20
Figura 4.1 Criterio de escalamiento para el análisis dinámico incremental	22
Figura 4.2 Resultados en la evolución de IDRmax conforme se incrementa $S_a(T_1)$, correspondientes a los registros obtenidos en las estaciones CH84 y CJ04	22
Figura 4.3 a) IDRmax correspondientes al registro CH84 (comp. N00E), b) IDRmax correspondientes al registro CH84 (comp. N90W)	25
Figura 4.4 Perfil de IDRmax correspondiente a las intensidades que no superaron la IDRmax asociada al colapso.	25
Figura 4.5 a) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro CH84 (comp. N00E), b) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro CH84 (comp. N90W).	26
Figura 4.6. Estados de daño en los eslabones de los distintos niveles del edificio para intensidades desde 0.1g hasta la máxima soportada por el eslabón (0.7g)	27
Figura 4.7 Comportamiento histerético de los eslabones del edificio de 4 niveles para una intensidad de 0.7g ante el registro CH84 (comp. N90W)	28
Figura 4.8 Comportamiento histerético de los eslabones del edificio de 4 niveles para una intensidad de 0.6g ante el registro CH84 (comp. N90W)	29
Figura 4.9 RIDR de las intensidades correspondientes a las IDRmax que no superaron el límite de colapso ante el registro CH84.	30
Figura 4.10 a) IDRmax correspondientes al registro JC54 (comp. N00E), b) IDRmax correspondientes al registro JC54 (comp. N90W).	31
Figura 4.11 IDR máximas correspondientes a las intensidades que no superaron el límite de colapso ante el registro JC54 (comp. N90W).	31
Figura 4.12 a) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro JC54 (comp. N00E), b) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro JC54 (comp. N90W)	32
Figura 4.13 Estados de daño en los eslabones de los distintos niveles del edificio para intensidades desde 0.1g hasta la máxima soportada (0.8g).	33

Figura 4.14 Comportamiento histerético de los eslabones del edificio de 4 niveles para una intensidad de 0.8g ante el registro JC54 (comp. N90W).....	34
Figura 4.15 RIDR de las intensidades correspondientes a las IDRmax que no superaron el límite de colapso ante el registro JC54.....	34
Figura 4.16 a) IDRmax correspondientes al registro CI05 (comp. N00E), b) IDRmax correspondientes al registro CI05 (comp. N90W).....	35
Figura 4.17 a) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro CI05 (comp. N00E), b) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro CI05 (comp. N90W)	36
Figura 4.18 Estados de daño en los eslabones de los distintos niveles del edificio para intensidades desde 0.1g hasta 2.0g	37
Figura 4.19 Comportamiento histerético de los eslabones del edificio de 4 niveles para una intensidad de 2.0g ante el registro CI05 (comp. N00E)	37
Figura 4.20 RIDR presentadas ante los registros de la estación CI05 para intensidades de 0.01g hasta 2.0g.....	38
Figura 4.21 a) IDRmax correspondientes al registro BA49 (comp. N00E), b) IDRmax correspondientes al registro BA49 (comp. N90W)	39
Figura 4.22 Perfil de IDRmax correspondientes a las intensidades que no superaron el límite de colapso ante el registro BA49 (comp. N00E).....	39
Figura 4.23 a) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro BA49 (comp. N00E), b) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro BA49 (comp. N90W).....	40
Figura 4.24 a) Intensidad máxima previo a superar el límite de rotación ante el registro BA49 (comp. N90E), b) Intensidad máxima previo a superar el límite de rotación ante el registro BA49 (comp. N90W)	41
Figura 4.25 a) Estados de daño en los eslabones de los diferentes niveles del edificio ante el registro BA49 (comp. N00E), b) Estados de daño en los eslabones de los distintos niveles ante el registro BA49 (comp. N90W).....	42
Figura 4.26 Comportamiento histerético de los eslabones del edificio de 8 niveles para una intensidad de 0.9 g ante el registro BA49 (comp. N00E).....	44
Figura 4.27 RIDR ante el registro BA49 (comp. N00E).....	45
Figura 4.28 a) IDRmax correspondientes al registro VM29 (comp. N00E), b) IDRmax correspondientes al registro VM29 (comp. N90W)	46
Figura 4.29 IDRmax correspondientes a las intensidades que no superaron la IDRmax asociada al colapso ante el registro VM29 (comp. N00E)	46
Figura 4.30 a) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro VM29 (comp. N00E), b) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro VM29 (comp. N90W)	47
Figura 4.31 a) Intensidades máximas previo a superar el límite de rotación ante el registro VM29 (comp. N00E), b) Intensidades máximas previo a superar el límite de rotación ante el registro VM29 (comp. N90W)	48
Figura 4.32 a) Estados de daño en los eslabones de los distintos niveles del edificio ante el registro VM29 (comp. N00E), b) Estados de daño en los eslabones de los distintos niveles ante el registro VM29 (comp. N90W).....	49
Figura 4.33 Comportamiento histerético de los eslabones del edificio de 8 niveles para una intensidad de 1.2 g ante el registro VM29 (comp. N00E).....	50

Figura 4.34 RIDR ante el registro VM29 (comp. N00E)	51
Figura 4.35 Resultados del ADI para el nivel 1 en términos de IDRmax	52
Figura 4.36 Resultados del ADI para el nivel 1 en términos de γ_p	53
Figura 4.37 Resultados del ADI para el nivel 2 en términos de IDRmax	54
Figura 4.38 Resultados del ADI para el nivel 2 en términos de γ_p	54
Figura 4.39 Resultados del ADI para el nivel 3 en términos de IDRmax	55
Figura 4.40 Resultados del ADI para el nivel 3 en términos de γ_p	55
Figura 4.41 Resultados del ADI para el nivel 4 en términos de IDRmax	56
Figura 4.42 Resultados del ADI para el nivel 4 en términos de γ_p	56
Figura 4.43 Evolución de la mediana de los valores de IDRmax correspondientes a intensidades de 0.1g hasta 2.0g para el edificio de 4 niveles	57
Figura 4.44 Evolución de la mediana de los valores de γ_p correspondientes a intensidades de 0.1g hasta 2.0g para el edificio de 4 niveles	57
Figura 4.45 Evolución de la mediana de los valores de RIDR correspondientes a intensidades de 0.1g hasta 2.0g para el edificio de 4 niveles	58
Figura 4.46 Resultados del ADI para el nivel 1 en términos de IDRmax	59
Figura 4.47 Resultados del ADI para el nivel 1 en términos de γ_p	59
Figura 4.48 Resultados del ADI para el nivel 2 en términos de IDRmax	60
Figura 4.49 Resultados del ADI para el nivel 2 en términos de γ_p	60
Figura 4.50 Resultados del ADI para el nivel 3 en términos de IDRmax	61
Figura 4.51 Resultados del ADI para el nivel 3 en términos de γ_p	61
Figura 4.52 Resultados del ADI para el nivel 5 en términos de IDRmax	62
Figura 4.53 Resultados del ADI para el nivel 5 en términos de γ_p	62
Figura 4.54. Resultados del ADI para el nivel 8 en términos de IDRmax	63
Figura 4.55. Resultados del ADI para el nivel 8 en términos de γ_p	63
Figura 4.56 Evolución de la mediana de los valores de IDRmax correspondientes a intensidades de 0.1g hasta 2.0g para el edificio de 8 niveles	64
Figura 4.57 Evolución de la mediana de los valores de γ_p correspondientes a intensidades de 0.1g hasta 2.0g para el edificio de 8 niveles	65
Figura 4.58 Evolución de la mediana de los valores de RIDR correspondientes a intensidades de 0.1g hasta 2.0g para el edificio de 8 niveles	65
Figura 4.59 Relación de la IDRmax vs γ_p del eslabón para el edificio de 4 niveles	66
Figura 4.60 Relación de la IDRmax vs γ_p eslabón para el edificio de 4 niveles excluyendo valores superiores al límite de 5% y 0.08 rad	67
Figura 4.61 Relación de la γ_p vs IDRmax para el edificio de 4 niveles excluyendo valores superiores al límite de 0.08 rad y 5%	68
Figura 4.62 Relación de la RIDR vs γ_p del eslabón para el edificio de 4 niveles	69
Figura 4.63 Relación de la RIDR vs γ_p para el edificio de 4 niveles excluyendo valores superiores al límite de 0.08 rad y del 2% para RIDR	69
Figura 4.64 Relación de la γ_p vs RIDR para el edificio de 4 niveles excluyendo valores superiores al límite del 2% para RIDR y de 0.08 rad	70
Figura 4.65 Relación de RIDR vs IDRmax para el edificio de 4 niveles	71

Figura 4.66 Relación de la RIDR vs IDRmax para el edificio de 4 niveles excluyendo valores de RIDR mayores a 2% y IDRmax mayores a 5%	71
Figura 4.67 Relación de la IDRmax vs γ_p del eslabón para el edificio de 8 niveles	72
Figura 4.68 Relación de la IDRmax vs γ_p eslabón para el edificio de 8 niveles excluyendo valores superiores al límite de 5% de IDRmax	73
Figura 4.69 Relación de la γ_p vs IDRmax para el edificio de 8 niveles excluyendo valores superiores al límite de 0.08 rad y 5%	73
Figura 4.70 Relación de la RIDR vs γ_p del eslabón para el edificio de 8 niveles.....	74
Figura 4.71 Relación de la RIDR vs γ_p para el edificio de 8 niveles excluyendo valores superiores al límite de 0.08 rad y del 2% para RIDR	75
Figura 4.72 Relación de la γ_p vs RIDR para el edificio de 8 niveles excluyendo valores superiores al límite del 2% para RIDR y de 0.08 rad	75
Figura 4.73. Relación de RIDR vs IDRmax para el edificio de 8 niveles.....	76
Figura 4.74. Relación de la RIDR vs IDRmax para el edificio de 8 niveles excluyendo valores de RIDR mayores a 2% y IDRmax mayores a 5%.	77
Figura 5.1. Estados de daño en los distintos niveles de entepiso	78
Figura 5.2. Funciones de recuperación para los eslabones.....	83
Figura 5.3. Tiempo total de recuperación de los eslabones.....	84
Figura 5.4. Tiempo total de recuperación de los eslabones.....	85
Figura A.1. Configuración deformada de un marco con contraventeo excéntrico.....	87

Capítulo 1

Introducción

1.1 Motivación

México es un país que cuenta con alta actividad sísmica, la cual se atribuye a la interacción de la placa norteamericana, la placa del pacífico, la placa del caribe, la placa de rivera y la placa de cocos. Dicha interacción ha provocado la ocurrencia de movimientos sísmos de origen tectónico que han provocado daños en la infraestructura civil de la Ciudad de México, así como como en los estados donde se ubican los epicentros de dichos sísmos. Como ejemplo de la actividad sísmica de nuestro país se pueden mencionar los sísmos ocurridos el 19 y 20 de septiembre de 1985, con magnitud de momento $M_w=8.0$ y $M_w=7.6$ respectivamente, así como los sísmos del 7 y 19 de septiembre del 2017, que tuvieron magnitudes $M_w=8.2$ y $M_w=7.1$, respectivamente. Estos sísmos son los más destructivos que han afectado a la Ciudad de México; sin embargo, los sísmos de septiembre del 2017 son los que mayores pérdidas económicas han causado debido al tamaño y densidad que presenta la ciudad hoy en día.

En particular, los daños estructurales provocados por el sismo del 19 de septiembre del 2017 en la Ciudad de México se concentraron en edificios que contaban con un número de niveles comprendido entre 4 y 12 pisos. Principalmente, los edificios que sufrieron algún tipo de daño estructural se ubicaron a lo largo de una franja al poniente de la zona de lago, la cual está dentro de la zona de transición. Asimismo, se identificó que el 91% de una lista de 44 edificios que colapsaron se construyó antes de 1985, lo cual implica que fueron diseñados sin un detallado dúctil, mientras que alrededor del 57% de la muestra tenían una configuración estructural que fomentaba la formación de una planta baja débil (Galvis *et al.*, 2017).

Ante este panorama, es evidente que los edificios modernos empleen sistemas estructurales que garanticen un comportamiento adecuado durante un evento sísmico y, en caso de ser necesario, sea posible su la reparación en un tiempo relativamente corto en la eventualidad de sufrir daño estructural. Uno de los sistemas estructurales que ha demostrado tener un buen comportamiento sísmico es el sistema basado en marcos con contraventeo excéntrico (MCE). Este sistema estructural fue propuesto originalmente en Japón en los años 70's y fue investigado ampliamente en los Estados Unidos por Popov y sus colaboradores en los años 80's (Azad y Topkaya, 2017). Una revisión detallada de los estudios experimentales y analíticos más relevantes sobre el desarrollo de contraventeos excéntricos puede consultarse en (Azad y Topkaya, 2017).

Actualmente, en la edición 2017 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-A, 2017) se incluye una sección donde se indican los requisitos de diseño para edificios que cuenten con sistema estructural basado en MCE. No obstante que no se contaba con una normatividad para este tipo de sistemas estructurales antes de las NTC-A (2017), ya existía un creciente interés por incorporar MCE

como sistema estructural sismorresistente para edificios en la Ciudad de México, y en otras regiones del país, como se ilustra en la figura 1.1. Dicho interés puede atribuirse a que aportan una alta rigidez elástica (similar a los contraventeos concéntricos), una adecuada capacidad de desplazamiento, o ductilidad (similar a los marcos resistentes a momento), y no restringen los espacios para aberturas como en los contraventeos convencionales.



Figura 1.1 Sistema estructural a base de marcos con contravente excéntrico. [Fotos obtenidas de Ruiz et al. (2019)]: a) contraventeo excéntrico con eslabón corto, b) contraventeo excéntrico con eslabón largo

Cabe notar que las estructuras que cuentan MCE son de baja altura, como se ilustra en la figura 1b. Un caso excepcional es la torre BBVA ubicada en la Ciudad de México. Sin embargo, la altura de este edificio en comparación con los demás es alto, por lo que su comportamiento sísmico no es comparable con el de edificios de baja y mediana altura. Por ello, surge el interés de estudiar el comportamiento sísmico de edificios que incluyan este sistema estructural y que tengan una altura comprendida entre 4 y 12 niveles, dado que los edificios con este intervalo de niveles fueron los que presentaron mayor daño estructural a consecuencia del sismo del 19 de septiembre del 2017.

1.2 Estudios analíticos previos

No obstante el reciente interés por incorporar contraventeos excéntricos como sistema estructural sismorresistente en la Ciudad de México, el comportamiento sísmico de MCE sujetos a historias de aceleración del movimiento del terreno representativos de temblores que afectan la Ciudad de México ha sido poco estudiado (Gascón, 2011; García, 2015; García y Tapia, 2019, Ruiz *et al.*, 2019),

Gascón (2011) diseño 5 edificios de acero con sistema estructural a base de MCE, con tres diferentes números de niveles y dos factores de comportamiento sísmico, Q . En particular, tres edificios de 3, 6 y 12 niveles se diseñaron con un $Q=4$, mientras que dos edificios con 3 y 6 niveles se diseñaron con $Q=2$. Se supuso que los edificios estudiados se ubicaban en la Zona IIb de la Ciudad de México. En su diseño se empleó la edición 2009 de las disposiciones para el diseño sísmico de edificios de acero del Instituto de la Construcción en Acero (AISC, por sus siglas en inglés) (AISC, 2009). Los edificios en estudio se modelaron

analíticamente para realizar tanto análisis estáticos no lineales como análisis dinámicos no lineales. Para realizar los análisis estáticos no lineales, se modelaron todos los elementos como tipo *frame* en el programa comercial ETABSv9.5.0, y se emplearon tres distribuciones de carga en la altura (constante, lineal y parabólica).

Posteriormente, García y Tapia *et al.* (2019) estudiaron el comportamiento sísmico de modelos analíticos de edificios de acero estructurados con contraventeos excéntricos de 6 y 9 niveles, ubicados en la zona de terreno blando de la Ciudad de México. Para fines de análisis se consideró un factor de comportamiento sísmico $Q=4$. El diseño de los elementos se desarrolló conforme a las disposiciones de las NTC-A (2017), pero se consideró un diseño por capacidad de las columnas, vigas fuera del eslabón y contraventeos (es decir, se diseñó por resistencia el eslabón para después diseñar el resto de los elementos considerando la capacidad máxima que pueden desarrollar los eslabones). En el desarrollo de los modelos analíticos se incluyó en el modelado de las imperfecciones geométricas de los contraventeos, así como el desplome vertical del edificio debido al proceso constructivo. Posteriormente, se desarrollaron análisis dinámicos no lineales de ambos modelos considerando un conjunto de 10 acelerogramas registrados en sitios de terreno blando durante temblores de subducción. Los resultados indican que los MCE con 6 y 9 niveles experimentan una demanda promedio de distorsión máxima de 0.82% y de 0.66%, respectivamente. Sin embargo, el conjunto de acelerogramas demandas de rotación plástica en los eslabones superiores a 0.08 rad, la cual es el límite establecido por las NTC-A (2017). Finalmente, los autores observaron una acumulación de daño en los pisos inferiores e intermedios, asociado a altas demandas de rotación plástica.

Recientemente, Ruiz *et al.* (2019) estudiaron el comportamiento sísmico de dos modelos analíticos de edificios con contraventeo excéntrico de 4 y 8 niveles ante un conjunto de secuencias sísmicas evento principal-réplicas artificiales representativas de la secuencia sísmica registrada en la estación Central de Abastos (CDAF) durante los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México. Con la finalidad de considerar una falla prematura del eslabón, en el modelado del eslabón se supuso que su resistencia a cortante del eslabón se agota cuando alcanza una rotación plástica igual a 0.06rad. Los resultados obtenidos indican que una vez que los eslabones alcanzaron el criterio de falla, generalmente ante la acción de réplicas intensas, las vigas y columnas que rodean los eslabones se comportan no linealmente, lo cual es opuesto a su filosofía de diseño que asume un comportamiento elástico ante la acción sísmica. Como consecuencia, las demandas de distorsión máxima de entrepiso se incrementan significativamente. Asimismo, se observó una distribución no uniforme de la capacidad de disipación de energía por comportamiento cíclico (energía histerética) de los eslabones en la altura, lo cual condujo a una concentración de distorsión de entrepiso en los pisos inferiores.

Como puede apreciarse, aún es pertinente continuar estudiando el comportamiento de MCE para el ambiente sísmico de la Ciudad de México, particularmente considerando las historias de aceleración características de temblores intraplaca de profundidad intermedia, como el ocurrido el 19 de septiembre de 2017.

1.3 Estados de daño en eslabones de contraventeos excéntricos

Los MCE es un sistema estructural capaz de disipar gran parte de la energía inducida por un evento sísmico a través del comportamiento inelástico del eslabón (es decir, por medio de energía histerética), la cual se describe en la curva fuerza cortante-ángulo de rotación plástico, γ_p . Sin embargo, hay que señalar que el daño físico en el eslabón se incrementa conforme aumenta la rotación del eslabón.

En particular, Gulec *et al.* (2011) realizó una revisión de los resultados de pruebas experimentales desarrolladas en eslabones largos y cortos, sujetos a distintos tipos de carga (es decir, monótona y cíclica del tipo sísmico). A partir de su revisión, los autores identificaron diferentes estados de daño para distintos niveles de γ_p . Por ejemplo, identificaron que los daños iniciales que se presentaron en el eslabón cuando este comenzó a disipar energía fueron el agrietamiento y desprendimiento del recubrimiento de este; posteriormente conforme la demanda aumentaba, se presentaron agrietamientos iniciales en la losa adyacente al eslabón y fluencia del alma o patines, posteriormente se presentó la fractura de la losa y el pandeo local de alma o patines y, finalmente, se presentó la falla del eslabón por el pandeo lateral torsional, fractura del alma o de los patines.

La Tabla 1.1 muestra los resultados obtenidos por Gulec *et al.* (2011) en donde se presentan los límites para los distintos daños en un eslabón.

Tabla 1.1 Límites para los distintos daños observados durante la rotación del eslabón

Daño presentado	γ_p	Desviación estándar	
Desprendimiento de la capa de recubrimiento del eslabón.	-	-	MR-0
Fluencia del alma o patines y agrietamiento de losa de entrepiso ubicada sobre el eslabón.	0.02 ¹	0.03	MR-1
Pandeo local de alma o patines y agrietamiento de losa de entrepiso ubicada sobre el eslabón	0.05 ¹	0.03	MR-2
Falla del eslabón por pandeo lateral torsional, fractura del alma o patines y losa de entrepiso ubicada sobre el eslabón.	0.08 ¹	0.03	MR-3

¹ Los valores presentados en esta tabla pertenecen al valor medio de los resultados obtenidos por Gulec *et al.* (2011) durante las pruebas experimentales.

Los métodos de reparación considerados por Gulec *et al.* (2011) se describen a continuación:

1) Reparación estética (MR-0): Este método de reparación consiste en reemplazar la superficie afectada del eslabón. Para ello se lija la superficie para retirar el recubrimiento que se dañó debido a la rotación del eslabón. Posteriormente se procederá a colocar una nueva capa de recubrimiento que impida la corrosión del eslabón.

Cabe mencionar que este método de reparación no es necesario, ya que como se menciona en el capítulo 4, el daño correspondiente a este método de reparación no afecta el funcionamiento del eslabón ya que el comportamiento de este aún está dentro del rango elástico, véase Figura 1.2.



Figura 1.2 Ejemplo de daño en eslabón para la reparación estética (MR-1). [Foto obtenida de Gulec et al. (2011)]

2) Reemplazo del concreto (MR-1): El método consiste en demoler el área afectada de concreto que se encuentra sobre el eslabón para, posteriormente poder reemplazarlo. Gulec et al. (2011), propone un área de reemplazo igual a la longitud del eslabón más 60 cm por una longitud igual a la longitud del patín más 60 cm. Una vez reemplazado el concreto de la losa se procede a reparar el eslabón, el cual sigue el mismo procedimiento descrito en el punto 1.

Cabe notar que este método de reparación corresponde a una rotación del eslabón de 0.02 radianes (Gulec et al., 2011); es decir a partir de esta rotación se comienzan a observar grietas en la losa de entrepiso en la zona cercana al eslabón y la separación entre el concreto y la lámina que conforman a este sistema de piso, véase Figura 1.3.

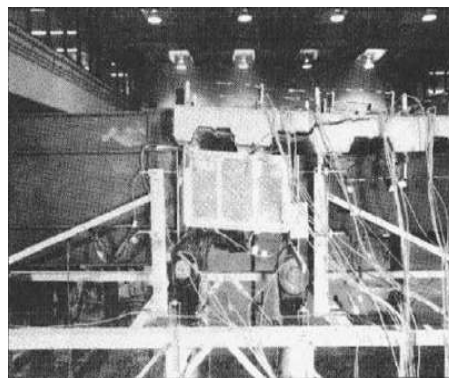


Figura 1.3 Agrietamiento de losa de entrepiso en prueba experimental. [Foto obtenida de Gulec et al. (2011)]

3) Enderezado por calor (MR-2): El método consiste en demoler el área de concreto afectada por la rotación del eslabón para poder realizar el enderezado con calor. Una vez enderezado el eslabón, se procede a colocar el área de losa que fue demolida para posteriormente finalizar las obras de reparación realizando los pasos mencionados para el método MR-0.

Cuando el eslabón presente rotaciones mayores a 0.05 radianes y no se presenten daños de fractura en el alma o patines se empleará este método de reparación, véase Figura 1.4.

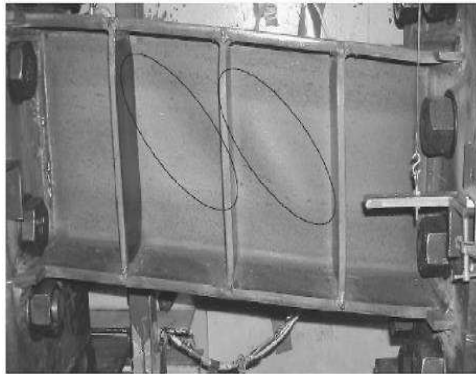


Figura 1.4 Ejemplo de daño en eslabón para la reparación enderezado por calor (MR-3). [Foto obtenida de Gulec et al. (2011)]

4) Reemplazo del eslabón (MR-3): Este método se aplica cuando el eslabón presente alguna fractura (ya sea fractura en el alma o en los patines), debido a que cuando se presenta la fractura ya no es posible realizar alguna técnica de reparación por lo que es necesario que este sea reemplazado, véase figura 1.5. El procedimiento constructivo para aplicar este método es el siguiente:

- a) se apuntala el sistema de entrepiso y las secciones adyacentes al eslabón;
- b) cortar y demoler el área afectada del sistema de entrepiso debido a la rotación del eslabón;
- c) retirar y reemplazar el eslabón junto con una longitud adicional que pertenece a la viga adyacente a este; para ello, es necesario cortar a una distancia de 1.5 m a ambos lados del eslabón. Lo anterior es necesario ya que, debido a la transmisión de momento en los extremos del eslabón hacia los elementos adyacentes a este, es probable que el comportamiento que estos presentarán sea un comportamiento inelástico, el cual, no es el deseado para las secciones fuera del eslabón.
- d) una vez reemplazado el eslabón se procede a colocar el área de entrepiso el cual se retiró para poder ejecutar el reemplazo del eslabón; y finalmente se ejecuta el procedimiento mencionado en el MR-0 para llevar a cabo las obras de recubrimiento del eslabón.

Es importante destacar que conforme aumenta el daño en los eslabones, los métodos de reparación se van agregando, hasta el punto en el que se deben de aplicar todos.

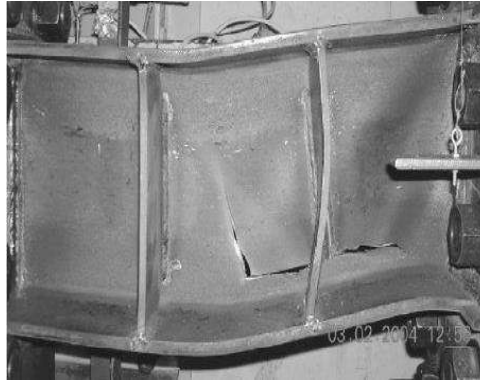


Figura 1.5 Agrietamiento del alma en eslabón durante prueba experimental. [Foto obtenida de Gulec et al. (2011)]

Cabe mencionar que siguiendo las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-A) en la sección 12.3.1.3.3 “Ángulo de rotación del eslabón”, la rotación máxima para un eslabón en el que el comportamiento que rige es debido a cortante ($e \leq 1.6 M_p/V_p$) es de 0.08 radianes. Sin embargo, tomando en cuenta la expresión que se encuentra en el mismo capítulo y la distorsión límite de las NTC-Sismo (NTC-S 2017) para un sistema dual en el que se incluyen marcos con contraventeo excéntrico y marcos resistentes a momento, la cual es de 0.02, se llega a una distorsión permisible de 0.1 radianes considerando la geometría de los edificios empleados en este estudio. En el Apéndice A de esta tesis se presenta la deducción de dicha expresión mediante la teoría de ángulos pequeños y como es que se llega a esta rotación.

1.4 Objetivos y alcance

El objetivo general de esta tesis consistió en evaluar el comportamiento sísmico de dos edificios de acero, de baja y mediana altura, estructurados a base de marcos con contraventeo excéntrico al ser sujetos a historias de aceleración registradas en la zona de terreno blando de la Ciudad de México durante el sismo intraplaca de profundidad intermedia ocurrido el 19 de septiembre del 2017.

Los objetivos particulares de este estudio fueron los siguientes:

- 1) Evaluar la amplitud y distribución de las demandas de distorsión máxima, IDR_{max} , y residual, $RIDR$, de entrepiso, así como de γ_p para varios niveles de intensidad del movimiento del terreno.
- 2) Identificar las tendencias de las relaciones de IDR_{max} vs $RIDR$, IDR_{max} vs γ_p , así como $RIDR$ vs γ_p .
- 3) Relacionar la distorsión máxima permisible establecida en la normatividad vigente en la Ciudad de México con la rotación plástica que desarrollan los edificios estudiados.
- 4) Relacionar la distorsión máxima de entrepiso, IDR_{max} , con la γ_p asociada a varios estados de daño y métodos de reparación para eslabones cortos.

- 5) Desarrollar funciones de recuperación para eslabones cortos, con base en un estudio de tiempo de reparación y costo, las cuales son una herramienta muy útil para evaluar la resiliencia sísmica de este tipo de edificios.

No obstante que esta tesis aporta valiosa información para ampliar nuestro conocimiento acerca del comportamiento de marcos con contraventeo excéntrico diseñados en la zona de terreno blando de la Ciudad de México, debe reconocerse que su alcance se limita a un ambiente sísmico de temblores intraplaca de profundidad intermedia.

1.5 Organización de la tesis

La tesis se encuentra organizada de la siguiente manera:

En el **Capítulo 1** se presenta una breve introducción y se hace mención de los objetivos tanto general como particulares los cuales son la base para poder desarrollar el presente trabajo.

En el **Capítulo 2** se describen los edificios considerados para este estudio, así como las consideraciones para su modelado analítico.

En el **Capítulo 3** se describen los aspectos relevantes del temblor del 19 de septiembre de 2017, la ubicación de las estaciones consideradas en este estudio y las características de los movimientos del terreno registradas en dichas estaciones.

En el **Capítulo 4** se presentan los resultados más relevantes del comportamiento sísmico de los edificios considerados en esta investigación, incluyendo la distribución en la altura de las demandas de distorsión máxima y residual de entrepiso, así como la rotación plástica en los eslabones ante diferentes intensidades del movimiento del terreno

En el **Capítulo 5** se presenta la metodología para desarrollar funciones de recuperación para eslabones cortos, las cuales corresponden a diferentes métodos de reparación. Para tal fin, se describe el análisis de costos y tiempos de ejecución asociados a diferentes métodos de reparación propuestos en la literatura.

En el **Capítulo 6** se exponen las conclusiones obtenidas con base en los resultados del obtenidos en esta investigación.

Capítulo 2

Edificios considerados en este estudio

2.1 Descripción

En la presente investigación se consideraron dos edificios de acero, uno de 4 niveles y otro de 8 niveles, los cuales son representativos de edificaciones de baja y mediana altura ubicadas en la Ciudad de México. Estos edificios fueron diseñados originalmente por Díaz (2006) empleando las ediciones 2004 de las NTC-SISMO (2004) y NTC-DCEA (2004). Cabe notar que un despacho profesional supervisó el diseño de los edificios.

Los edificios considerados presentan una geometría, tanto en planta como en alzado, regular ya que cuenta con una estructuración formada por marcos de acero en el sentido longitudinal en donde sus columnas están orientadas con su eje de mayor inercia. En el sentido transversal se empleó un sistema dual el cual está conformado por marcos de acero y contraventeo excéntrico, esto con el fin de rigidizar esta dirección ya que en este sentido las columnas quedan orientadas por el eje de menor inercia. En ambos sentidos los edificios están conformados por tres crujías de dimensiones iguales. En el sentido transversal la longitud de cada crujía es de 5 m dando una longitud total en este sentido de 15 m; mientras que, en el sentido longitudinal la distancia de la crujía es de 8 m y la longitud total es de 24 m.

Para el sistema de entrepiso se eligió un sistema conformado por lamina acanalada de acero y losa de concreto, ambas unidas por medio de conectores resistentes a cortante, esto para que el sistema funcione de manera conjunta y no individual.

Debido a las dimensiones de los tableros resultantes por las longitudes de las crujías, se propuso colocar vigas secundarias paralelas al sentido longitudinal del edificio y colocadas al centro de cada crujía en el sentido transversal, esto para dividir el área de los tableros y reducir las deformaciones verticales de los tableros por cargas gravitacionales. Para una mejor descripción del diseño de los edificios véase Díaz (2006).

Las dimensiones en planta y en alzado tanto en sentido longitudinal como transversal, se pueden observar en las figuras 2.1, 2.2 y 2.3.

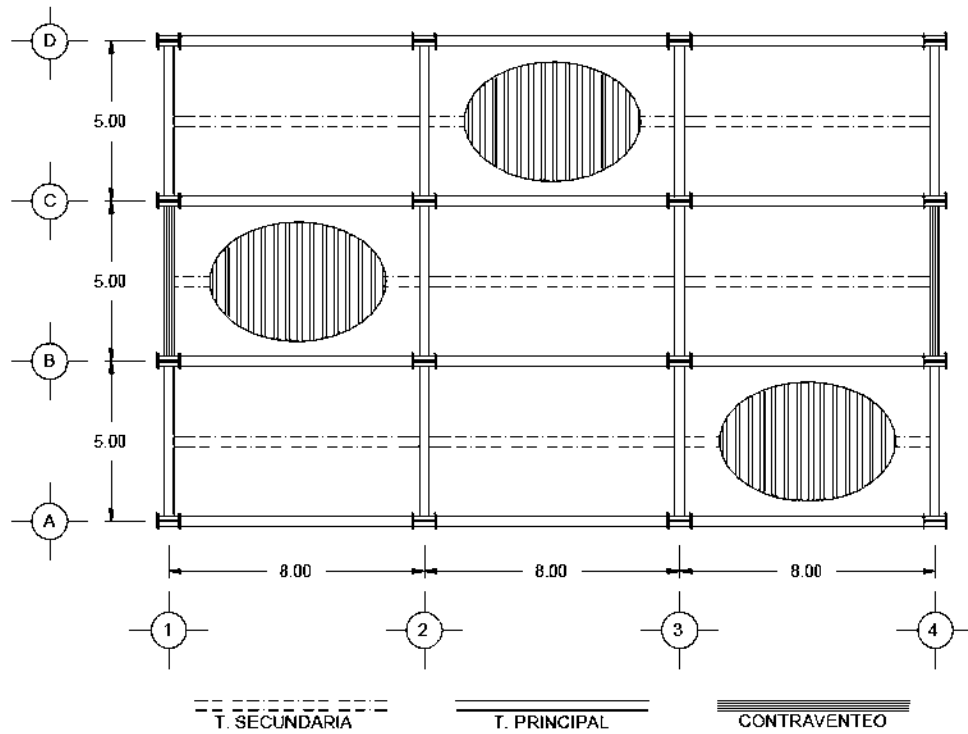


Figura 2.1 Dimensiones en planta (acotación en metros), [Tomado de: Díaz (2006)]

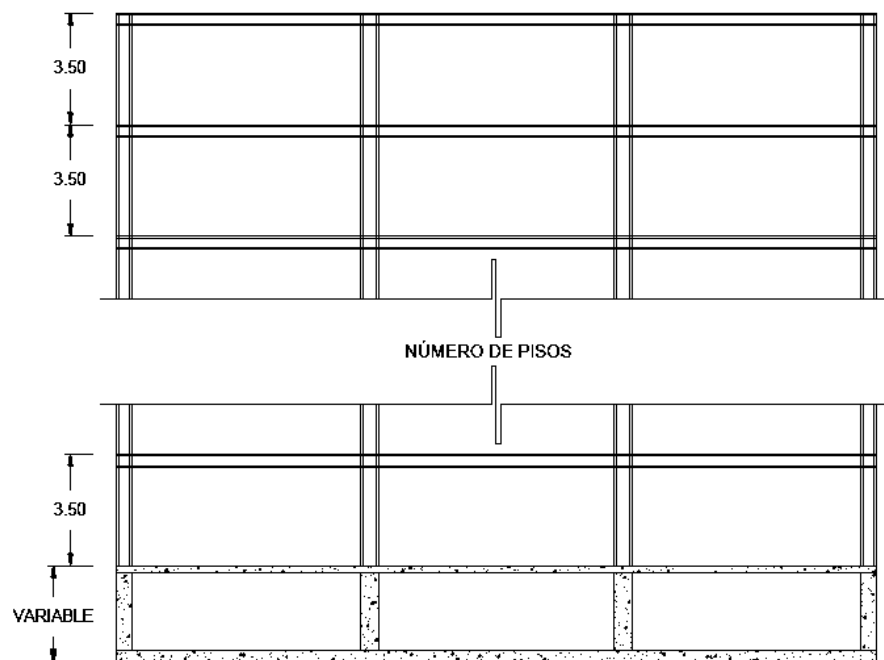


Figura 2.2 Dimensiones en alzado, sentido longitudinal (acotación en metros), [Tomado de: Díaz (2006)]

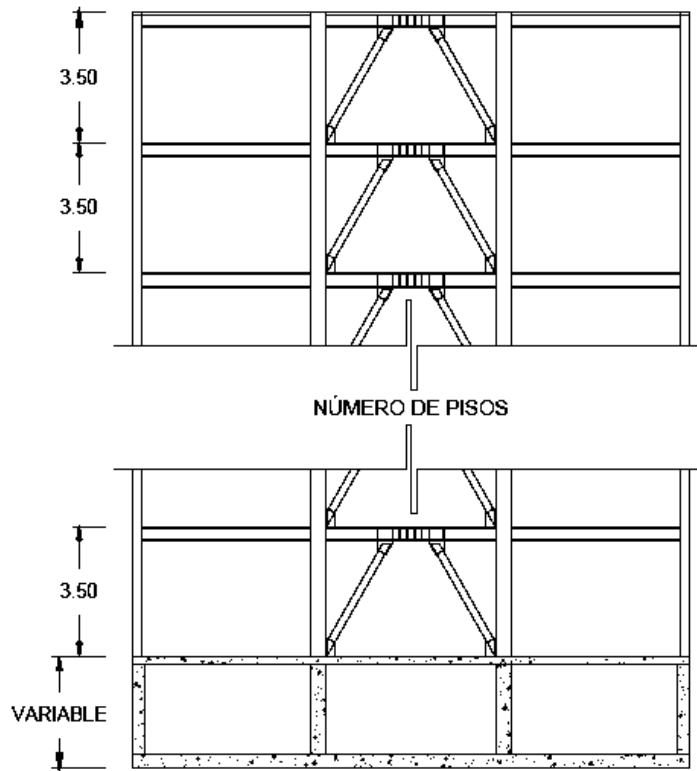


Figura 2.3 Dimensiones en alzado, sentido transversal (acotación en metros), [Tomado de: Díaz (2006)]

Los eslabones, de los marcos con sistemas de contraventeos excéntricos, tienen una longitud del 20% de la longitud del claro del marco.

2.2 Consideraciones de diseño

Las cargas vivas empleadas durante el proceso de análisis fueron las correspondientes a las indicadas en la edición 2004 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004), mientras que las cargas muertas tanto en azotea como en entrepiso fueron de 680 kg/m^2 en ambos casos.

Se consideró un factor de comportamiento sísmico, Q , para los marcos con contraventeo excéntrico fue de 4 tal como lo señalan la sección 5.1 de las NTC-SISMO 2004.

Las tablas 2.1 y 2.2 muestran las secciones finales para el edificio de 4 niveles en los marcos longitudinales y transversales respectivamente.

Tabla 2.1 Secciones finales en los marcos longitudinales para el edificio de 4 niveles

Nivel	Columnas			Trabes	
	Internas	Externas	Esquina	Principal	Secundaria
1	IR 553 X 165.6	IR 457 X 128.1	IR 457 X 96.7	IR 406 X 59.8	IR 406 X 85.1
2	IR 553 X 165.6	IR 457 X 128.1	IR 457 X 96.7	IR 406 X 67.4	IR 406 X 85.1
3	IR 553 X 181.8	IR 457 X 144.3	IR 457 X 105.3	IR 406 X 85.1	IR 406 X 85.1
4	IR 553 X 181.8	IR 457 X 144.3	IR 457 X 105.3	IR 406 X 99.8	IR 406 X 85.1

Tabla 2.2. Secciones finales en los marcos transversales para el edificio de 4 niveles

Nivel	Trabe principal	Diagonales
1	IR 406 X 59.8	OR 203 X 47.38
2	IR 406 X 67.4	OR 203 X 47.38
3	IR 406 X 85.1	OR 203 X 47.38
4	IR 406 X 99.8	OR 203 X 47.38

Las tablas 2.3 y 2.4 muestran las secciones finales para el edificio de 8 niveles en los marcos longitudinales y transversales respectivamente.

Tabla 2.3 Secciones finales en los marcos longitudinales para el edificio de 8 niveles

Nivel	Columnas			Trabes	
	Internas	Externas	Esquina	Principal	Secundaria
1	IR 914 X 238	IR 914 X 201.1	IR 762 X 173.2	IR 457 X 68.4	IR 406 X 85.1
2	IR 914 X 238	IR 914 X 201.1	IR 762 X 173.2	IR 457 X 82	IR 406 X 85.1
3	IR 914 X 253.2	IR 914 X 238	IR 762 X 184.9	IR 457 X 89.1	IR 406 X 85.1
4	IR 914 X 253.2	IR 914 X 238	IR 762 X 184.9	IR 457 X 105.3	IR 406 X 85.1
5	IR 914 X 288.7	IR 914 X 271.5	IR 762 X 197	IR 533 X 123.1	IR 406 X 85.1
6	IR 914 X 288.7	IR 914 X 271.5	IR 762 X 197	IR 533 X 138.3	IR 406 X 85.1
7	IR 914 X 313	IR 914 X 288.7	IR 762 X 257.3	IR 533 X 138.3	IR 406 X 85.1
8	IR 914 X 313	IR 914 X 288.7	IR 762 X 257.3	IR 533 X 123.1	IR 406 X 85.1

Tabla 2.4 Secciones finales en los marcos transversales para el edificio de 8 niveles

Nivel	Trabe principal	Diagonales
1	IR 457 X 74.5	OR 203 X 47.38
2	IR 457 X 74.5	OR 203 X 47.38
3	IR 457 X 89.1	OR 203 X 47.38
4	IR 457 X 96.7	OR 203 X 47.38
5	IR 457 X 108.9	OR 203 X 47.38
6	IR 457 X 108.9	OR 203 X 47.38
7	IR 553 X 123.1	OR 203 X 56.1
8	IR 553 X 123.1	OR 203 X 56.1

2.3 Modelado

Para fines de esta investigación, se utilizaron los modelos analíticos desarrollados por Corona (2015) en el programa *OpenSees*. Corona (2015) desarrolló un modelo analítico bidimensional que representa a los edificios de 4 y 8 niveles en la dirección donde se incluyen los contraventeos excéntricos. Los modelos los realizó acoplando un marco exterior y uno interior, por medio de un elemento rígido tipo barra, como se ilustra en la figura 2.4.

La base de los edificios se supuso empotrada por lo que no se consideró la interacción suelo estructura ni la flexibilidad en la base. Se supuso en cada nivel un diafragma rígido por lo que los nodos que están presentes en el mismo plano que el diafragma tendrá la misma deformación lateral.

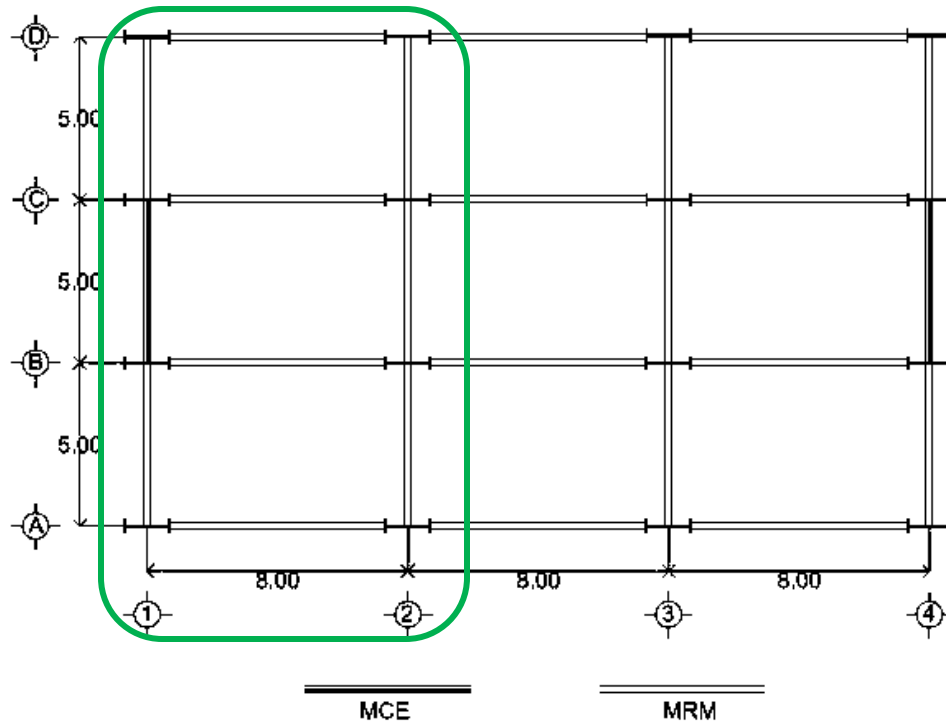


Figura 2.4 Marcos interiores y exteriores acoplados para los MCE, [Tomado de: Corona (2015)]

Los elementos que conforman a los marcos transversales (vigas, columnas y contraventeos) se modelaron considerando el criterio de plasticidad distribuida, discretizando la sección transversal en fibras y asignando nueve puntos de integración a lo largo de los elementos como se ilustra en la figura 2.5.

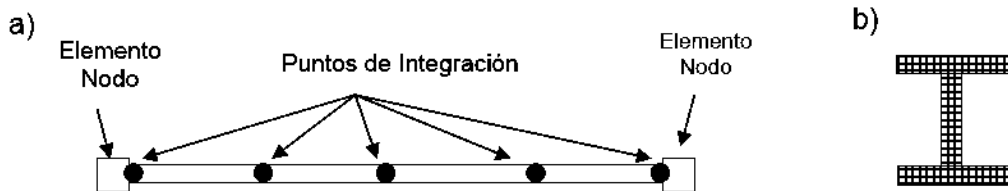


Figura 2.5 a) Puntos de integración a lo largo del elemento, b) sección transversal discretizada en fibras, [Tomado de: Corona (2015)]

Para el modelado del eslabón se empleó la técnica utilizada por Ramadan y Ghobarah (1995) y modificada por Richards (2004). Primeramente; se considera que la plasticidad se presenta en los extremos del elemento asumiendo que el resto es elástico. Posteriormente a cada articulación se le asignó un arreglo de resortes los cuales trabajan en paralelo, mientras que las articulaciones trabajan en serie, como se ilustra en la Figura 2.6.

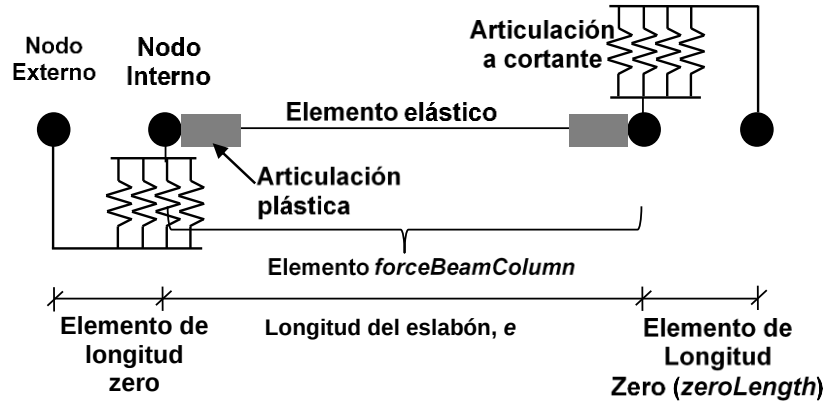


Figura 2.6 Esquema de modelado del eslabón en el programa OpenSees, [Tomado de: Ruiz et al. (2019)]

Algo importante a tomar en cuenta en el modelo es que al momento de definir los elementos; en las uniones vigas-contraventeo- eslabón se debió declarar un nodo extra, estos nodos tienen las mismas coordenadas que los de dichas uniones; a estos nodos, se los nombró como *nodos internos* y *nodos externos*. Los *nodos externos* reciben a las vigas y contraventeos, pero no al elemento eslabón como tal sino al resorte de cortante, mientras que los *nodos internos*, reciben al elemento eslabón y al otro extremo del resorte de cortante. Cabe notar que el tramo del elemento que se encuentra con un comportamiento lineal no actuará a cortante dejando el trabajo a las articulaciones, estas únicamente trabajarán a cortante. Las articulaciones deben presentar un comportamiento similar al comportamiento de un eslabón a cortante. Para que esto se logre, Corona (2015) implementó un arreglo de resortes el cual dicho arreglo son de un material elasto-plástico y que actúan en paralelo entre ellos logrando la simulación de un comportamiento trilineal que se asemeja al comportamiento del eslabón.

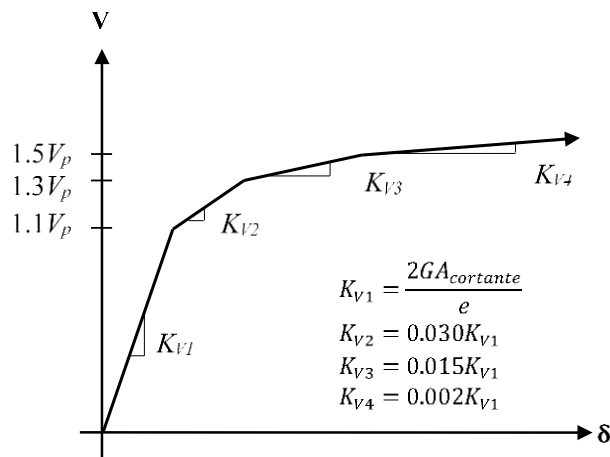


Figura 2.7 Comportamiento del arreglo de los resortes, [Tomado de: Ruiz et al. (2019)]

Para evitar confusión, Corona hace énfasis en que cada resorte de cortante (uno para cada extremo del eslabón) actúan tres resortes más en paralelo, y que estos resortes de cortante actúan en serie entre sí.

En la tabla 2.5 se pueden observar los periodos fundamentales de vibración de cada modelo empleado en este estudio.

Tabla 2.5 Periodos fundamentales de los modelos

Modelo	$T_1(s)$
4 niveles	0.77
8 niveles	1.32

Las Figuras 2.8 y 2.9 muestran las curvas de capacidad del edificio de 4 y 8 niveles respectivamente.

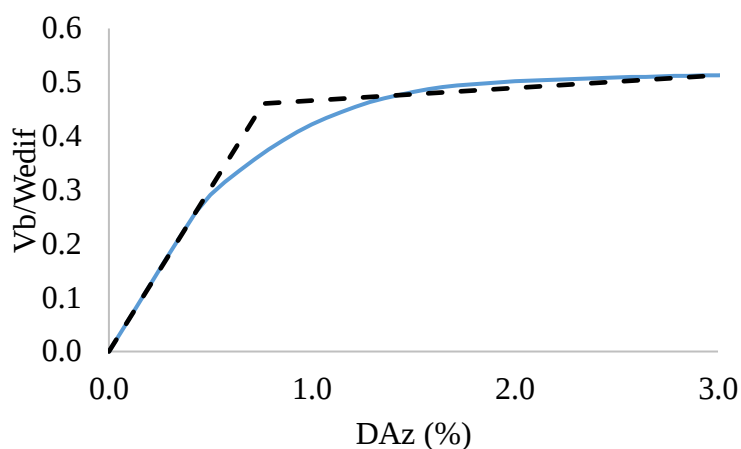


Figura 2.8 Curva de capacidad correspondiente al edificio de 4 niveles

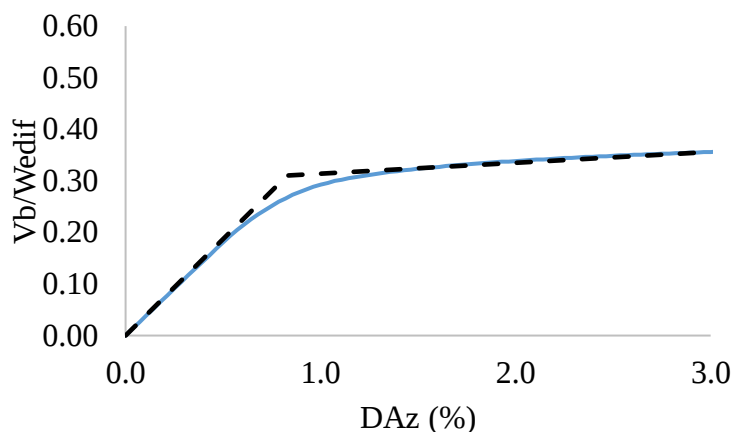


Figura 2.9 Curva de capacidad correspondiente al edificio de 8 niveles

Capítulo 3

Movimientos del terreno

Para el análisis dinámico de los edificios empleados en este estudio se utilizaron los registros de las dos componentes horizontales obtenidas en 10 estaciones acelerográficas, las cuales son operadas por la Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM, 2019), las estaciones acelerográficas seleccionadas están ubicadas en sitios de terreno blando (9) y de transición (1) como se ilustra en la Figura 3.1.

Cabe notar que durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 ($M_w=7.1$) se registraron aceleraciones que superaron la aceleración máxima del terreno, AMT, registrada en la estación SCT durante el temblor de 19 de septiembre de 1985 ($AMT=161.6 \text{ cm/s}^2$). Por ello, la importancia de considerar únicamente acelerogramas registrados durante este temblor.

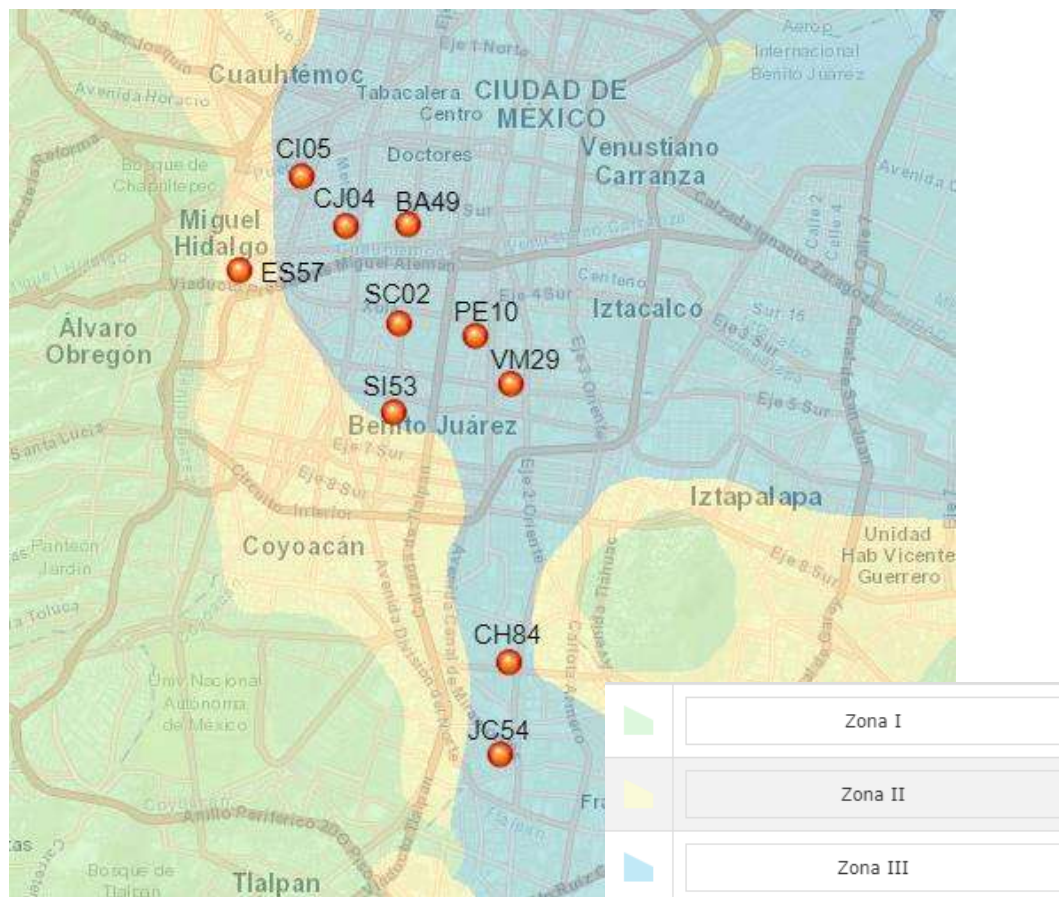


Figura 3.1 Ubicación de las estaciones empleadas para el presente estudio, [Imagen tomada de: Atlas de Riesgos de la CDMX (2019)]

Las características de las estaciones y acelerogramas empleados en esta investigación se pueden observar en la Tabla 3.1, donde se describen las aceleraciones máximas del terreno

respecto a cada componente, periodo medio del movimiento del terreno, T_m , y la duración significativa del movimiento del terreno, t_D .

Tabla 3.1 Características de los acelerogramas registrados en las estaciones empleadas en esta investigación

Fecha	Nombre	Clave	Comp.	AMT [cm/s^2]	T_m [s]	t_D [s]
19/9/2017	Buenos Aires	BA49	N00E	88.9	2.09	78.6
			N90W	113.2	2.07	87.2
19/9/2017	Culhuacan	CH84	N00E	149.0	1.19	30.8
			N90W	225.6	1.34	28.9
19/9/2017	Cibeles	CI05	N00E	113.3	1.56	50.2
			N90W	114.2	1.35	49.5
19/9/2017	Multifamiliar Juárez	CJ04	N00E	123.9	1.55	51.8
			N90W	97.1	1.53	49.0
19/9/2017	Escandón	ES57	N00E	70.5	0.99	39.8
			N90W	83.9	0.95	39.6
19/9/2017	Jardines de Coyoacán	JC54	N00E	220.3	1.07	42.7
			N90W	204.1	1.16	32.1
19/9/2017	Esc. Prim. Plutarco Elías Calles	PE10	N00E	101.4	1.69	79.9
			N90W	124.6	1.57	79.8
19/9/2017	SCT	SC02	N00E	91.7	1.51	58.7
			N90W	90.3	1.62	44.8
19/9/2017	San Simón	SI53	N00E	129.0	1.21	51.2
			N90W	177.6	1.21	45.5
19/9/2017	Villa Gómez	VM29	N00E	85.2	2.05	97.2
			N90W	94.8	2.01	66.9

Como se puede observar en la Tabla 3.1, hubo estaciones en las que las aceleraciones registradas fueron mayores a las registradas en la estación SCT durante el sismo de 1985. Estas estaciones fueron CH84, JC54 y SI53, cabe mencionar que estas estaciones están ubicadas en la zona de terreno blando de la Ciudad de México.

En las Figuras 3.2, 3.3 y 3.4 se muestran ejemplos de las historias de aceleración registradas en las dos componentes horizontales durante el sismo del 19 de septiembre del 2017.

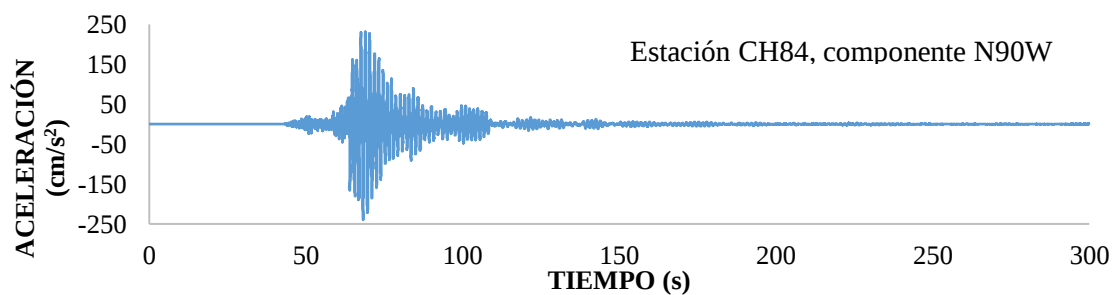
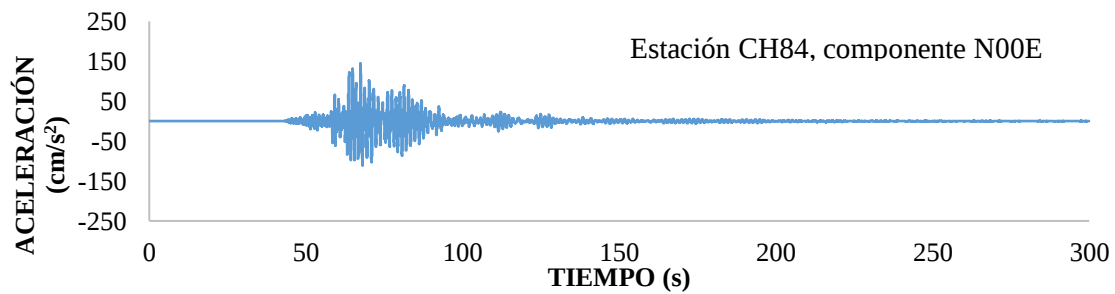


Figura 3.2 Historias de aceleración de la estación CH84

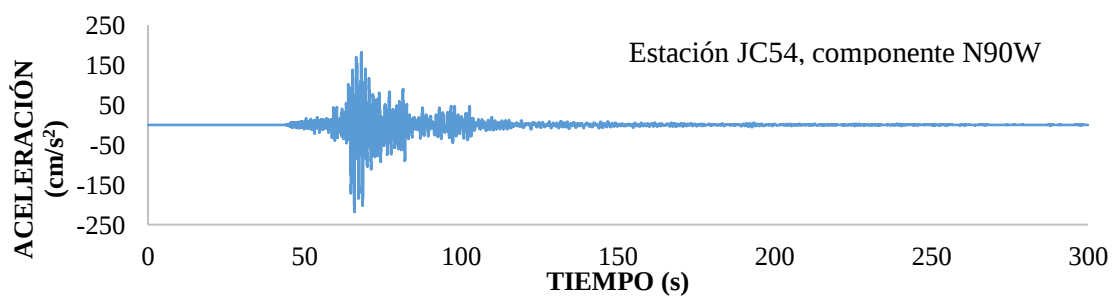
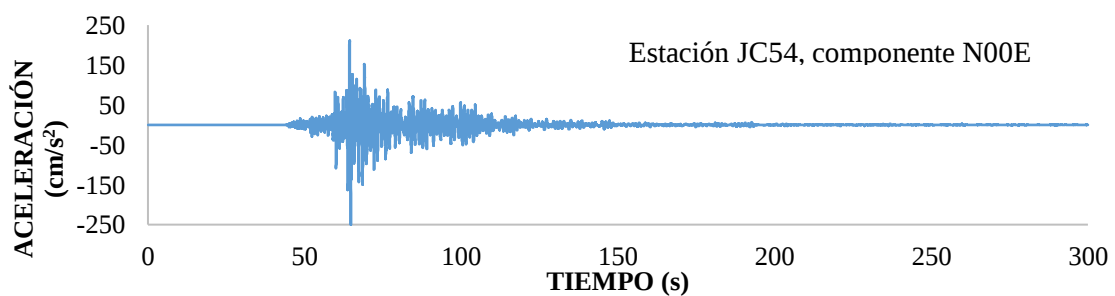
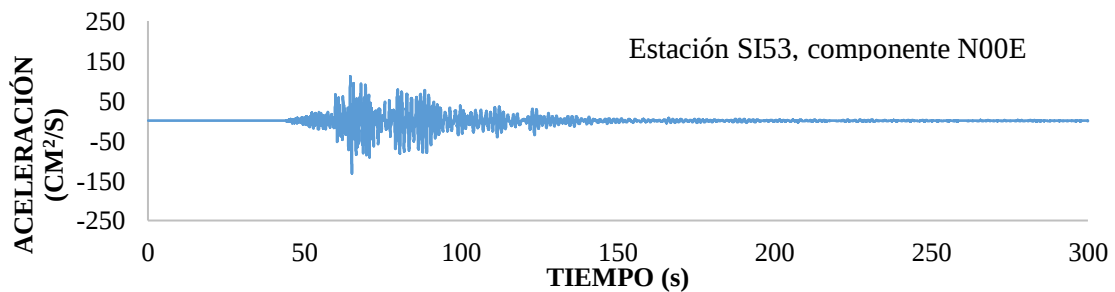


Figura 3.3 Historias de aceleración de la estación JC54



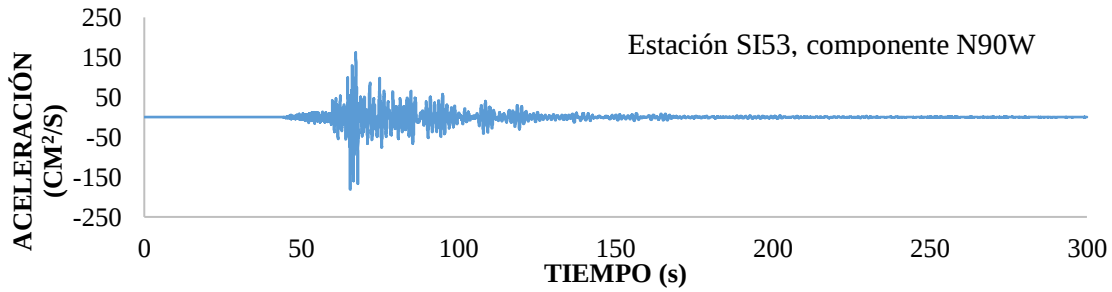


Figura 3.4 Historias de aceleración de la estación SI53

Como puede observarse en las historias de aceleración de las respectivas estaciones, la estación Culhuacan ha sido la estación que registró las mayores aceleraciones en comparación con todas las estaciones empleadas en el presente estudio, seguido de la estación Jardines de Coyoacán y San Simón.

En la Figura 3.5 se muestra una comparación de los espectros de respuesta de aceleración espectral, S_a , correspondientes a los acelerogramas registrados en la estación SCT durante los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017.

En la Figura, se puede apreciar que las ordenadas máximas de S_a del sismo del 2017 corresponden a periodos de vibración menores que aquellas obtenidas para el sismo de 1985. Lo anterior, refleja la diferencia en contenido de frecuencia de acelerogramas registrados en temblores intraplaca respecto a los de subducción.

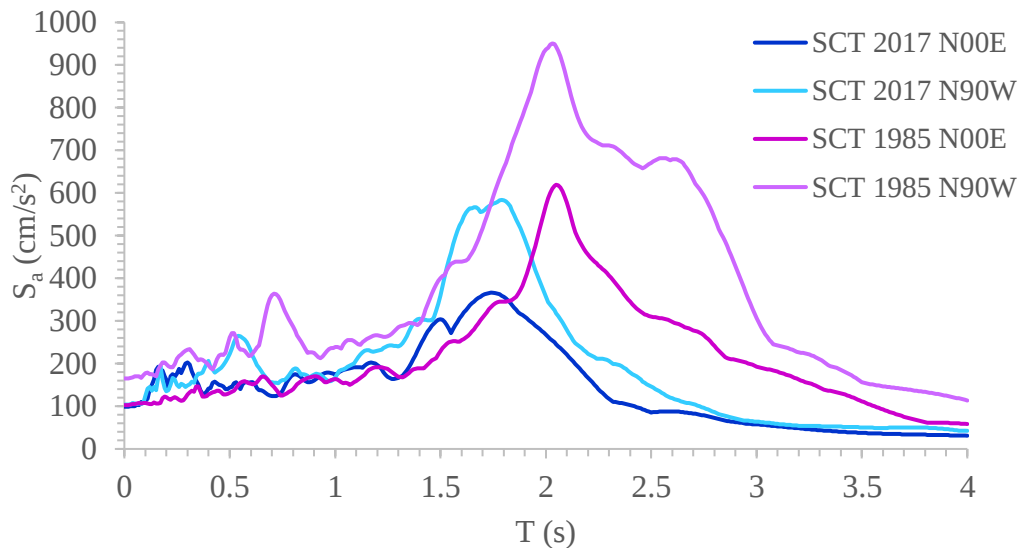


Figura 3.5 Comparación de los espectros de respuesta de la estación SCT durante los sismos de 1985 y 2017

Capítulo 4

Respuesta sísmica

4.1 Análisis Dinámico Incremental

Para evaluar la respuesta sísmica de los edificios empleados en este estudio ante diferentes intensidades del movimiento del terreno, se empleó el Análisis Dinámico Incremental (ADI). Dicho análisis consiste en someter al edificio en estudio a un conjunto de registros sísmicos escalados, en amplitud, a distintos niveles de intensidad. Para evaluar su respuesta sísmica se consideró la distorsión de entrepiso (es decir, el desplazamiento relativo normalizado con respecto a la altura del entrepiso), IDR , la distorsión residual de entrepiso (es decir, la distorsión residual de entrepiso al final de la excitación sísmica normalizada respecto a la altura del entrepiso), $RIDR$, así como la rotación plástica del eslabón, γ_p . Una ventaja del ADI consiste en permitir observar como el comportamiento de la estructura va desde su comportamiento elástico hasta el comportamiento no lineal y finalmente al colapso de la estructura.

Para este estudio se seleccionó a la pseudo-aceleración correspondiente al modo fundamental de vibrar de la estructura, $S_a(T_1)$, como la medida de intensidad sísmica (IS). Los incrementos de la medida de intensidad fueron a cada $0.1g$, en un intervalo de intensidad que abarca desde $0.1g$ hasta $2.0g$, donde g es la aceleración de la gravedad.

Una ventaja del ADI consiste en que permite observar como el comportamiento de la estructura va desde su comportamiento elástico hasta el comportamiento no lineal y finalmente al colapso de la estructura.

La metodología para realizar el escalamiento de cada registro para el ADI fue la siguiente:

- 1) Se obtiene el espectro de respuesta elástico de un registro en particular en términos de la pseudo-aceleración, S_a .
- 2) Se encuentra la pseudo-aceleración correspondiente al periodo fundamental de la estructura, T_1 , como se ilustra en la Figura 4.1.
- 3) Se procede a calcular el factor de escala, F_e , con la expresión 4.1.

$$F_e = \frac{Sa_d}{Sa_r} \quad (4.1)$$

donde: Sa_d = nivel de intensidad ó Pseudo – aceleración deseada,
y Sa_r = Pseudo – aceleración real

- 4) Se multiplica el registro sísmico por el F_e correspondiente a la intensidad deseada.

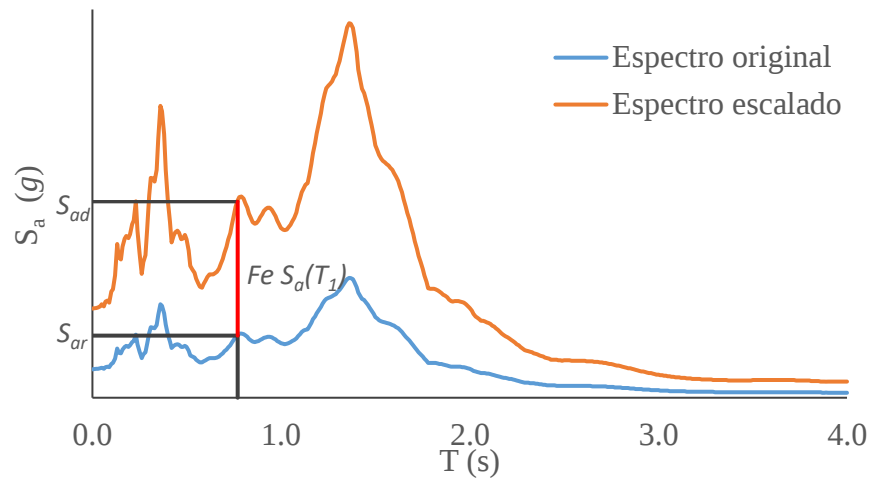


Figura 4.1 Criterio de escalamiento para el análisis dinámico incremental

Un ejemplo de la evolución de IDR_{max} con respecto a $S_a(T_1)$ para el edificio de 4 niveles se muestra en la Figura 4.2, donde IDR_{max} corresponde al valor máximo de los IDR de cada entrepiso ante el conjunto de acelerogramas para una intensidad dada. Dicha figura corresponde a los resultados del ADI empleando los acelerogramas registrados en las estaciones CH84 y CJ04, considerando sus componentes N00E (dirección Norte-Sur) y N90W (dirección Este-Oeste). En la misma figura (línea punteada) se indica la distorsión permisible para este tipo de edificio indicada en las NTCS-2017, correspondiente a 2.0%.

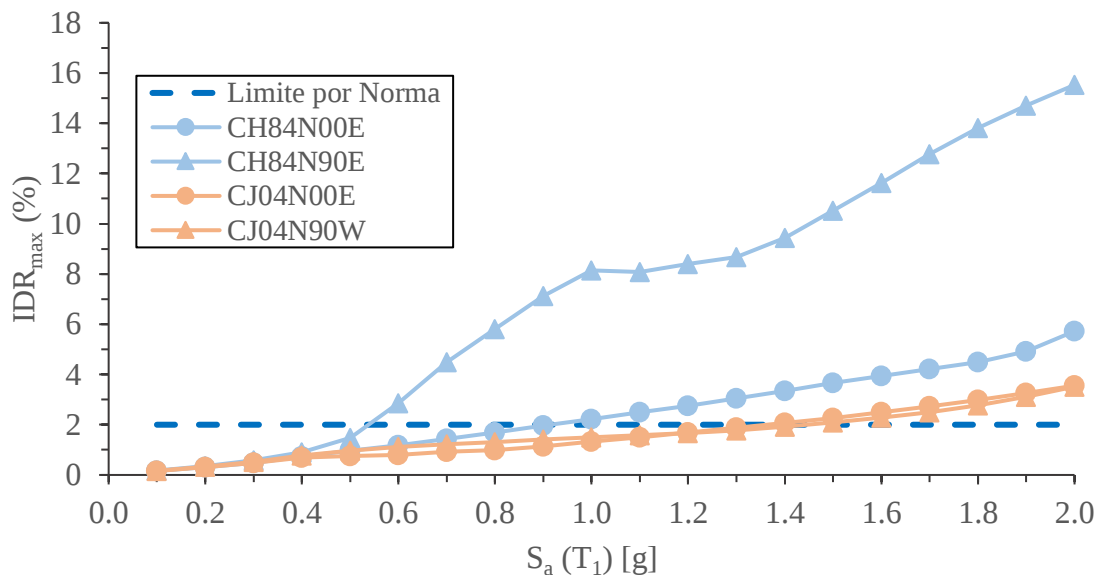


Figura 4.2 Resultados en la evolución de IDR_{max} conforme se incrementa $S_a(T_1)$, correspondientes a los registros obtenidos en las estaciones CH84 y CJ04

Como se puede observar en la Figura 4.2, la respuesta del edificio depende del tipo de registro sísmico que se le aplique. Dado que los resultados obtenidos correspondientes a cada registro sísmico difieren mucho entre sí, para el presente estudio se consideró un valor límite para la distorsión máxima de entrepiso del 5%, la cual indica el valor máximo que se puede alcanzar previo al *colapso* del edificio.

4.2 Respuesta ante registros individuales

En esta sección se presentan los resultados obtenidos del ADI de los modelos analíticos sometidos a los diversos registros sísmicos individuales.

La Tabla 4.1 y 4.2 muestra de manera general los resultados de los análisis para el edificio de 4 y 8 niveles respectivamente, señalando cual fue la intensidad máxima alcanzada previo a superar el 5% de IDR_{max} , además de mencionar si los resultados de los ADIs se completaron hasta una intensidad de $2.0g$.

Tabla 4.1 Intensidad máxima alcanzada de cada registro previo al colapso del edificio de 4 niveles

Estación	Componente	Zona	Intensidad máxima alcanzada (g)
BA49	N-S	IIIc-lago	1.3
	E-W		1.0
CH84	N-S	IIIa-lago	1.9
	E-W		0.7
CI05	N-S	IIIb-lago	2.0
	E-W		2.0
CJ04	N-S	IIIb-lago	2.0
	E-W		2.0
ES57	N-S	II-Transición	2.0
	E-W		2.0
JC54	N-S	IIIa-lago	1.7
	E-W		0.8
PE10	N-S	IIIb-lago	1.8
	E-W		2.0
SC2	N-S	IIIb-lago	1.4
	E-W		1.0
SI53	N-S	IIIa-lago	1.5
	E-W		1.0
VM29	N-S	IIIc-lago	1.6
	E-W		1.6

Tabla 4.2 Intensidad máxima alcanzada de cada registro previo al colapso del edificio de 8 niveles

Estación	Componente	Zona	Intensidad máxima alcanzada (g)
BA49	N-S	IIIc-lago	0.7
	E-W		1.1
CH84	N-S	IIIa-lago	2.0
	E-W		2.0
CI05	N-S	IIIb-lago	0.9
	E-W		1.3
CJ04	N-S	IIIb-lago	0.9
	E-W		1.3
ES57	N-S	II-Transición	2.0
	E-W		1.8
JC54	N-S	IIIa-lago	2.0
	E-W		2.0
PE10	N-S	IIIb-lago	1.2
	E-W		1.4
SC2	N-S	IIIb-lago	1.0
	E-W		1.0
SI53	N-S	IIIa-lago	2.0
	E-W		2.0
VM29	N-S	IIIc-lago	0.9
	E-W		1.0

4.2.1 Respuesta del edificio de 4 niveles

Los acelerogramas que ocasionaron mayores demandas de IDR en el edificio de 4 niveles se registraron en las estaciones CH84 y JC54, las cuales se encuentran ubicadas al sur de la Ciudad de México y que están dentro de la franja que se ubica en el extremo poniente del lago de Texcoco.

Las Figuras 4.3a y 4.3b, muestran los resultados de la evolución de IDR_{max} conforme se incrementa $S_a(T_1)$, empleando el registro obtenido en la estación CH84 con sus componentes N00E y N90W, respectivamente.

Para el caso de estos resultados, la dirección más desfavorable corresponde a la dirección de análisis Este-Oeste, ya que como se puede apreciar en la Figura 4.3b, las distorsiones máximas de entrepiso que corresponden a una intensidad de $2.0g$ son de hasta el 15%.

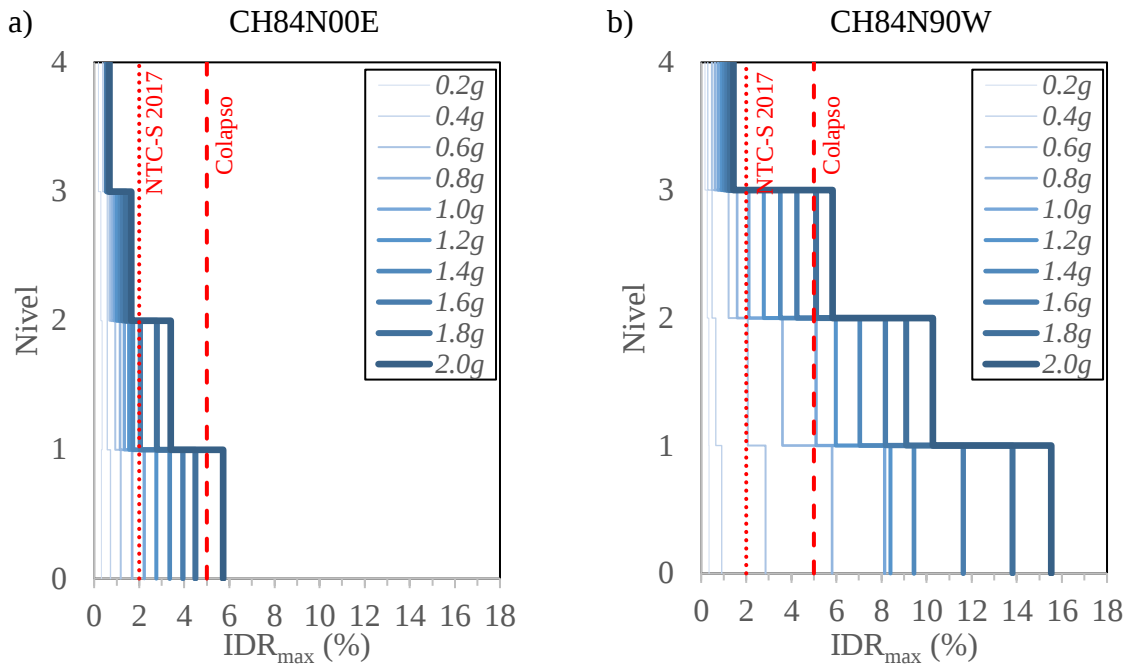


Figura 4.3 a) IDR_{max} correspondientes al registro CH84 (comp. N00E), b) IDR_{max} correspondientes al registro CH84 (comp. N90W)

En la Figura 4.4 se puede observar con mayor claridad la intensidad máxima alcanzada previo a superar una IDR_{max} igual a 5%, con esto se puede llegar a concluir que de los dos registros obtenidos de la estación CH84, la más crítica es la que alcanza una intensidad de 0.7g y que corresponde a la dirección de análisis Este-Oeste.

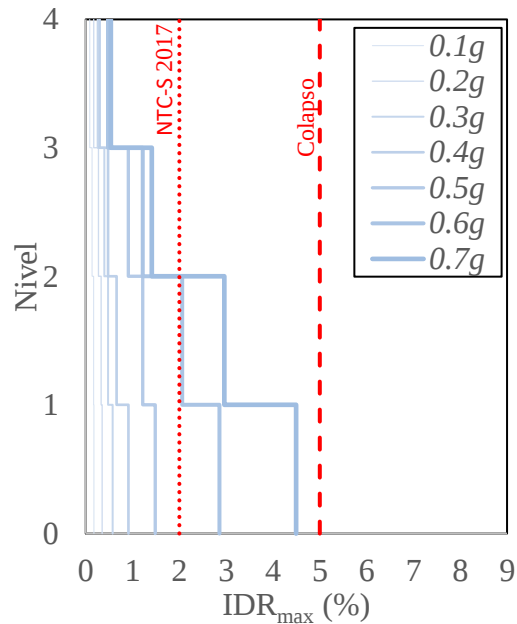


Figura 4.4 Perfil de IDR_{max} correspondiente a las intensidades que no superaron la IDR_{max} asociada al colapso

Las Figuras 4.5a y 4.5b exponen la evolución de γ_p de los eslabones por nivel, desde una intensidad de 0.1g hasta 2.0g para el registro CH84 en sus componentes N00E y N90W, respectivamente. En dicha figura se puede observar que la componente N90W es la dirección de análisis que demanda una mayor rotación en el eslabón, siendo a una intensidad de 0.7g la máxima intensidad previo a superar el límite de rotación plástica.

La rotación límite para determinar la ruptura del eslabón fue de 0.08 tal como lo señalan los resultados obtenido por Gulec *et al.* (2011) y que se presentan en la Tabla 1.1.

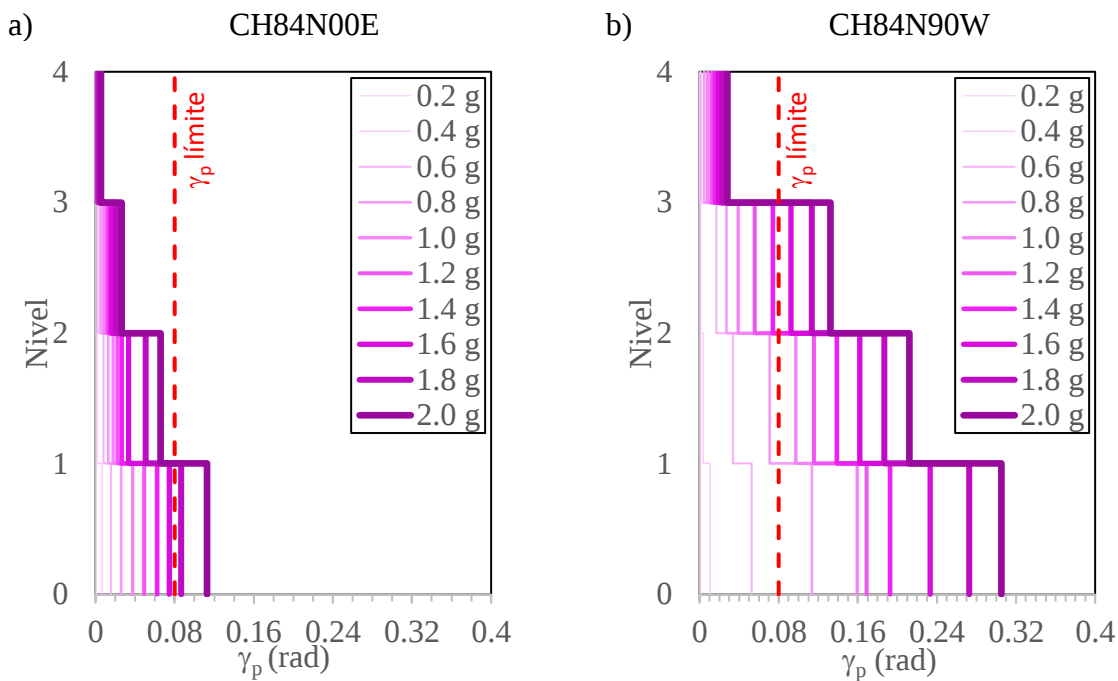


Figura 4.5 a) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro CH84 (comp. N00E),
b) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro CH84 (comp. N90W)

La relación entre la medida de intensidad, el método de reparación y rotación alcanzada por los eslabones pueden verse en la Figura 4.6, donde se aprecia que para una intensidad de 0.7g el eslabón de la primera planta supera el límite establecido de 0.08 el cual está asociado con la ruptura del alma o patines y que está relacionado al MR-3. El resto de los estados de daño a los que están asociados los métodos de reparación MR-1 y MR-2 se pueden ver en la Tabla 1.1.

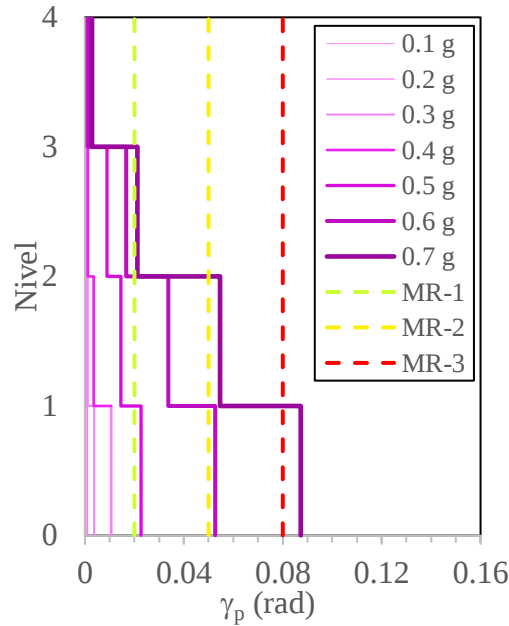
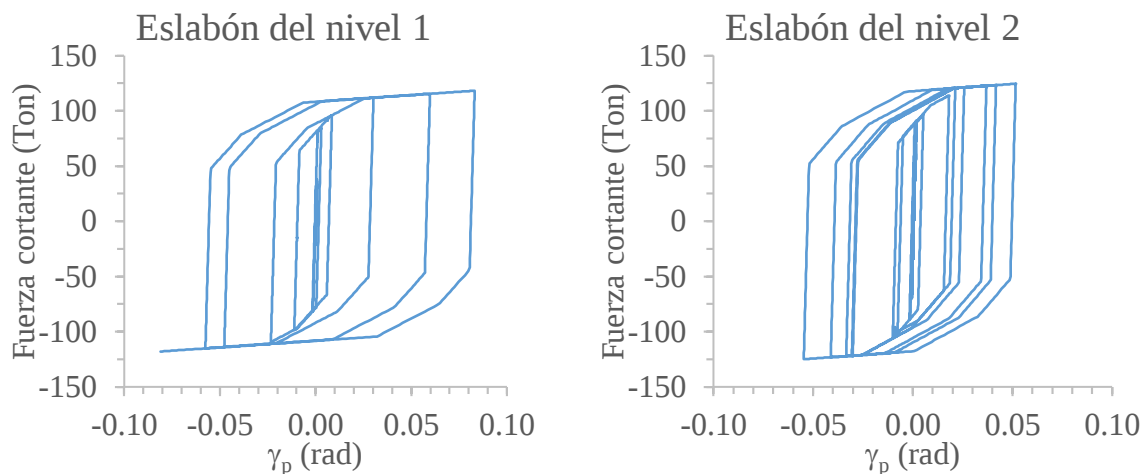


Figura 4.6 Estados de daño en los eslabones de los distintos niveles del edificio para intensidades desde 0.1g hasta la máxima soportada por el eslabón (0.7g)

Como puede verse en las Figuras 4.5 y 4.6, la rotación de los eslabones es mayor en la planta baja, mientras que en el último nivel la rotación es casi nula; es decir, la demanda de γ_p en los eslabones disminuye conforme aumentan los niveles. Lo anterior puede inferirse de la Figura 4.4 ya que conforme la distorsión de entrepiso sea mayor, mayor será la demanda de γ_p en los eslabones.

En la Figura 4.7 se muestra el comportamiento histerético de los eslabones en los diferentes niveles del edificio de 4 niveles ante el registro sísmico obtenido en la estación CH84 (comp. N90W) escalado a una intensidad de 0.7g (la cual fue la máxima alcanzada).



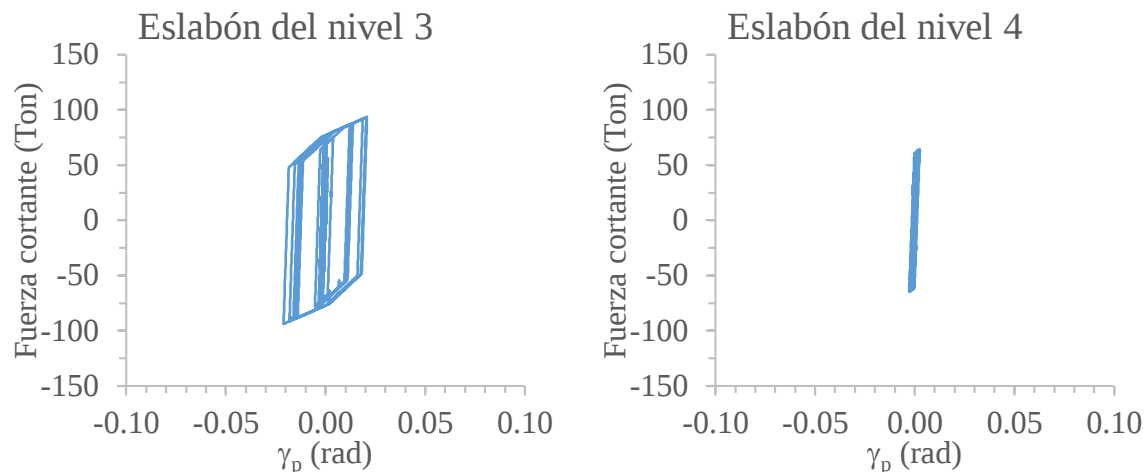


Figura 4.7 Comportamiento histerético de los eslabones del edificio de 4 niveles para una intensidad de 0.7g ante el registro CH84 (comp. N90W)

Con ayuda de la Figura 4.7 puede apreciarse con mayor claridad el comportamiento inelástico del eslabón, desde su rango inelástico hasta la rotación de falla. Como puede observarse, el eslabón que corresponde al nivel de planta baja llega hasta la rotación límite (0.08 radianes), esto implica que a esta rotación el eslabón presenta falla debido a ruptura en el alma.

En los niveles dos y tres las rotaciones plásticas de los eslabones no sobrepasan el límite, por lo que estos han logrado disipar energía sin que lleguen a la falla. Sin embargo, puede observarse que el eslabón del segundo nivel presenta una mayor rotación que el eslabón del nivel superior, esto debido a que en el segundo nivel se presenta una fuerza cortante mayor que en el siguiente nivel.

El eslabón correspondiente al último nivel presenta una rotación muy pequeña, lo que indica que su comportamiento fue prácticamente elástico y que no ha disipado gran cantidad de energía en comparación con los eslabones de los niveles inferiores.

Con la finalidad de demostrar que las rotaciones de los eslabones correspondientes a niveles de intensidad menor que 0.7g están dentro del límite de rotación plástica propuesto por las NTC-A (2017) y los valores experimentales obtenidos por Gulec *et al.* (2011), se han graficado las rotaciones plásticas de los eslabones para una intensidad de 0.6g.

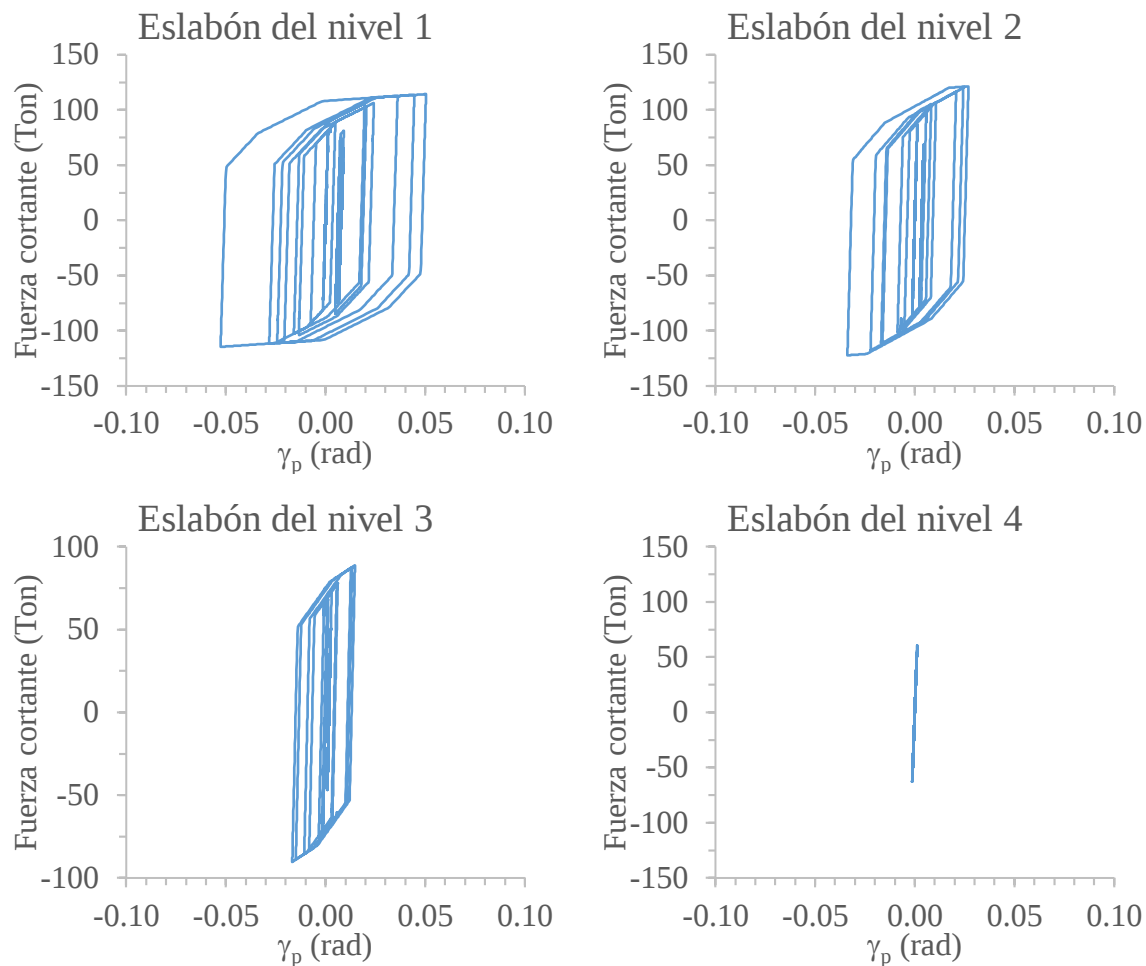


Figura 4.8 Comportamiento histerético de los eslabones del edificio de 4 niveles para una intensidad de 0.6g ante el registro CH84 (comp. N90W)

Las rotaciones plásticas de los eslabones correspondientes a los niveles 1, 2 y 3 permanecen por debajo del límite de rotación plástica establecido en las NTC-DCEA 2017 y los valores obtenido por Gulec *et al.* (2011), lo anterior indica que han disipado energía sin haber llegado a la falla.

En la Figura 4.9a y 4.9b se aprecian los perfiles correspondientes a la evolución de la RIDR, obtenidas ante el registro CH84 en ambas direcciones. Es importante señalar que las distorsiones permanentes obtenidas para cada registro son las correspondientes a las intensidades donde la IDR_{max} permanece por debajo de la IDR_{max} asociada al colapso.

Lo mencionado en el párrafo anterior se justifica tomando en cuenta que las distorsiones permanentes, son las que ha obtenido una estructura que no colapso durante un sismo y que son posibles de medir en campo una vez finalizado el evento sísmico.

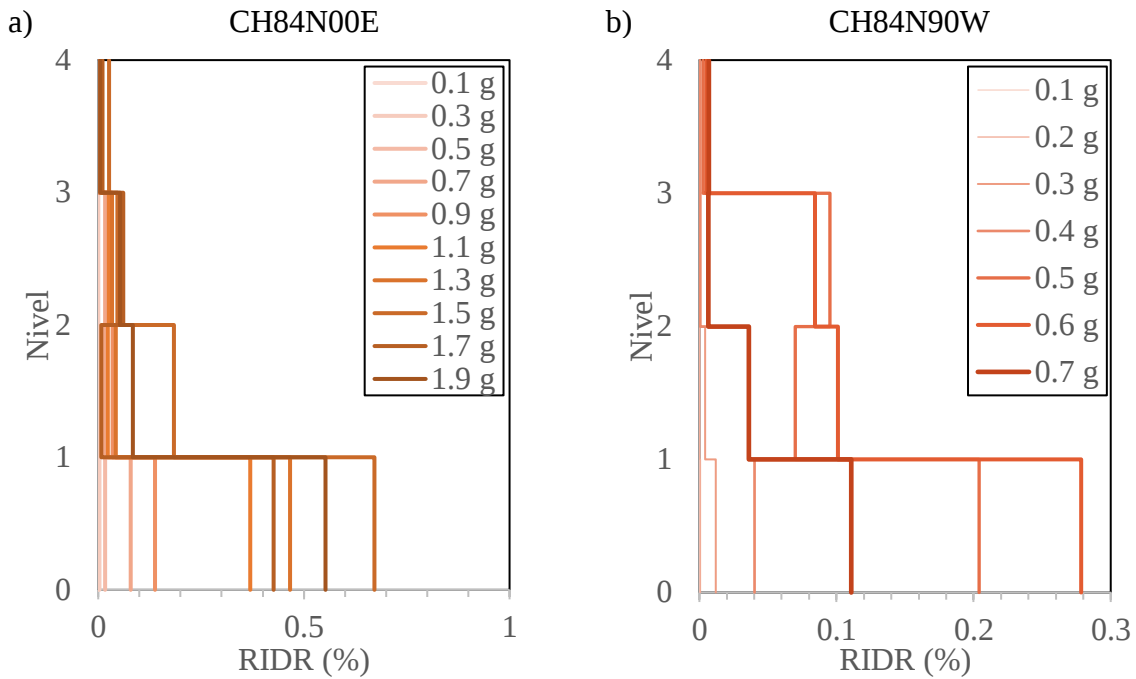


Figura 4.9 *RIDR* de las intensidades correspondientes a las IDR_{max} que no superaron el límite de colapso ante el registro CH84

Como puede observarse en la figura, la distorsión permanente, al igual que la máxima de entrepiso y la rotación plástica del eslabón, se concentra en los primeros niveles debido a que es en estos en donde se presentan los mayores daños.

Cabe notar que la *RIDR* máxima no necesariamente debe de corresponder al nivel de intensidad máximo, esto debido a que una vez concluido el evento sísmico la estructura pasa de un estar en un estado de vibración forzada a uno de vibración libre hasta que esta llega al reposo.

Un ejemplo de lo mencionado en el párrafo anterior se observa en la Figura 4.9b, en donde la *RIDR* máxima correspondiente a un nivel de intensidad de $0.7g$ es menor que la *RIDR* obtenida a una intensidad de $0.6g$.

Los resultados obtenidos con la estación JC54 son muy parecido a los de la estación CH84, debido a que las aceleraciones máximas registradas en ambos registros difieren poco entre sí. Lo anterior puede verse en la Figura 4.10a y 4.10b en donde se puede apreciar las distorsiones de entrepiso correspondientes al ADI empleando el registro JC54 con sus respectivas componentes.

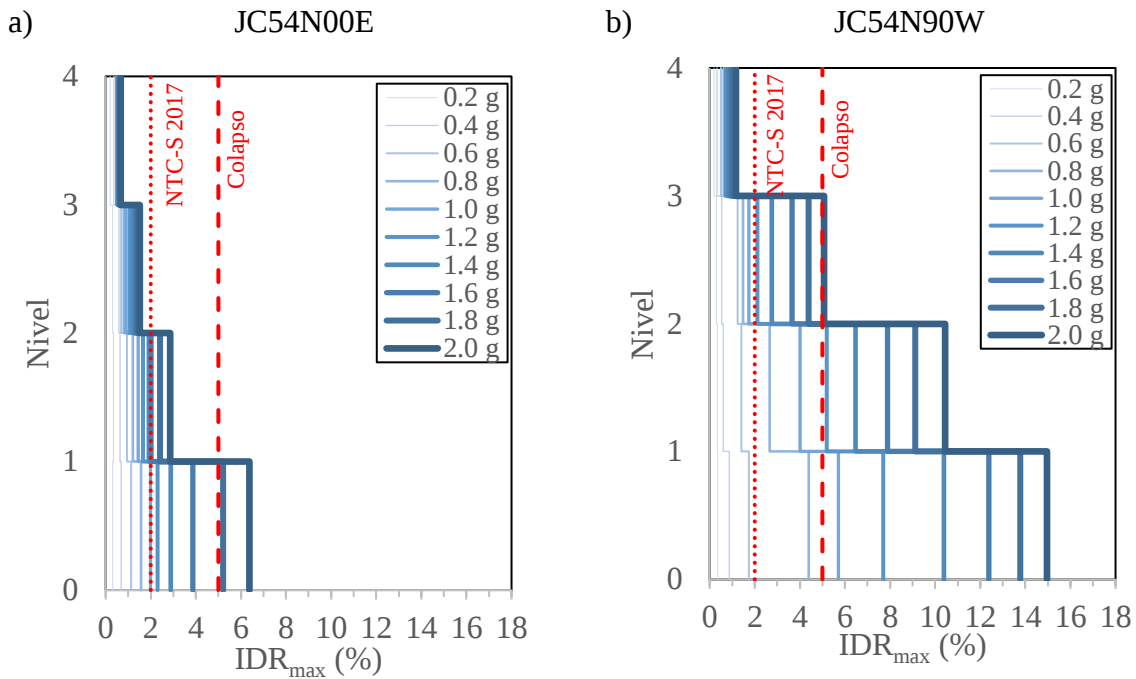


Figura 4.10 a) IDR_{max} correspondientes al registro JC54 (comp. N00E), b) IDR_{max} correspondientes al registro JC54 (comp. N90W)

De la Figura 4.10a y 4.10b se puede observar que la dirección que ocasiona las distorsiones de entrepiso más grandes corresponde a la componente N90W. En la Figura 4.11 se muestran solamente los valores correspondientes a la IDR_{max} alcanzada previo a superar el límite de colapso (es decir, los valores que sobrepasan el límite de 5% son excluidos).

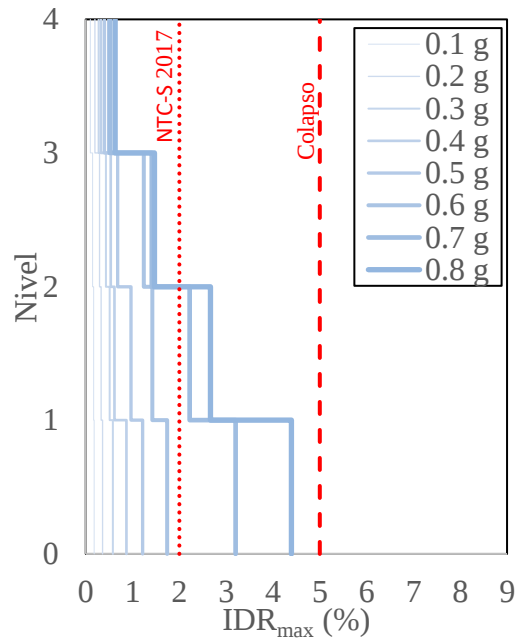


Figura 4.11 Perfil de IDR_{max} correspondientes a las intensidades que no superaron el límite de colapso ante el registro JC54 (comp. N90W)

Al igual que con los resultados de la estación CH84, en la Figura 4.10 se puede observar que las distorsiones máximas de entrepiso ocurren en la planta baja, lo cual indica que es en este nivel en el que se presentará la mayor demanda de γ_p para los eslabones de la estructura. Lo anterior puede verificarse con ayuda de las Figuras 4.11a y 4.11b, en las cuales se observa la distribución en la altura de las demandas de γ_p para los eslabones en los distintos niveles.

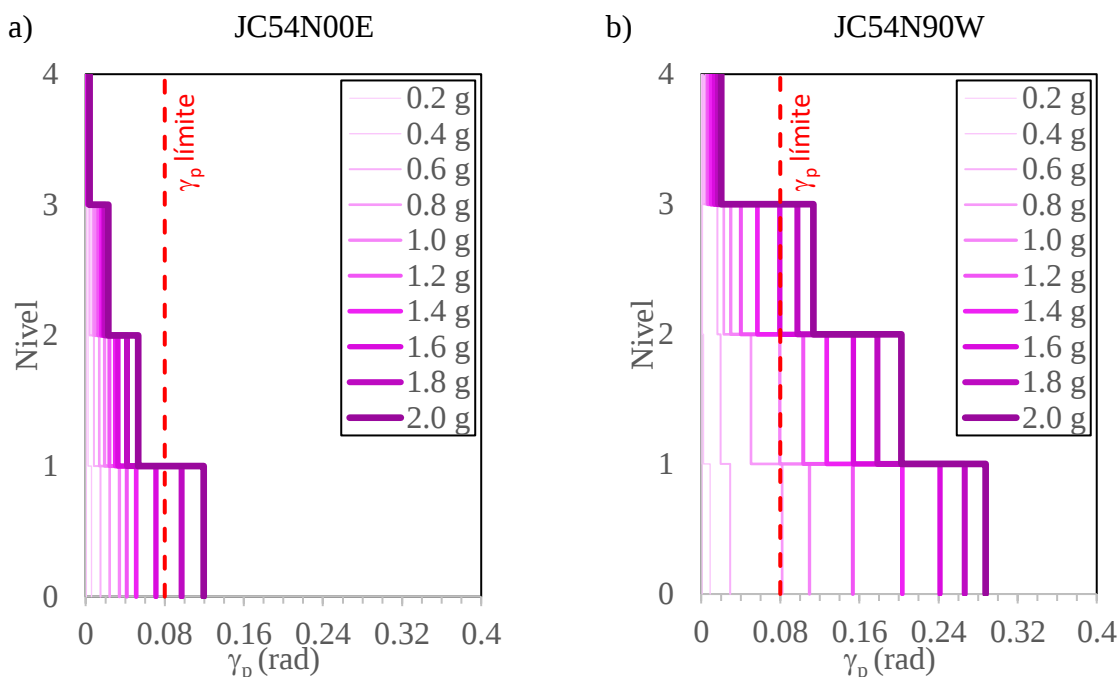


Figura 4.12 a) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro JC54 (comp. N00E),
b) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro JC54 (comp. N90W)

De igual manera, la rotación máxima se presenta en los primeros niveles de la estructura. Sin embargo, la intensidad máxima alcanzada previo a superar el límite de la rotación plástica ante este registro, fue de 0.8g para la componente N90W y de 1.7g para la componente N00E.

De lo anterior se puede decir que, al igual que con el registro de la estación CH84, la distribución de los daños en los eslabones debido a la rotación que estos han presentado no es uniforme en la altura de la estructura.

En la Figura 4.12 se puede observar la evolución de la γ_p de los eslabones de cada nivel conforme aumenta la intensidad de los registros. Se tomaron los resultados del análisis con el registro JC54 (comp. N90W), la cual para este caso fue la que mayores demandas causó en la estructura.

Se han agregado las líneas correspondientes a los estados de daño obtenidos por Gulec *et al.* (2011) y que se presentan en la Tabla 1.1.

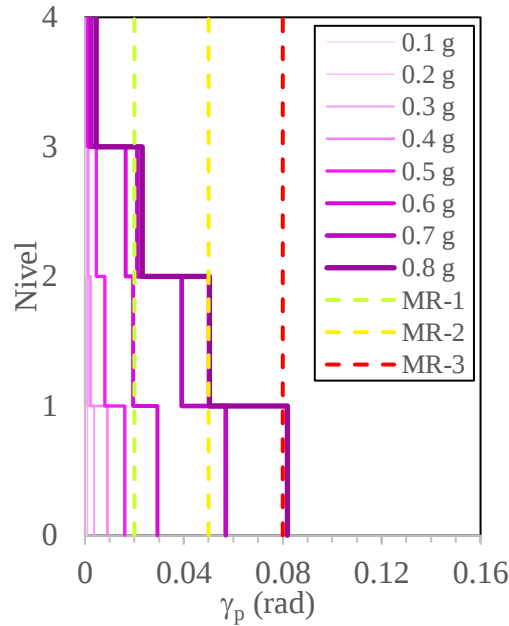


Figura 4.13 Estados de daño en los eslabones de los distintos niveles del edificio para intensidades desde 0.1g hasta la máxima soportada (0.8g)

El comportamiento histerético de los eslabones correspondiente a una intensidad de 0.8g se puede observar en la Figura 4.14, en donde se aprecia que el eslabón correspondiente al nivel 1 ha disipado energía hasta un punto en el que la rotación plástica ha excedido el límite, por lo que se considera que ha llegado a su estado de falla.

Para el caso de los eslabones de los niveles consecutivos, se puede apreciar que han tenido un comportamiento inelástico en el cual han disipado energía, lo anterior sin haber llegado a la falla, por lo que en este caso se descarta el método de reparación asociado al reemplazo de estos.

En el caso del eslabón correspondiente al cuarto nivel se ha desarrollado una rotación pequeña, lo que indica que la cantidad de energía disipada ha sido escasa, debido a esto y a lo observado en la Figura 4.12, este eslabón presenta un estado daño estético asociado al método de reparación MR-0 según la Tabla 1.1.

En el caso de la IDR_{max} , el valor máximo alcanzado se presenta en la planta baja para las dos componentes del registro. La Figura 4.15 muestra la $RIDR$ correspondiente a las intensidades en donde la IDR_{max} no ha superado el límite de colapso.

En la Figura 4.15a se observar que el valor máximo de $RIDR$ correspondiente a la dirección de mayor demanda, ha sido del 0.26% a una intensidad de 0.8g, mientras que en la dirección ortogonal a esta ha sido del 0.9% para una intensidad de 1.7g, Figura 4.15b.

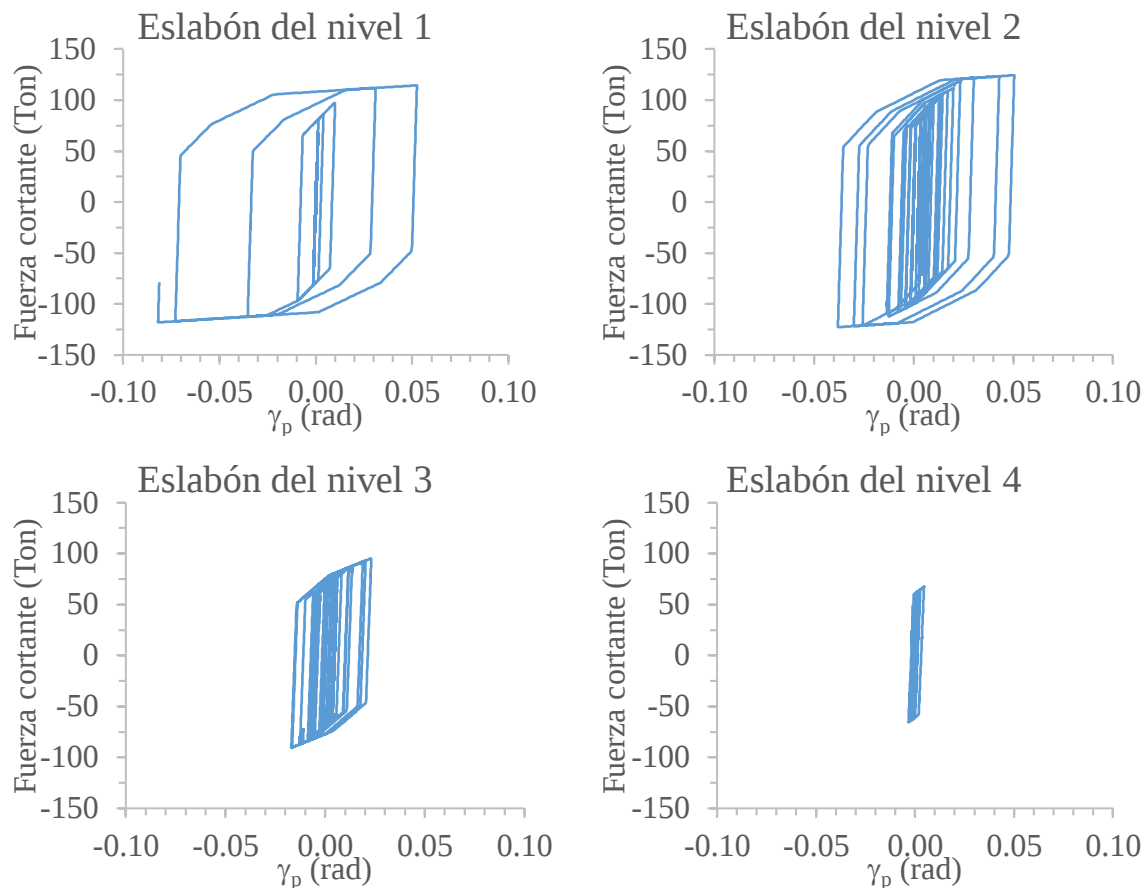


Figura 4.14 Comportamiento histerético de los eslabones del edificio de 4 niveles para una intensidad de 0.8g ante el registro JC54 (comp. N90W)

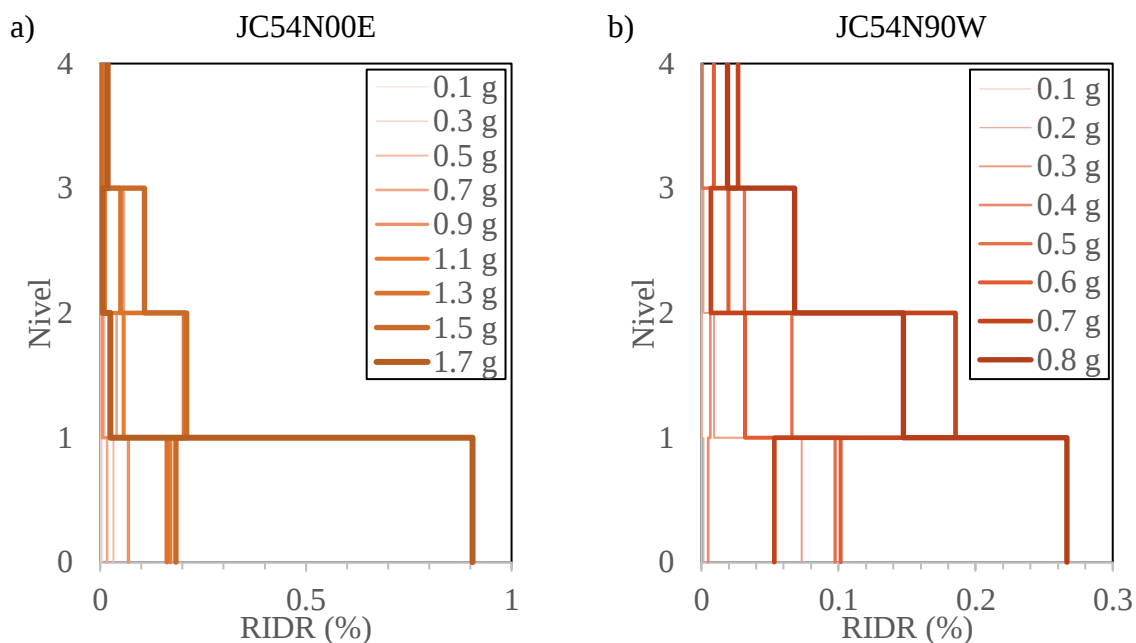


Figura 4.15 RIDR de las intensidades correspondientes a las IDR_{max} que no superaron el límite de colapso ante el registro JC54

Para poder apreciar de mejor manera las demandas en el edificio ocasionadas por los registros CH84 y JC54, se presentan las IDR_{max} , $RIDR$ y las γ_p de los eslabones ante los registros de la estación CI05, donde se puede ver que hasta una intensidad de 2.0g las demandas generadas en la estructura han permanecido dentro de los límites establecidos.

Las Figuras 4.16a y 4.16b muestran la evolución de la IDR_{max} ante el registro CI05 en sus dos componentes desde una intensidad de 0.1g hasta 2.0g.

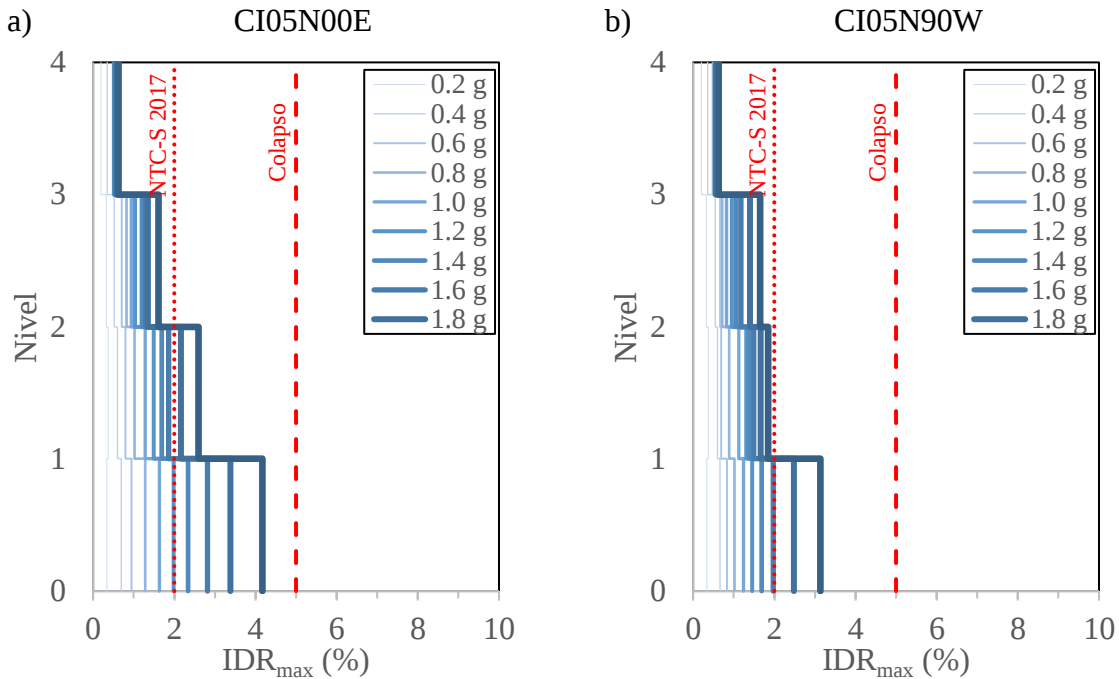


Figura 4.16 a) IDR_{max} correspondientes al registro CI05 (comp. N00E), b) IDR_{max} correspondientes al registro CI05 (comp. N90W)

En este caso la dirección que ocasiono mayor daño fue la correspondiente a la componente N00E, sin embargo, en ninguno de los dos registros la IDR_{max} supera el 5%, lo que indica que los desplazamientos ante los registros de esta estación, en comparación con los correspondientes a las estaciones CH84 y JC54, son menores.

Las demandas en los eslabones de los diferentes niveles de la estructura son considerablemente menores en comparación con las correspondientes ante los registros CH84 y JC54. Lo anterior puede verse en las Figuras 4.17a y 4.17b, las cuales muestran la evolución de la rotación de los eslabones de cada nivel ante los registros de la estación CI05 en ambas componentes, para todas las intensidades de $S_a(T_1)$ a las que fue escalado el registro.

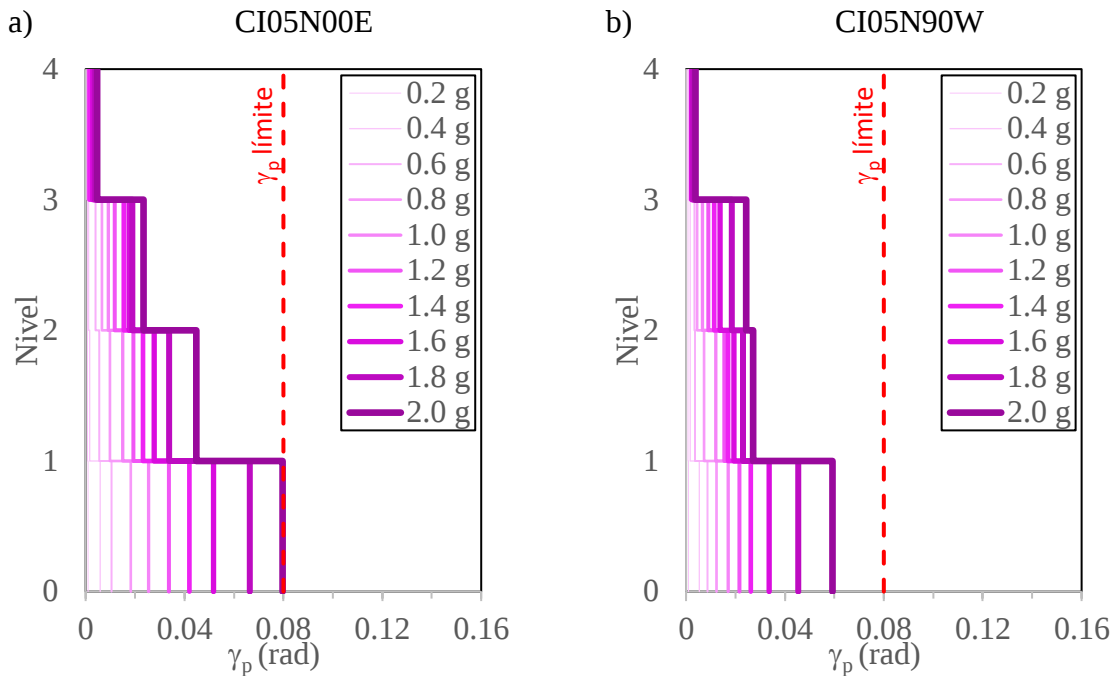


Figura 4.17 a) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro CI05 (comp. N00E),
b) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro CI05 (comp. N90W)

En la Figura 4.17a puede observarse que a una intensidad de $2.0g$ la γ_p del eslabón del nivel 1 está justo en el límite, mientras que en la Figura 4.17b a una intensidad de $2.0g$ presenta una rotación cercana a los 0.05 radianes.

El registro que ha ocasionado mayores demandas en la estructura es el correspondiente a la componente N00E, por lo que en base a esto la Figura 4.18 muestra los estados de daño en los eslabones. Como puede observarse en dicha figura, la γ_p de los eslabones es pequeña en comparación a los casos anteriores, ya que el límite de la rotación no se supera incluso a una intensidad de $2.0g$ lo que nos indica que la demanda producida por este registro es pequeña.

Al igual que en los casos anteriores la mayor demanda se concentra en los primeros niveles, mientras que, en los últimos niveles, la demanda que se presenta en el eslabón es mínima en intensidades desde $0.1g$ hasta $2.0g$.

El comportamiento histerético de los eslabones ante este registro sísmico puede verse en la Figura 4.19, donde se puede observar que los eslabones correspondientes a los niveles 1, 2 y 3 han disipado energía y ha presentado un comportamiento inelástico a diferencia del eslabón del cuarto nivel que ha disipado poca energía y ha permanecido en el rango elástico.

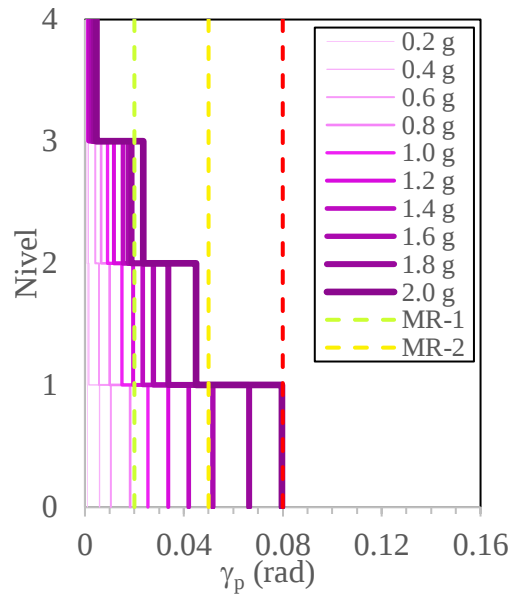


Figura 4.18 Estados de daño en los eslabones de los distintos niveles del edificio para intensidades desde 0.1g hasta 2.0g

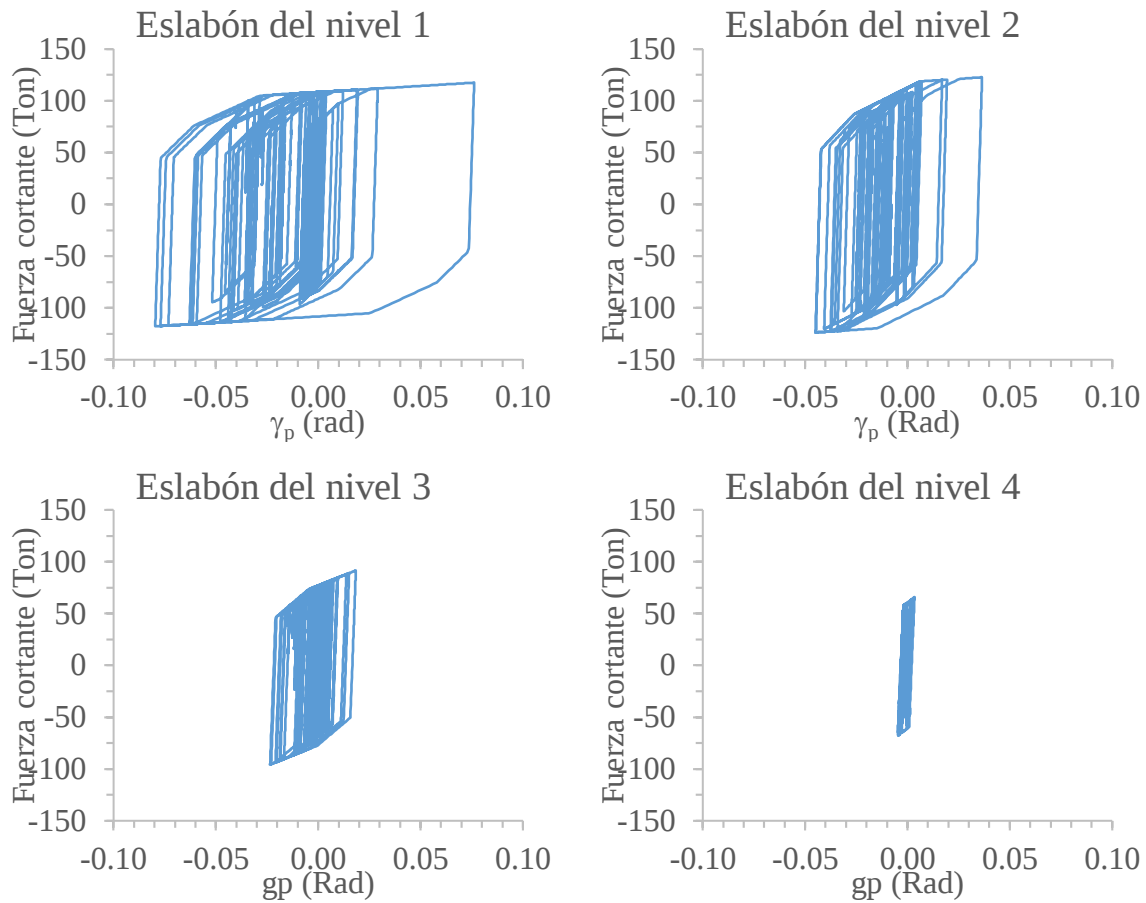


Figura 4.19 Comportamiento histerético de los eslabones del edificio de 4 niveles para una intensidad de 2.0g ante el registro CI05 (comp. N00E)

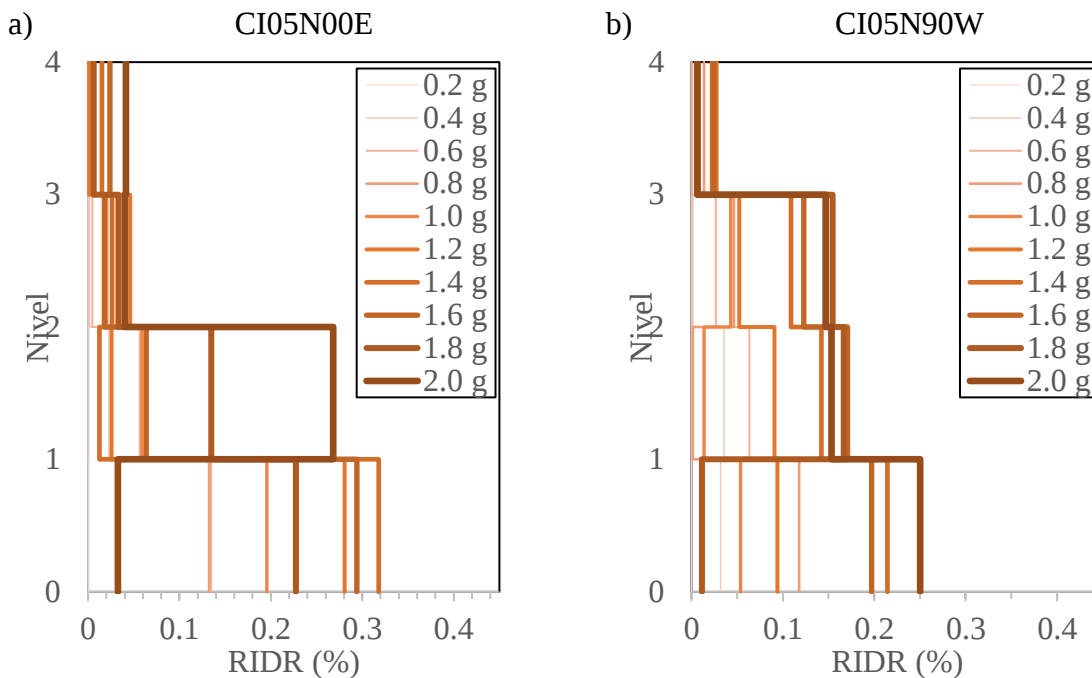


Figura 4.20 *RIDR* presentadas ante los registros de la estación CI05 para intensidades de 0.01g hasta 2.0g

Las distorsiones mayores que se presentaron ante el registro CI05 corresponden a la componente N00E, Figura 4.20a. Esta fue la dirección crítica ante este registro, sin embargo, las demandas ocasionadas por este registro son similares en ambas direcciones, esto debido a que las IDR_{max} han sido muy similares en desplazamiento.

Para el caso ante el registro CI05 (comp. N00E), la *RIDR* máxima fue de 0.31% y ocurrió para una intensidad de 1.4g, mientras que en la dirección ortogonal a esta fue de 0.25% y corresponde a una intensidad de 2.0g.

4.2.2 Respuesta del edificio de 8 niveles

En la Tabla 4.2 se presentan los resultados en general de las intensidades máximas alcanzadas por los registros previo a superar la IDR_{max} asociada al colapso, de esta manera se ha podido identificar los registros que han ocasionado mayor demanda en la estructura previo a llegar a una intensidad de 2.0g.

Para el caso del edificio de 8 niveles los registros que ocasionaron mayores demandas han sido los obtenidos de las estaciones BA49 y VM29 las cuales están ubicadas en la zona IIIC-lago y presentaron intensidades cercanas a 1.0g en ambas direcciones.

El análisis con la estación BA49 ha presentado una intensidad máxima previo a superar el colapso de 0.7g en la componente N00E, y de 1.1 en la componente N90W, Figura 4.21.

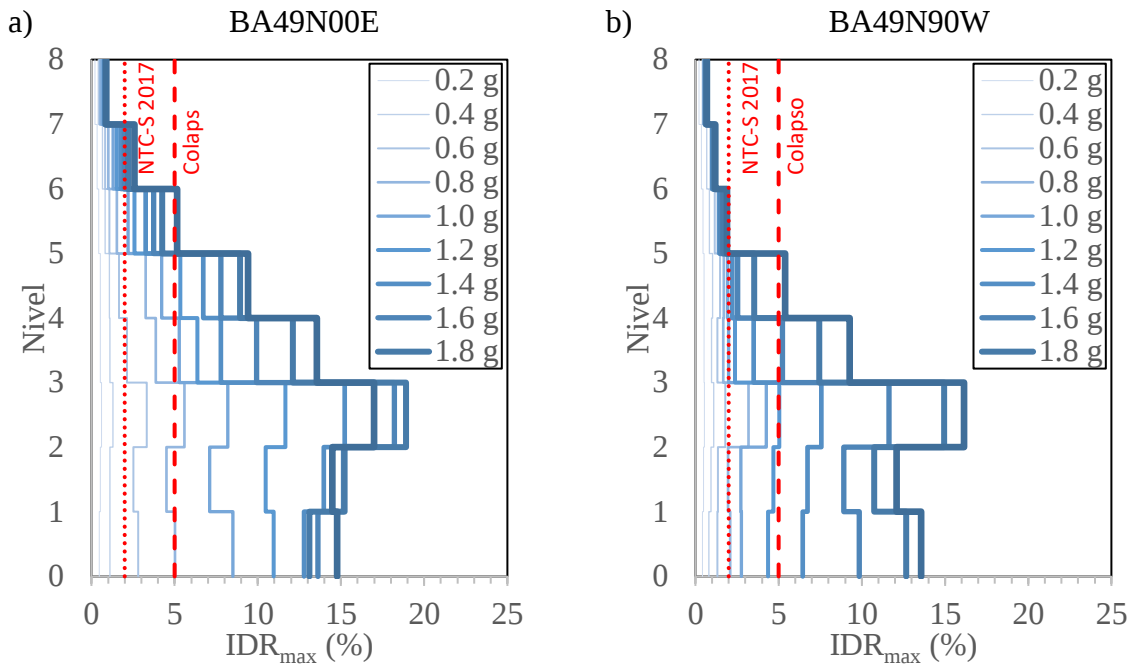


Figura 4.21 a) IDR_{max} correspondientes al registro BA49 (comp. N00E), b) IDR_{max} correspondientes al registro BA49 (comp. N90W)

Los análisis a una intensidad de 2.0 g presenta distorsiones mayores que la IDR_{max} asociada al colapso la cual es del 5%. En la Figura 4.22 se puede observar con mayor claridad la intensidad máxima alcanzada previo a superar un IDR_{max} de 5%, con esto se llega a concluir que la dirección crítica corresponde a la componente N00E.

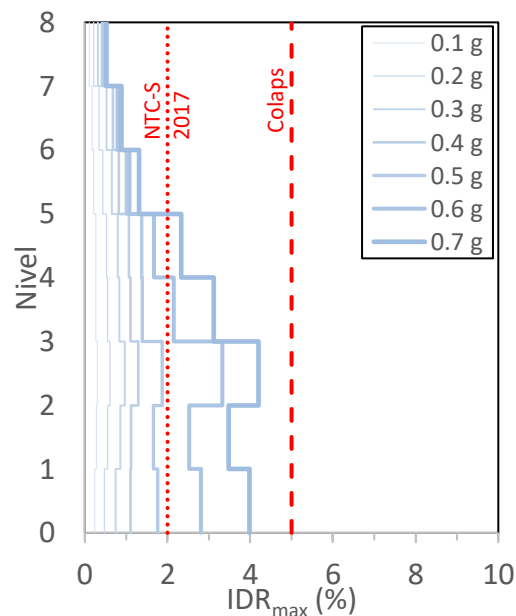


Figura 4.22 Perfil de IDR_{max} correspondientes a las intensidades que no superaron el límite de colapso ante el registro BA49 (comp. N00E)

En el caso del edificio de 8 niveles, la IDR_{max} se presenta en el nivel 3, siendo este nivel el nivel crítico y el nivel que genera más demanda en la γ_p de los eslabones. La Figura 4.23 muestra la evolución de las rotaciones de los eslabones de cada nivel para intensidades de 0.2g hasta 2.0g en incrementos de 0.2g.

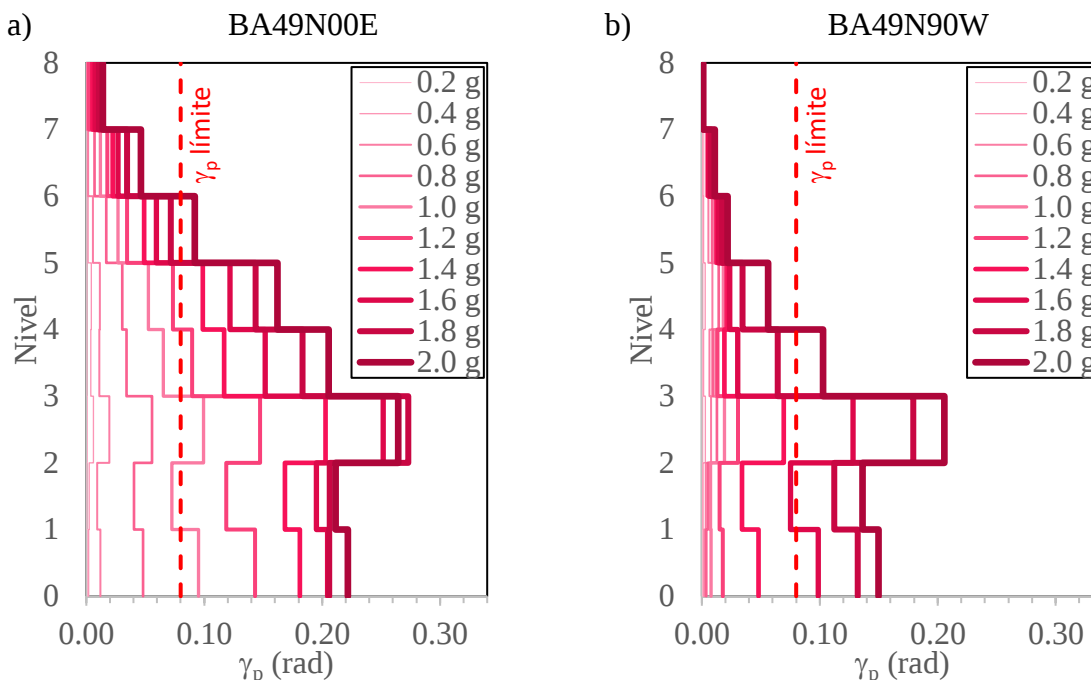


Figura 4.23 a) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro BA49 (comp. N00E),
b) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro BA49 (comp. N90W)

En la Figura 4.23 se observa que la rotación plástica del eslabón a una intensidad de 2.0g supera la rotación límite establecida en la NTC-A (2017), y en los resultados obtenidos por Gulec *et al.* (2011).

La rotación máxima alcanzada a una intensidad de 2.0g en la componente N90W fue de 0.2 radianes, mientras que en la dirección ortogonal para la misma intensidad fue de 0.26 radianes.

En este caso la intensidad máxima alcanzada por el eslabón previo a superar el límite de rotación no coincide con la intensidad de la IDR_{max} previo a superar el límite de colapso, esto puede verse en la Figura 4.22 donde se han graficado en azul las rotaciones para la intensidad correspondiente a la IDR_{max} y en verde la intensidad máxima previo a superar el límite de rotación.

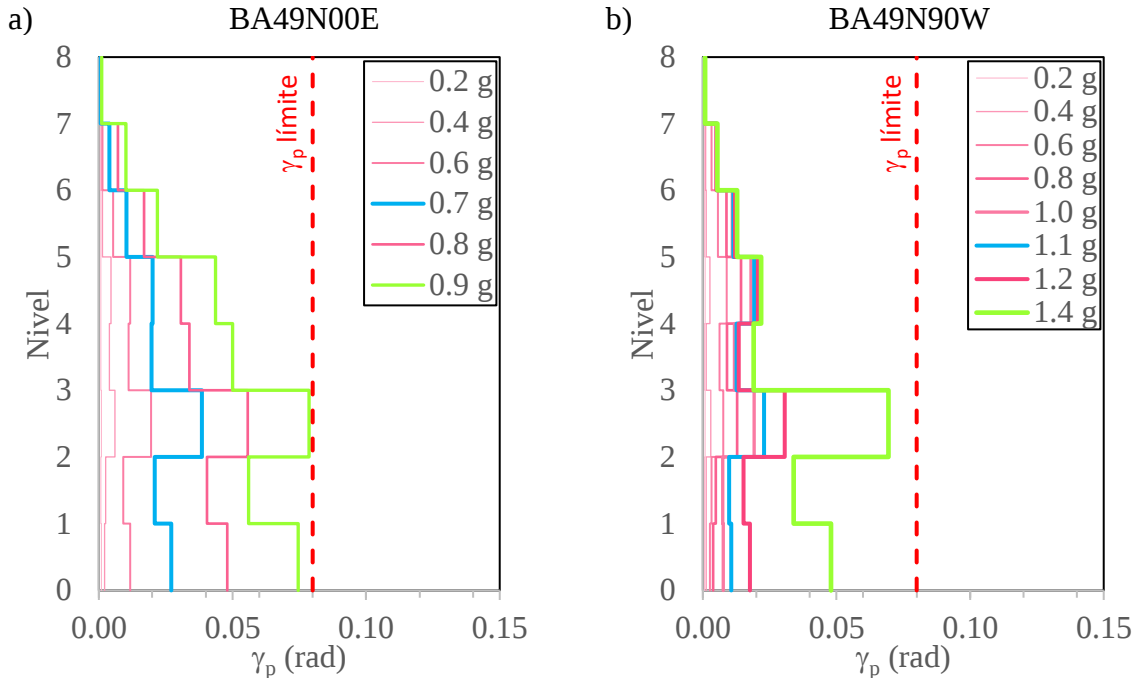


Figura 4.24 a) Intensidad máxima previo a superar el límite de rotación ante el registro BA49 (comp. N90E), b) Intensidad máxima previo a superar el límite de rotación ante el registro BA49 (comp. N90W)

Lo anterior nos indica que, para este caso, el valor de IDR_{max} asociado al colapso es superado antes que el valor límite de rotación plástico sea superado, lo anterior ocasiona que la capacidad del eslabón para que disipe la mayor cantidad de energía y permita mayor ductilidad de la estructura se vea limitada.

Los límites que marcan los estados de daño que han alcanzado los eslabones en los diferentes niveles de la estructura ante el registro BA49 para ambas componentes se presentan en la Figura 4.25. En dicha figura se puede observar los estados de daños presentados en los eslabones para los niveles de intensidad que corresponden a la IDR_{max} asociada al colapso, línea azul, y las intensidades máximas alcanzadas previo a superar el límite de rotación, línea verde.

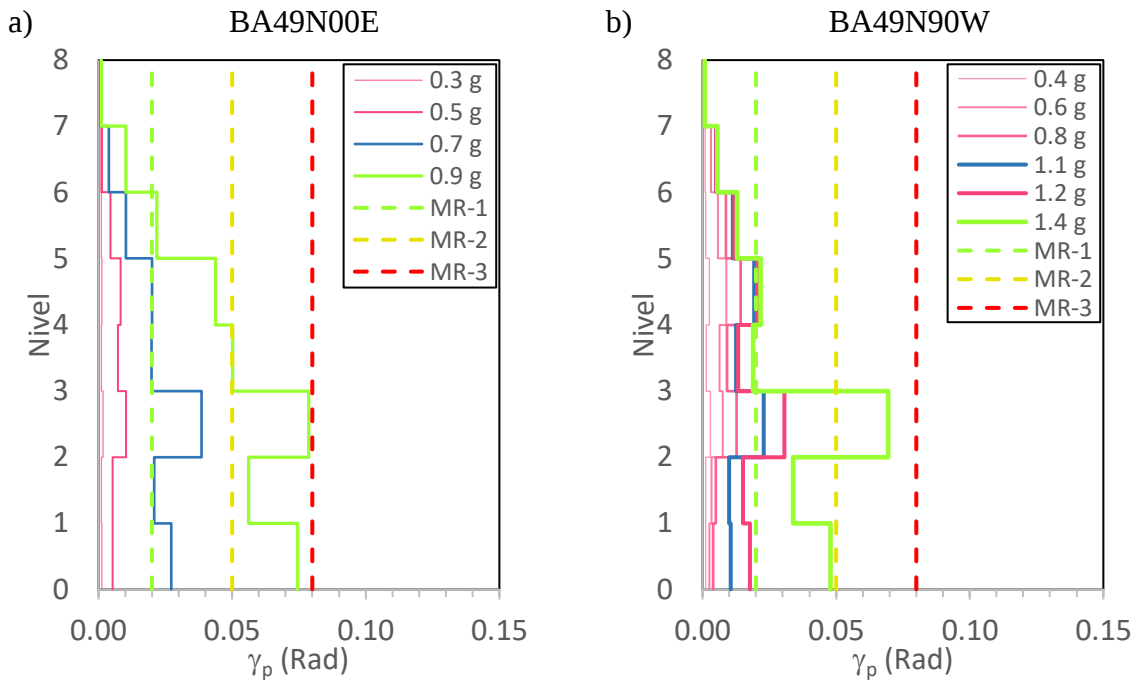
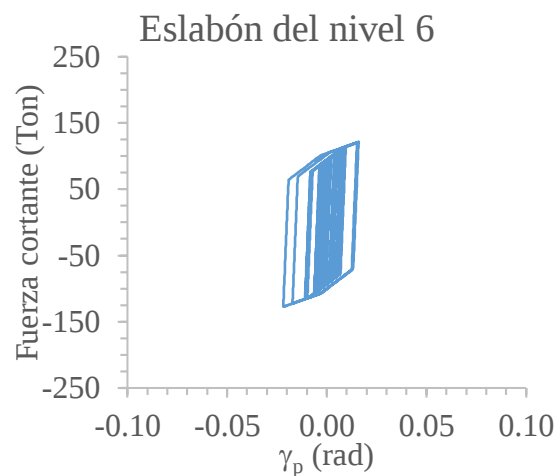
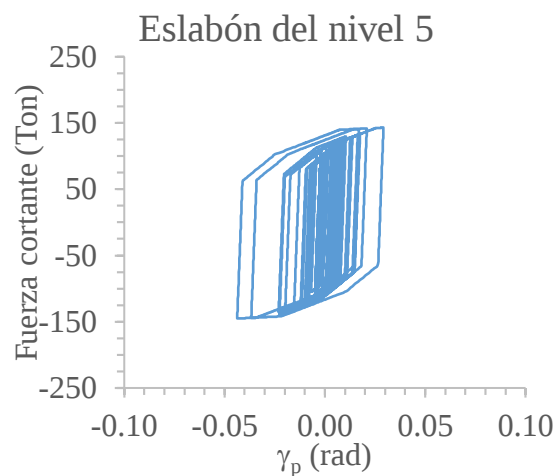
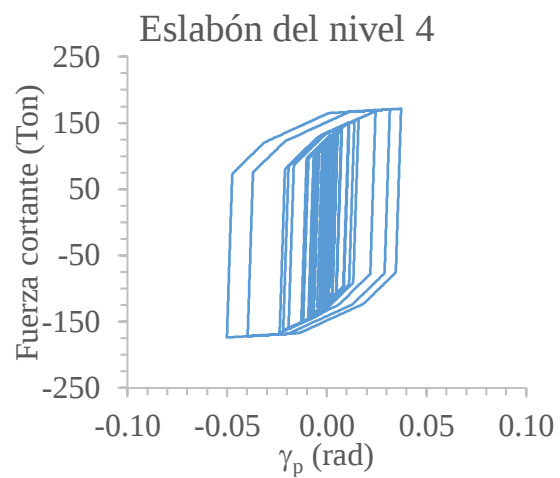
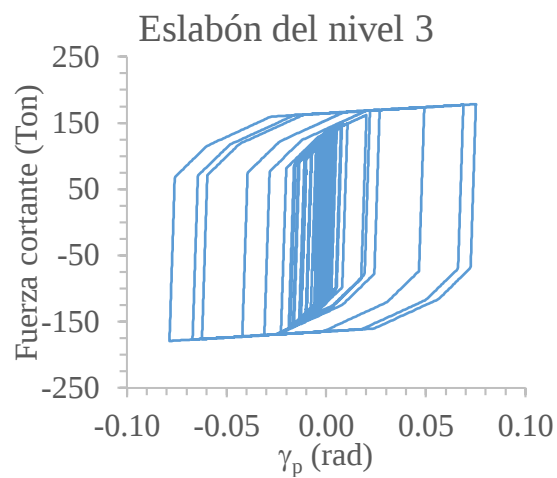
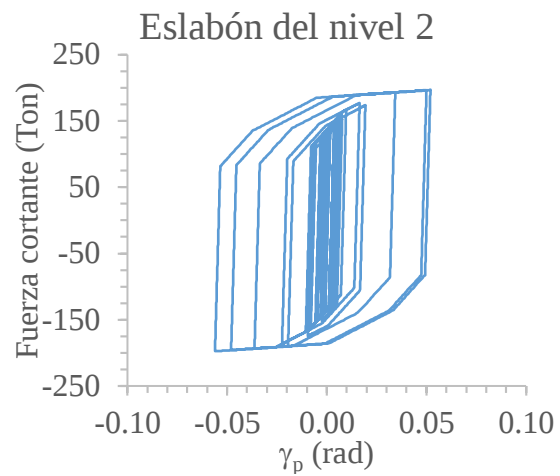
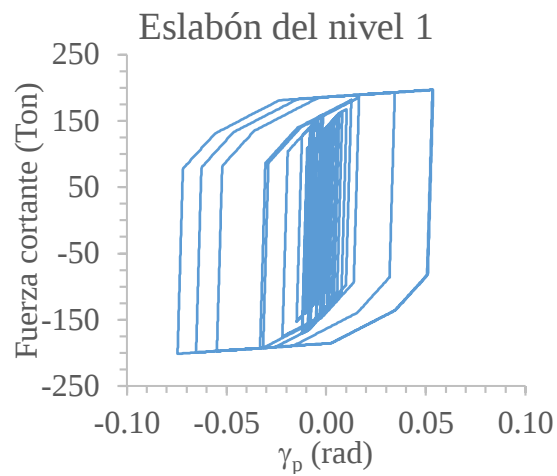


Figura 4.25 a) Estados de daño en los eslabones de los diferentes niveles del edificio ante el registro BA49 (comp. N00E), b) Estados de daño en los eslabones de los distintos niveles ante el registro BA49 (comp. N90W)

En la Figura 4.25 se observar que, al tomar la intensidad máxima correspondiente a la IDR_{max} se obtienen estados de daño asociados al MR-1, para el caso del registro BA49 en la componente N90W. En el caso del análisis con el registro BA49 en la componente N00E se presentan los mismos daños, excepto en el eslabón del tercer nivel ya que en este se presenta el estado de daño asociado al MR-2.

Con la intensidad máxima de γ_p alcanzada por el eslabón, se alcanzan estados de daño en el tercer nivel mayores para los análisis en ambas direcciones, que los mencionados en el párrafo anterior.

En base a lo anterior se puede observar el comportamiento histerético de los eslabones de los distintos niveles para la intensidad máxima alcanzada por el eslabón previo a superar el límite de rotación ante el registro BA49 (comp. N00E), Figura 4.26.



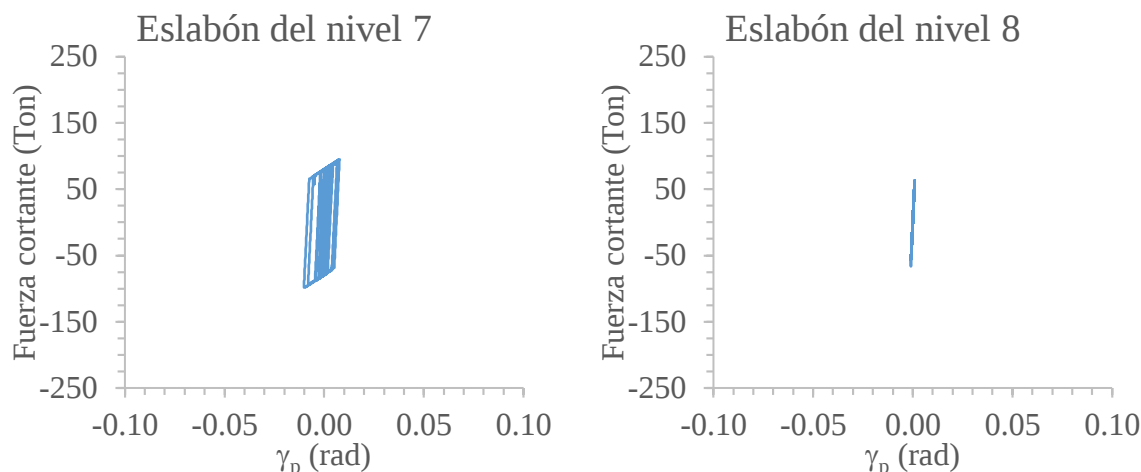


Figura 4.26 Comportamiento histerético de los eslabones del edificio de 8 niveles para una intensidad de 0.9 g ante el registro BA49 (comp. N00E)

El comportamiento inelástico de los eslabones indica que es en los niveles inferiores que la demanda de los eslabones es mayor, como puede observarse en la graficas correspondientes a los niveles uno, dos y tres.

El eslabón que ha disipado mayor energía corresponde al eslabón del nivel 3 ya que es en este nivel donde se concentra la mayor distorsión de entrepiso, sin embargo, como ya se mencionó la IDR_{max} asociada al colapso es superada antes de que el eslabón llegue a su estado de falla.

Tomando la intensidad correspondiente a la IDR_{max} , el estado de daño máximo alcanzado en la estructura, corresponde al estado de daño MR-1 el cual se presenta en los niveles 1, 2 y 3 tomando en cuenta los resultados obtenidos por Gulec *et al.* (2011), mientras que el resto de los eslabones presentan un estado daño estético (MR-0), ver figura 4.25a

Si se toma la intensidad máxima alcanzada por el eslabón previo a que este supere el límite de γ_p , se obtienen estados de daño MR-2 e incluso MR-3 en los niveles 1, 2 y 3, mientras que en los niveles 4 y 5 se presenta estado de daño MR-1 y en los niveles restantes MR-0, ver Figura 4.25a y Figura 4.26.

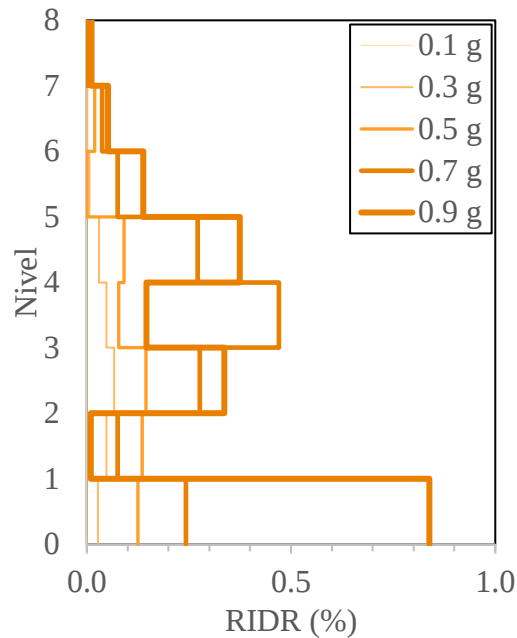


Figura 4.27 *RIDR* ante el registro BA49 (comp. N00E)

La Figura 4.27 muestra los perfiles de *RIDR* del edificio ante las diferentes intensidades de $S_a(T_1)$ a la que fue escalado el registro BA49 en la componente N00E. En el caso de las *RIDR* ocurre algo similar que en el caso de los estados de daño en los eslabones. Por un lado, se tiene la intensidad máxima de 0.7 en donde a base de esta intensidad se puede observar en la figura 4.27 que las distorsiones de entrepiso no superan la distorsión del 0.5%. Mientras que con la intensidad de 0.9 g se observa que supera el 0.5% llegando hasta una distorsión del 0.8%.

Como se puede observar, al considerar la intensidad máxima correspondiente a la IDR_{max} se obtienen valores diferentes a que si se realiza tomando la intensidad máxima de la rotación plástica. En el caso de tomar una intensidad de 0.7g, se puede observar que la *RIDR* ocurre en el cuarto nivel y no en el tercero, que es donde se han obtenido las mayores IDR_{max} y los estados de daños más grandes en los eslabones.

Para el caso de la intensidad de 0.9 g se obtiene una distorsión máxima del 0.84% la cual se presenta en la planta baja. En ambos casos las *RDIR* mínimas se presentan en el piso de azotea, en donde se puede observar que no superan el 0.02% para todos los casos de intensidad a los que el registro se escaló.

Los resultados del edificio de 8 niveles ante el registro obtenido de la estación VM29 muestran una intensidad máxima de 0.9g en la componente N00E, y de 1.0g en la componente N90W, En la Figura 4.28 se presentan las IDR_{max} correspondientes ante dichos registros.

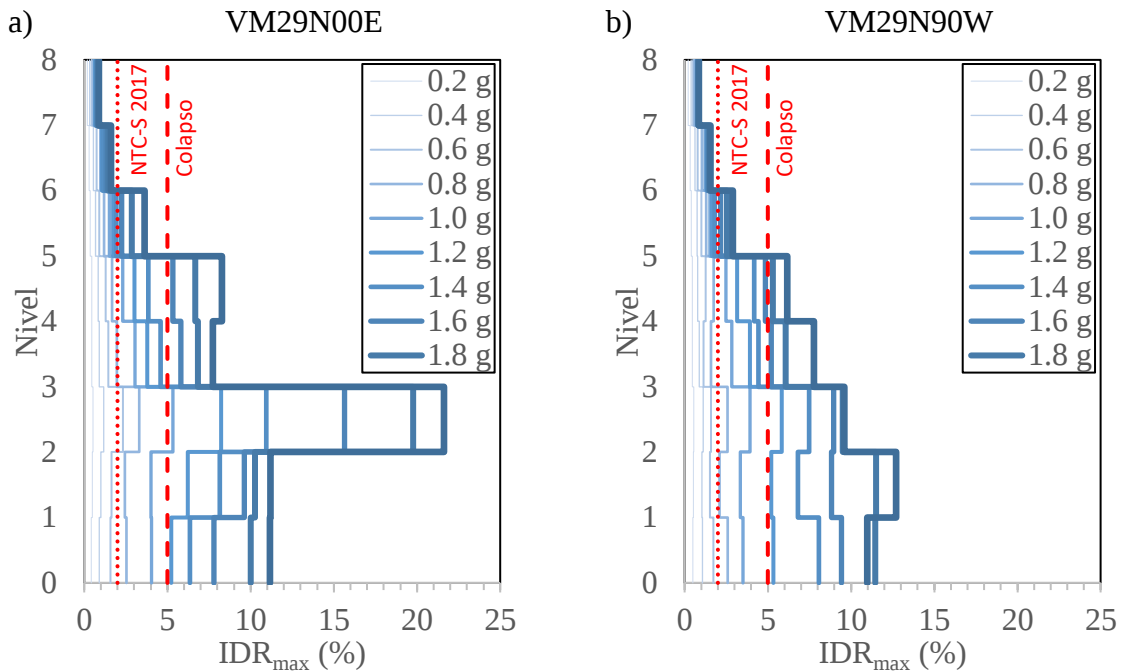


Figura 4.28 a) IDR_{max} correspondientes al registro VM29 (comp. N00E9, b) IDR_{max} correspondientes al registro VM29 (comp. N90W)

Para este caso de análisis, la componente del registro que ocasiono mayores distorsiones es la correspondiente a la N00E, ya que en esta dirección se ha alcanzado una IDR_{max} mayor al 20%, mientras que en la dirección ortogonal a esta las distorsiones son del orden del 12%. Como puede observarse, las mayores IDR_{max} se presentan en la tercera planta y niveles inferiores a esta.

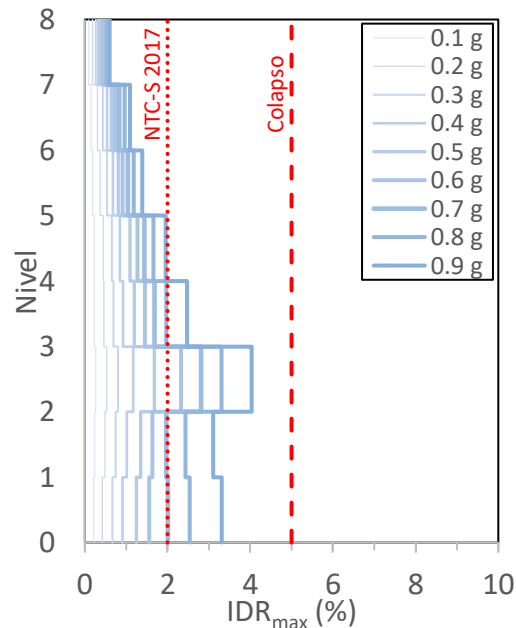


Figura 4.29 Perfil de IDR_{max} correspondientes a las intensidades que no superaron la IDR_{max} asociada al colapso ante el registro VM29 (comp. N00E)

La figura 4.29 muestra el comportamiento de los entrepisos conforme el registro ha sido escalado a diversas intensidades de $S_a(T_1)$ durante el ADI, en dicha figura se puede observar que la intensidad máxima alcanzada antes de superar el límite IDR_{max} ha sido de $0.9g$ y que la IDR_{max} se ha presentado en la tercera planta, seguido de la planta baja y segunda planta.

De nueva cuenta se puede observar que la distribución de las IDR_{max} no es uniforme, la Figura 4.29 es otro ejemplo de esto, ya que como se puede observar, la IDR_{max} correspondiente al último nivel es menor que 0.02% , mientras que en el nivel crítico es de 4.03% .

La figura 4.30 muestra la evolución de la rotación de los eslabones en los distintos niveles conforme la intensidad del registro se va escalando, esto se ha obtenido para las dos componentes del registro, de esta manera se pueden comparar las demandas y los estados de daño ocasionados en los eslabones.

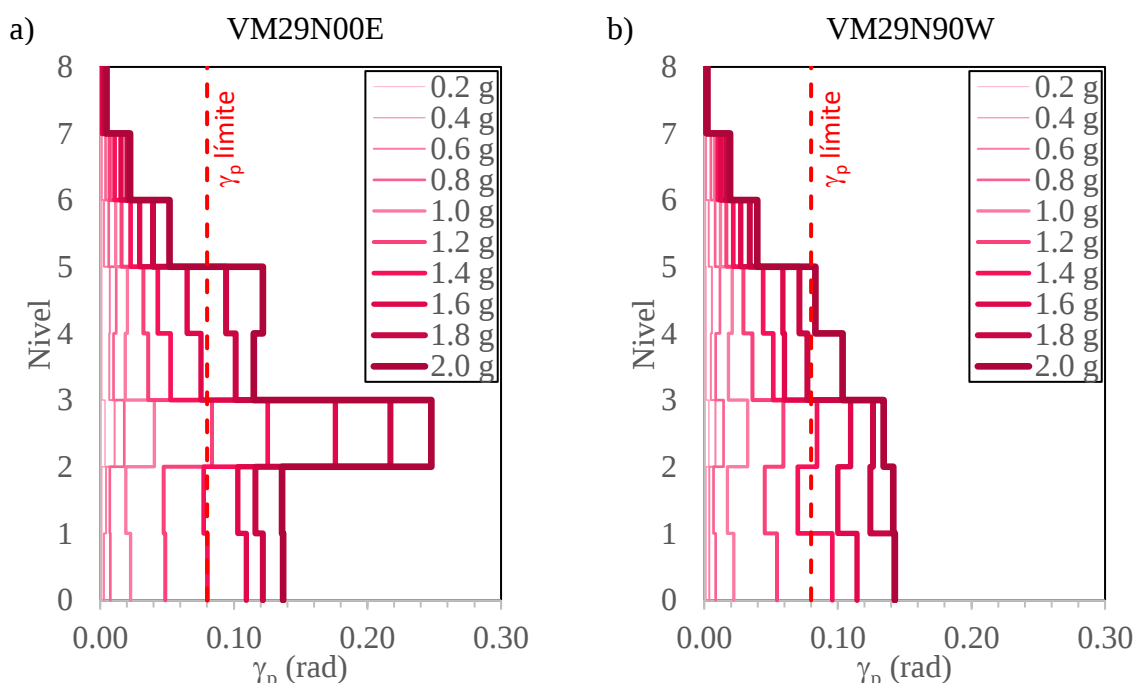


Figura 4.30 a) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro VM29 (comp. N00E), b) Rotación de los eslabones de cada nivel ante el registro VM29 (comp. N90W)

La mayor γ_p ante el registro VM29 con componente N00E se presenta en la tercera planta al igual que en el caso de la IDR_{max} , mientras que en el registro VM29 con componente N90E se presenta en la segunda planta, ambas para una intensidad de $2.0g$.

En este análisis se presenta el mismo caso que con los registros de la estación BA49, donde la IDR_{max} asociada al colapso es superada antes que el límite de γ_p . Tomando en cuenta el límite de γ_p se obtienen para los registros con componentes N00E y N90W, intensidades máximas de $1.2g$ y $1.3g$ respectivamente. En cambio, si se toman las intensidades

correspondientes a la IDR_{max} asociada al colapso, las rotaciones obtenidas a estas intensidades están muy por debajo de los límites de rotación plástica.

Lo anterior se puede ver en las Figuras 4.31a y 4.31b, donde la línea azul corresponde a la intensidad máxima previo a superar la IDR_{max} asociada al colapso, mientras que la línea verde corresponde a la intensidad máxima alcanzada previo a superar el límite de rotación plástica.

Con estas intensidades se obtienen los estados de daño en los diferentes eslabones de cada entrepiso, esto puede observarse en la Figura 4.32 donde se han graficado los límites de los estados de daño asociados a los diferentes métodos de reparación para ambas direcciones de análisis.

El comportamiento histerético de los eslabones se presenta en la Figura 4.31 donde se observa con mayor claridad el desempeño de los eslabones para la intensidad máxima previo al límite de rotación ante el registro de la estación VM29 en la componente N00E.

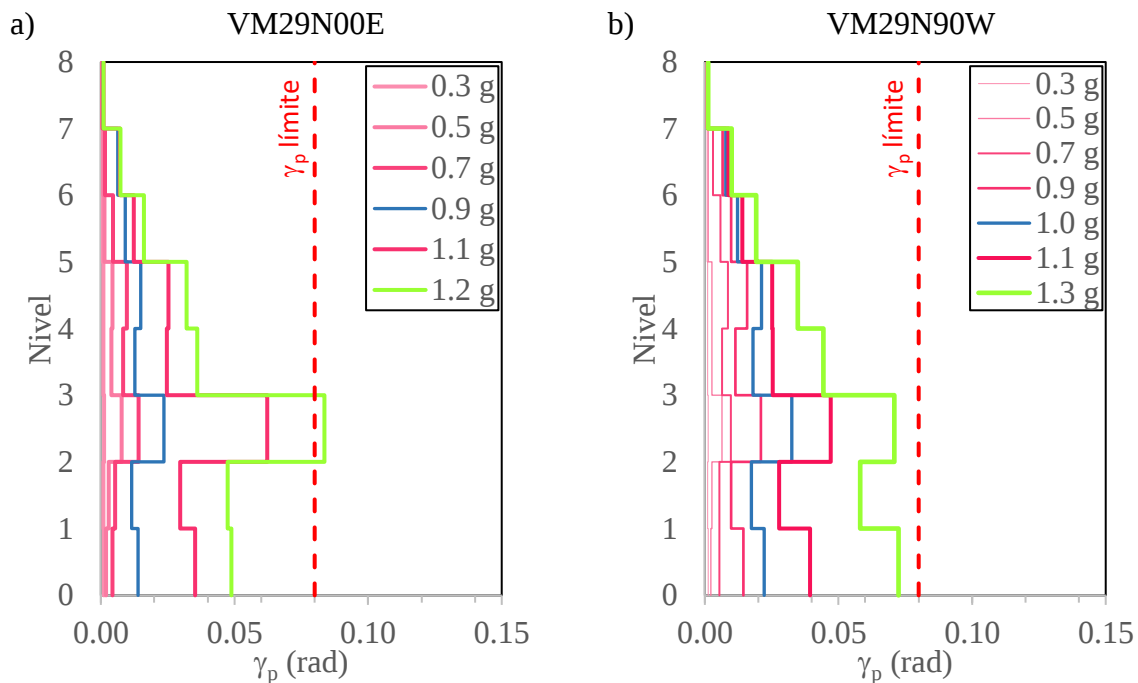


Figura 4.31 a) Intensidades máximas previo a superar el límite de rotación ante el registro VM29 (comp. N00E), b) Intensidades máximas previo a superar el límite de rotación ante el registro VM29 (comp. N90W)

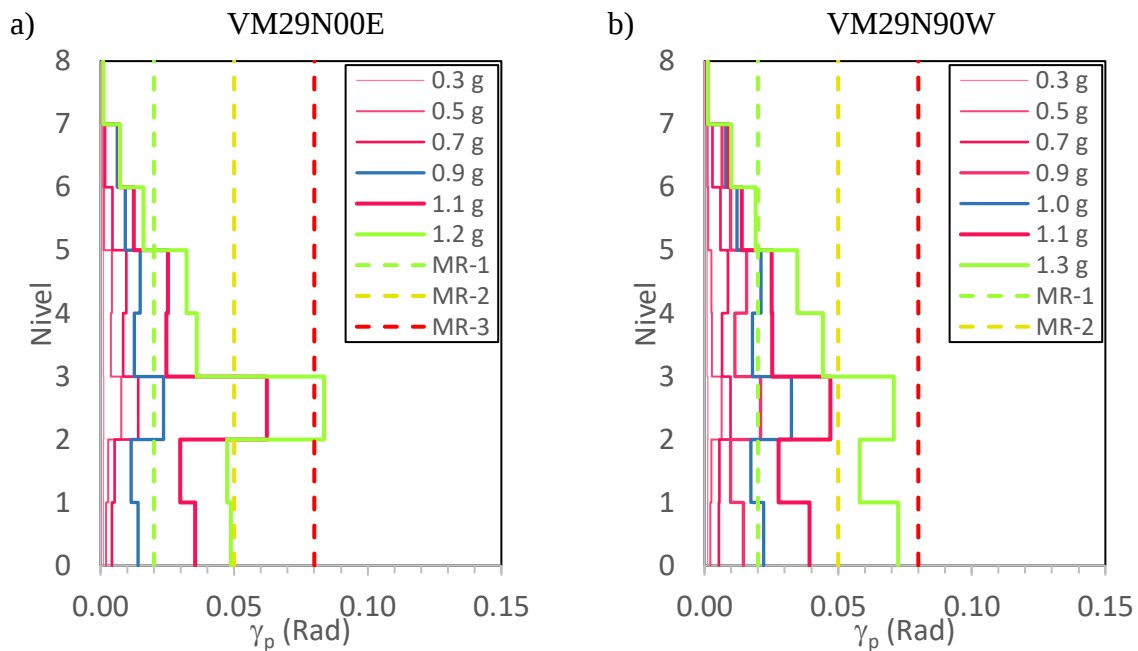
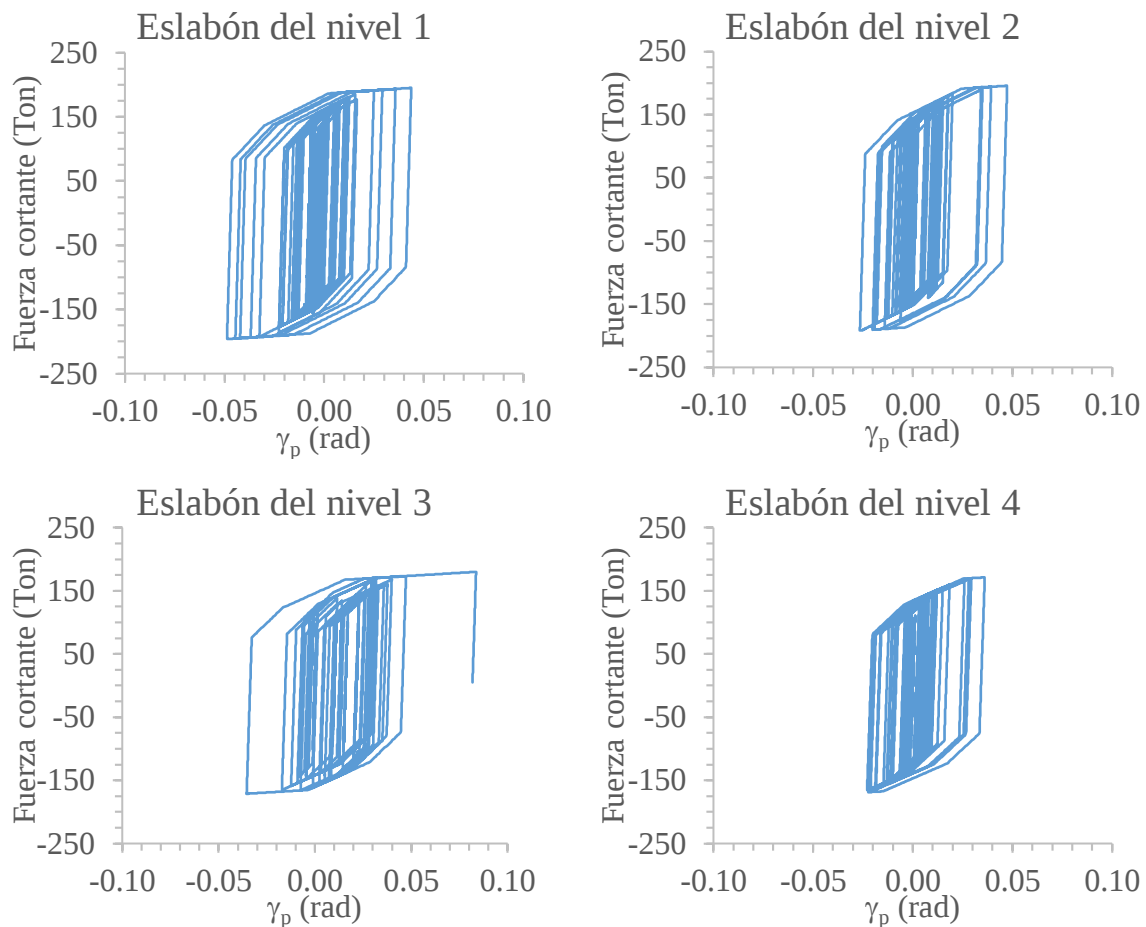


Figura 4.32 a) Estados de daño en los eslabones de los distintos niveles del edificio ante el registro VM29 (comp. N00E), b) Estados de daño en los eslabones de los distintos niveles ante el registro VM29 (comp. N90W)



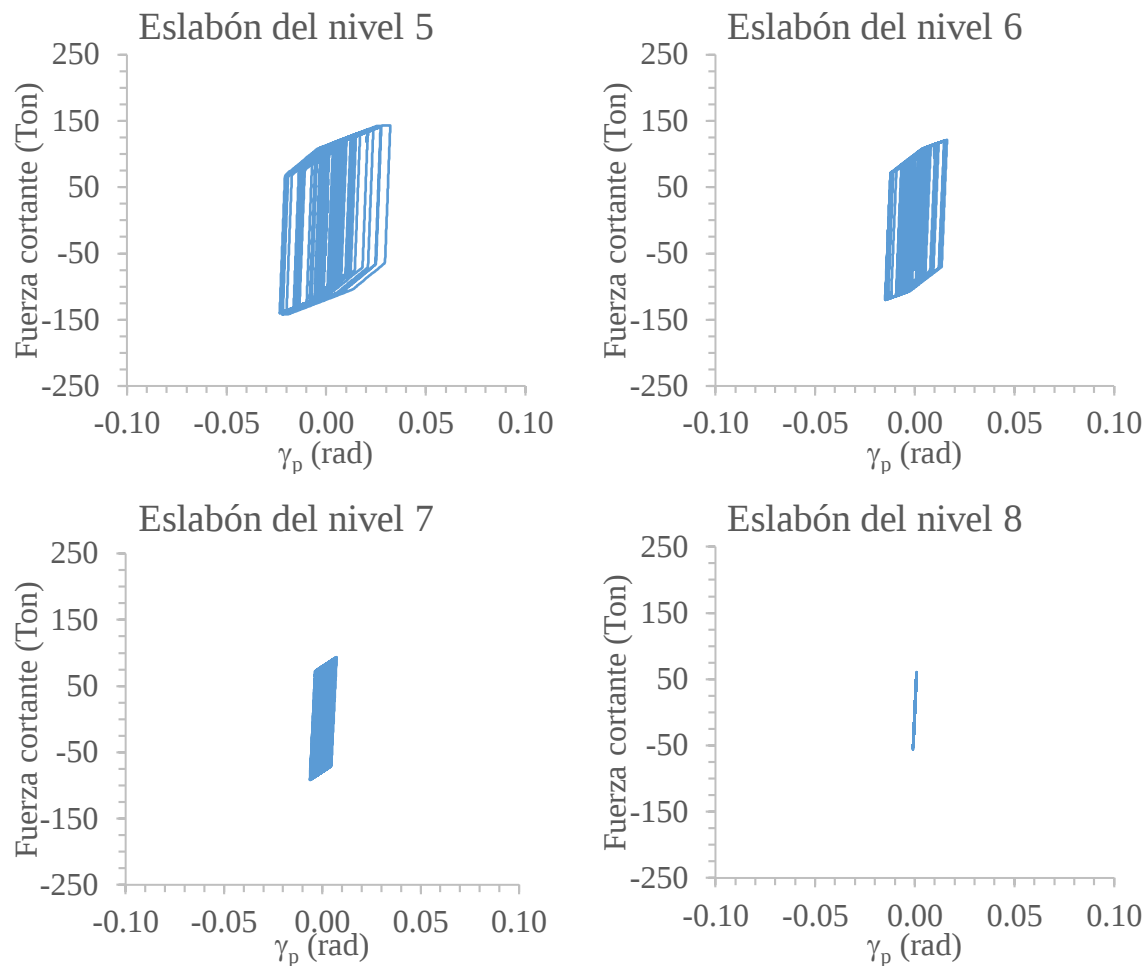


Figura 4.33 Comportamiento histerético de los eslabones del edificio de 8 niveles para una intensidad de 1.2 g ante el registro VM29 (comp. N00E)

Del comportamiento histerético de los eslabones se puede observar que es en el tercer nivel donde se presenta la falla del eslabón, en la Figura 4.32a se puede observar que es en este nivel que el eslabón adquiere el estado de daño MR-3 el cual está asociado a la fractura del alma.

Como se puede observar en la Figura 4.33, los eslabones correspondientes a los primeros niveles, han disipado energía al punto en el que su comportamiento es inelástico, por lo que, a excepción del eslabón del tercer nivel, todos han disipado energía sin haber llegado a la falla.

En el caso del eslabón ubicado en el último nivel, se presenta un comportamiento elástico, el cual nos indica que la energía disipada por este eslabón ha sido mínima, lo que nos lleva a la conclusión de que los eslabones ubicados en los últimos niveles no contribuyen en el comportamiento de la estructura para disipar energía.

Los resultados respecto a la $RIDR$ se pueden ver en la Figura 4.34, donde se observa que para la intensidad de 0.9 g correspondiente a la intensidad máxima previo a superar la IDR_{max} asociada al colapso, se tiene una $RIDR$ del 1.03%. Mientras que para una intensidad de 1.2g, la cual es al correspondiente a la máxima intensidad alcanzada para el límite de γ_p , se obtiene una $RIDR$ del 3.34 %, la cual se presenta en el tercer nivel, nivel en el cual es donde se ha presentado la falla del eslabón.

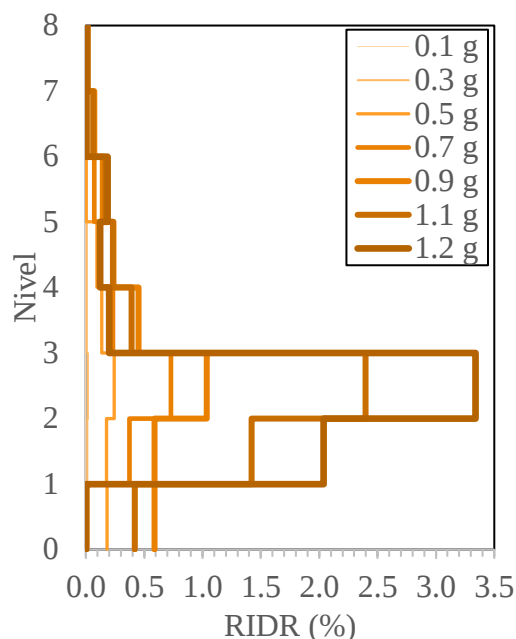


Figura 4.34 $RIDR$ ante el registro VM29 (comp. N00E)

4.3 Respuesta ante el conjunto de registros

El objetivo de esta sección es presentar el comportamiento de ambos edificios ante el conjunto de los registros sísmicos, cada uno escalado hasta una intensidad de 2.0g.

Para observar con detalle estos resultados, se han obtenido las gráficas correspondientes a los parámetros de respuesta tal como son la IDR_{max} y la γ_p de los eslabones.

4.3.1 Respuesta del edificio de 4 niveles

En esta sección se presenta el comportamiento que presentó el edificio ante el conjunto de los 20 registros a los que fue sometido el edificio de 4 niveles. Se han graficado la mediana y los percentiles 16 y 84 de los resultados obtenidos de los ADIs. La Figura 4.35. muestra la evolución de la IDR_{max} a través del incremento de la intensidad. Para tener un punto de referencia, se ha graficado la distorsión máxima que contempla las normas técnicas

complementarias para diseño por sismo NTC-S (2017) para este sistema estructural, al igual que límite establecido por las normas, se ha graficado la IDR_{max} asociada al colapso.

Cabe mencionar que cada dato ubicado dentro del gráfico pertenece a un registro en particular para una intensidad de análisis dada, por lo que en cada columna existe un conjunto de 20 datos.

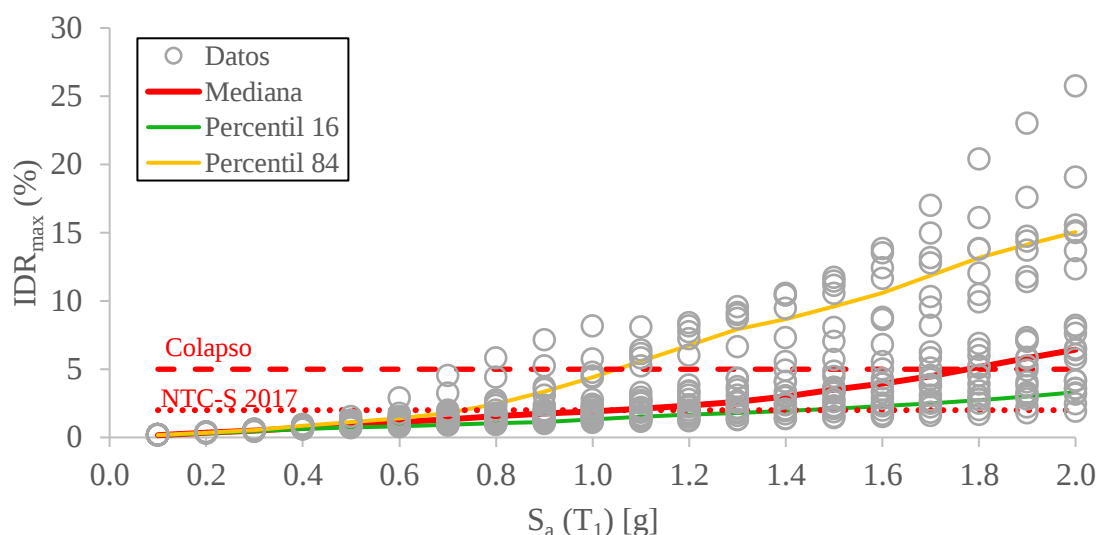


Figura 4.35 Resultados del ADI para el nivel 1 en términos de IDR_{max}

Como se puede observar en la Figura 4.35, en las primeras intensidades la distorsión de entrepiso de cada registro, permanece dentro de los límites de colapso, esto permanece así hasta una intensidad de $0.8g$ donde se ha comenzado a tener distorsiones mayores al límite, esto indica que a esta intensidad se ha presentado la falla de un eslabón en este nivel para ese registro en específico.

Lo anterior puede observarse en la Figura 4.36 donde se observan las rotaciones de los eslabones de todos los registros para todas las intensidades y los estados de daños que les corresponde.

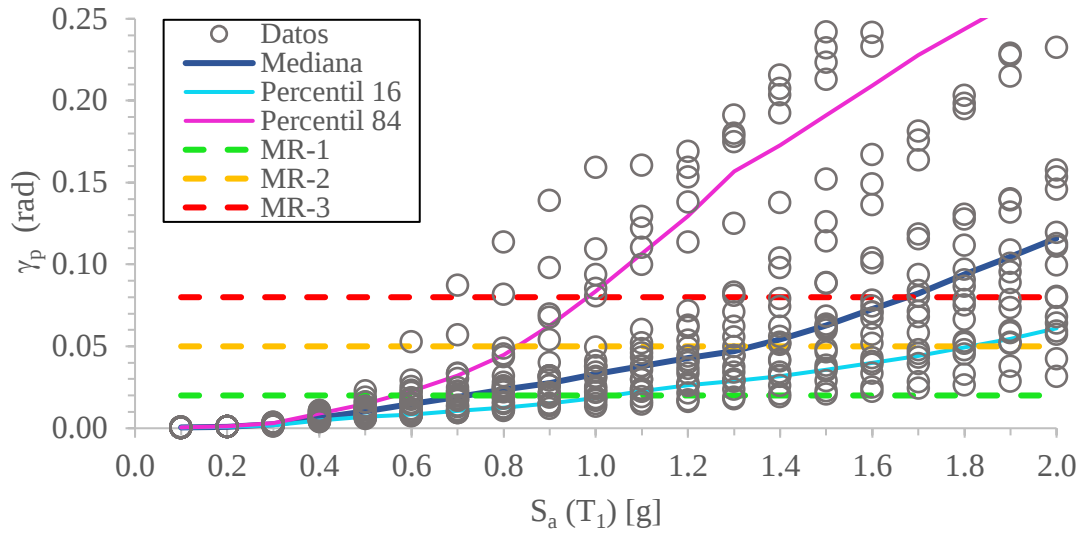


Figura 4.36 Resultados del ADI para el nivel 1 en términos de γ_p

En la Figura 4.36 se puede observar que a una intensidad de $0.8g$ un eslabón ha fallado ante la carga aplicada, como puede verse este dato ha tenido un valor de aproximadamente 0.12 radianes el cual está por encima del límite de rotación plástica establecida en base a los datos experimentales de Gulec *et al.* (2011).

Siguiendo el mismo procedimiento para los datos obtenidos a intensidades mayores de $0.8g$ se puede observar que ocurre lo mismo. Sin embargo, tomando la línea correspondiente al percentil 84 de la media de los valores, se puede observar que es a partir de una intensidad de aproximadamente $1.0g$ que los estados de daño relacionados a la falla de un eslabón ante un registro en particular serían más frecuentes.

A partir de una intensidad mayor a $1.7g$, más de la mitad de los registros han ocasionado la falla de un eslabón en el primer nivel, mientras que a una intensidad de $2.0g$ menos del 16% de los registros han ocasionado un estado de daño correspondiente a una rotación menor a 0.06 radianes.

Los resultados de la IDR_{max} y γ_p correspondientes al segundo nivel se pueden observar en las Figuras 4.37 y 4.38 respectivamente.

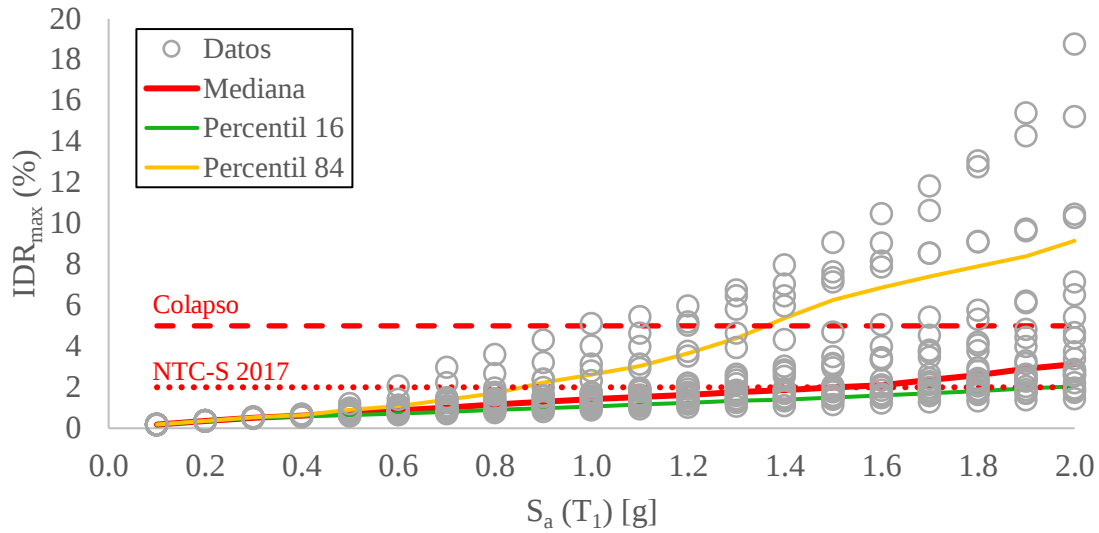


Figura 4.37 Resultados del ADI para el nivel 2 en términos de IDR_{max}

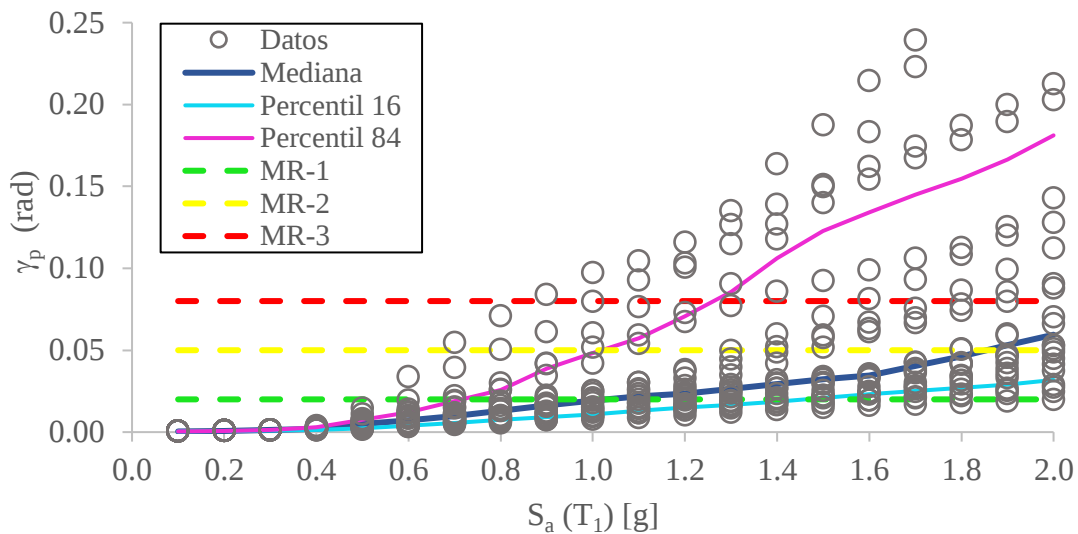


Figura 4.38 Resultados del ADI para el nivel 2 en términos de γ_p

Al igual que con el nivel 1 se puede observar en la Figura 4.37 que para intensidades mayores a $1.0g$, se ha comenzado a presentar la falla de eslabones, sin embargo, tomando la línea del percentil 84 se puede ver que es a partir de una intensidad de $1.3g$, más del 16% de los registros ocasionan la falla en el eslabón ubicado en la segunda planta, y que a una intensidad de $2.0g$ poco más de la mitad de los registros ocasionan estados de daño menores al MR-3.

Es a partir del tercer nivel donde más del 84 % de los valores han presentado IDR_{max} menores a las del 5%, sin embargo, es a intensidades menores a 1.8g que el 84% de los registros provocan estados de daño en los eslabones menores al MR-3. Esto puede verse en las figuras 4.39 y 4.40. respectivamente.

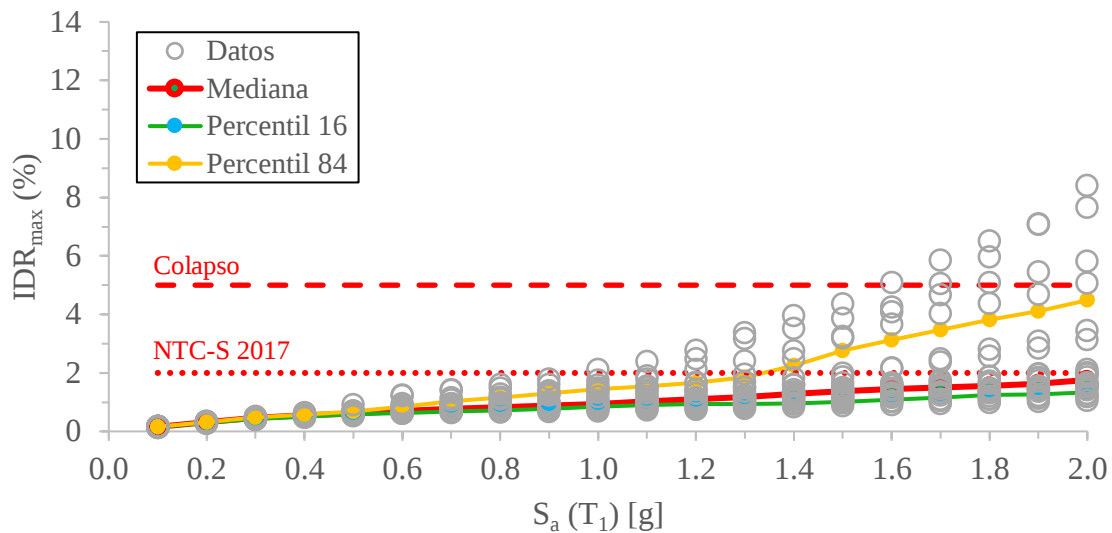


Figura 4.39 Resultados del ADI para el nivel 3 en términos de IDR_{max}

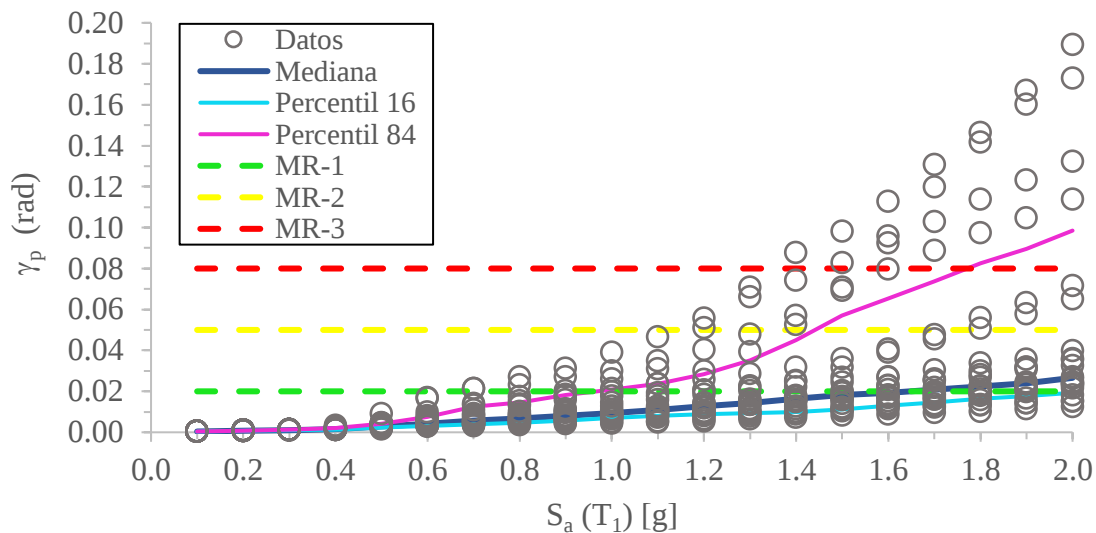


Figura 4.40 Resultados del ADI para el nivel 3 en términos de γ_p

En el cuarto nivel, las distorsiones son mínimas ocasionando estados de daño prácticamente mínimos, esto se puede observar en las Figuras 4.41 y 4.42 donde se muestran las IDR_{max} y las γ_p respectivamente.

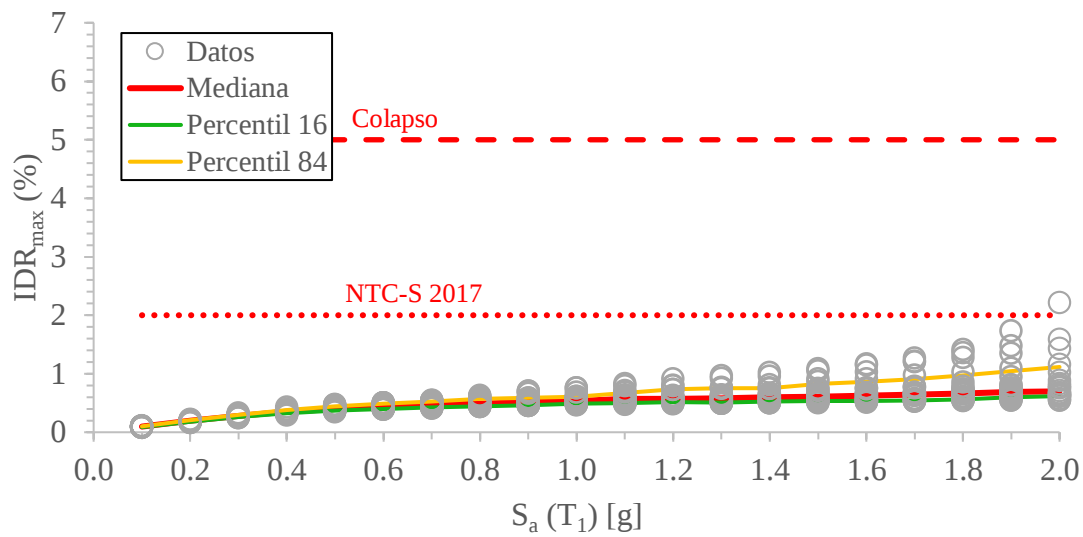


Figura 4.41 Resultados del ADI para el nivel 4 en términos de IDR_{max}

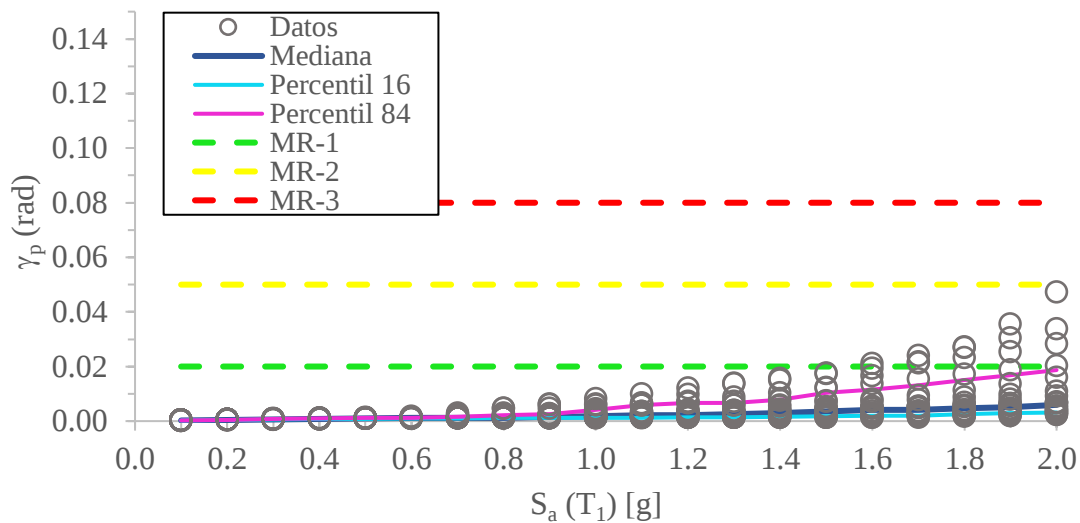


Figura 4.42 Resultados del ADI para el nivel 4 en términos de γ_p

Debido a que las distorsiones que se han presentado en el cuarto nivel son tan pequeñas incluso a intensidades de $2.0g$, el mayor estado de daño que desarrolla este eslabón es el asociado al MR-1.

La Figura 4.43 muestra la evolución de la mediana de la IDR_{max} para cada nivel ante el conjunto de los 20 registros empleados en ADI. Como puede verse es hasta una intensidad de $1.8g$ que la IDR_{max} supera la IDR_{max} asociada al colapso en el nivel 1.

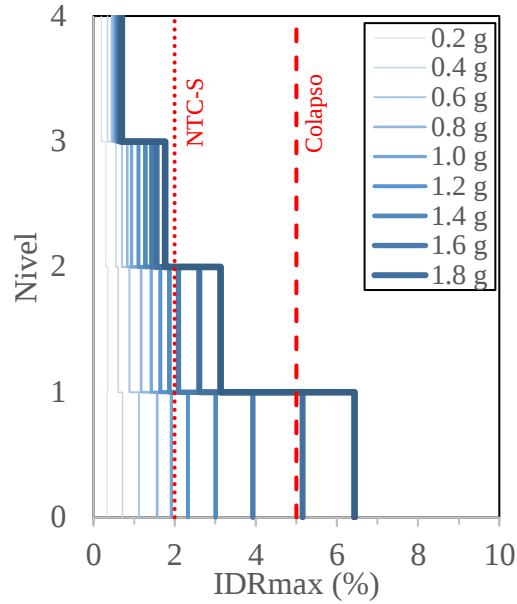


Figura 4.43 Evolución de la mediana de los valores de IDR_{max} correspondientes a intensidades de 0.1g hasta 2.0g para el edificio de 4 niveles

De igual manera en la Figura 4.44 se puede ver la evolución de la mediana correspondiente a los valores de las γ_p de los eslabones de todos los niveles ante las diferentes intensidades. Como puede verse, para este caso es hasta una intensidad de 1.6g que la mediana de las rotaciones ha permanecido dentro del límite de 0.08 rad. En la misma figura se puede observar los estados de daño asociados a los distintos métodos de reparación.

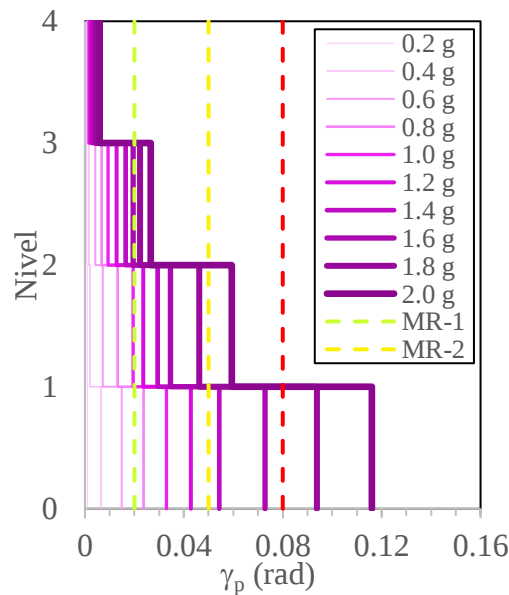


Figura 4.44 Evolución de la mediana de los valores de γ_p correspondientes a intensidades de 0.1g hasta 2.0g para el edificio de 4 niveles

La Figura 4.45 muestra la mediana correspondiente a los valores de *RIDR* de todos los niveles para intensidades desde 0.2g hasta 2.0g. En dicha figura se puede observar que es en la planta baja donde se presenta la mayor *RIDR* la cual corresponde a un valor de 1.38% a una intensidad de 2.0g.

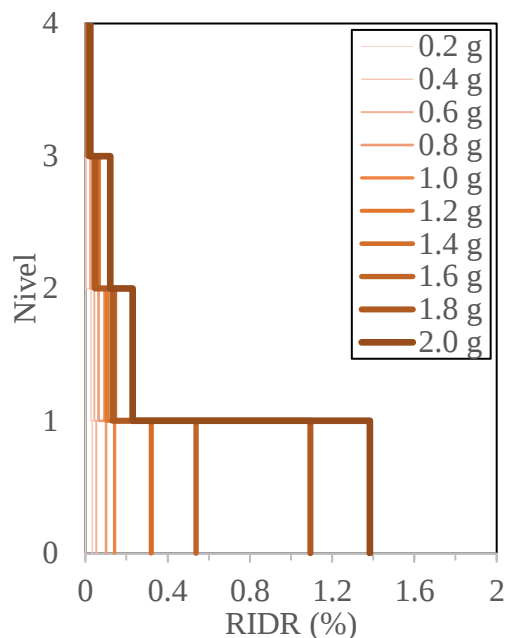


Figura 4.45 Evolución de la mediana de los valores de *RIDR* correspondientes a intensidades de 0.1g hasta 2.0g para el edificio de 4 niveles

4.3.2 Respuesta del edificio de 8 niveles

En esta sección se presenta la respuesta del edificio de 8 niveles, en donde se puede observar cómo es el comportamiento de los niveles de entrepiso ante el conjunto de registros que han sido escalados durante el ADI.

Cabe mencionar que los niveles 4, 6 y 7 han sido excluido debido a que los resultados obtenidos para estos tienen gran similitud con los resultados de los entrepisos 3, 5 y 8 respectivamente.

En la Figura 4.46 se observa los resultados obtenidos para el primer nivel en términos de la IDR_{max} , se ha graficado la mediana de los valores junto con los percentiles 84 y 16.

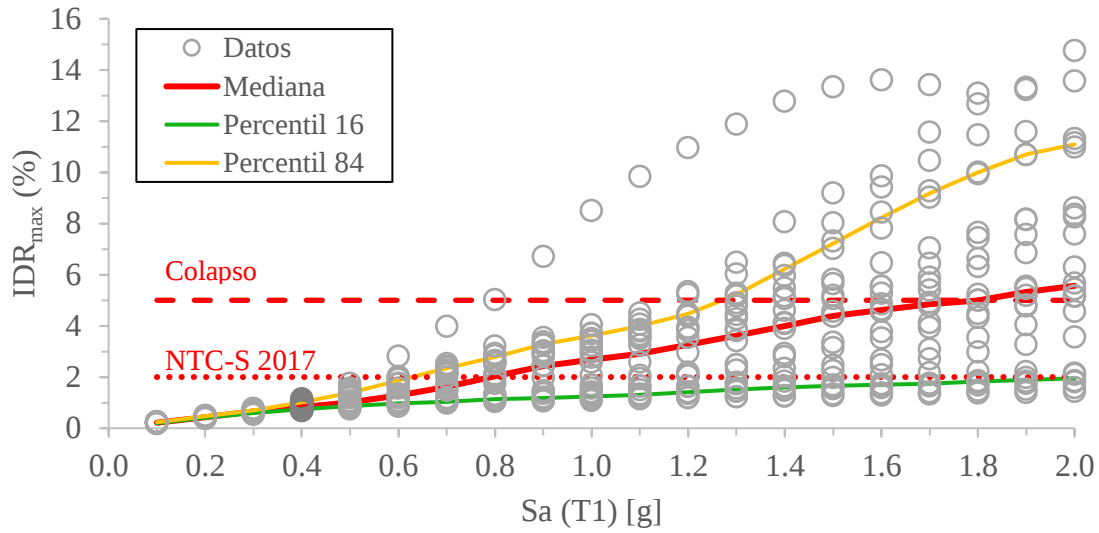


Figura 4.46 Resultados del ADI para el nivel 1 en términos de IDR_{max}

Puede apreciarse que a una intensidad de $0.7g$ el 100% de los registros no han ocasionado superado que las IDR_{max} superen el límite de colapso, sin embargo, es a partir de esta intensidad que la estructura comienza a superar este límite para algunos registros en particular. Cabe mencionar que la intensidad a la que se supera el límite de colapso es menor que la intensidad a la que se supera el límite de rotación, esto puede verse en la Figura 4.47, donde a una intensidad de $0.9g$ se comienza a superar el límite para un registro en particular el cual corresponde a la estación BA49 en la componente N00E.

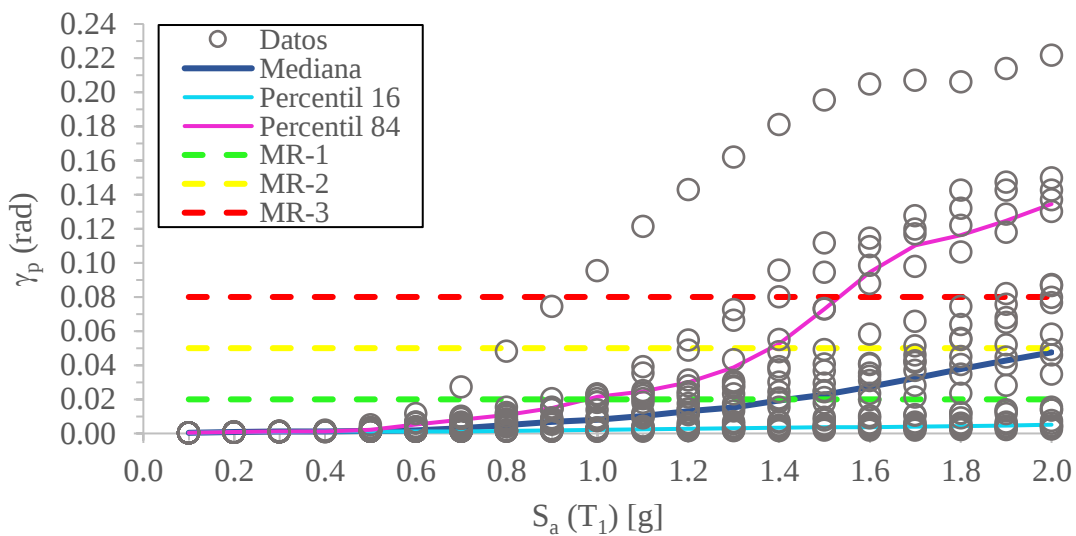


Figura 4.47 Resultados del ADI para el nivel 1 en términos de γ_p

Para el segundo nivel la IDR_{max} asociada al colapso se supera a partir de una intensidad de $0.9g$, mientras que para una intensidad de $1.7g$ más de la mitad de los registros han ocasionado distorsiones de entepiso mayores al 5%, Figura 4.48.

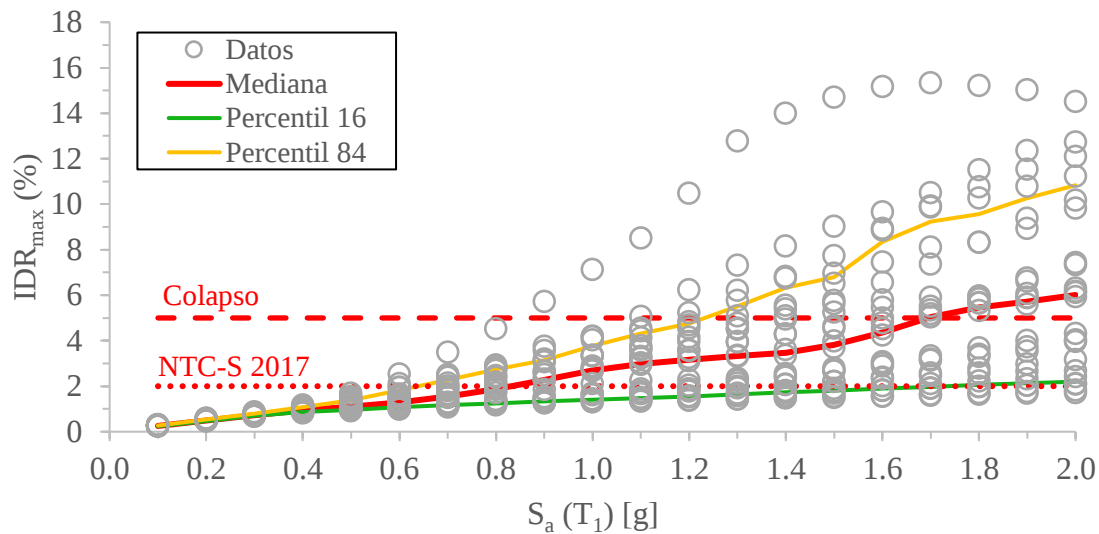


Figura 4.48 Resultados del ADI para el nivel 2 en términos de IDR_{max}

En el caso de la rotación plástica es hasta una intensidad de $1.1g$ que el límite de rotación ha sido superado, y es hasta una intensidad de $1.7g$ que más del 16 % de los registros ocasionan que dicho límite sea superado.

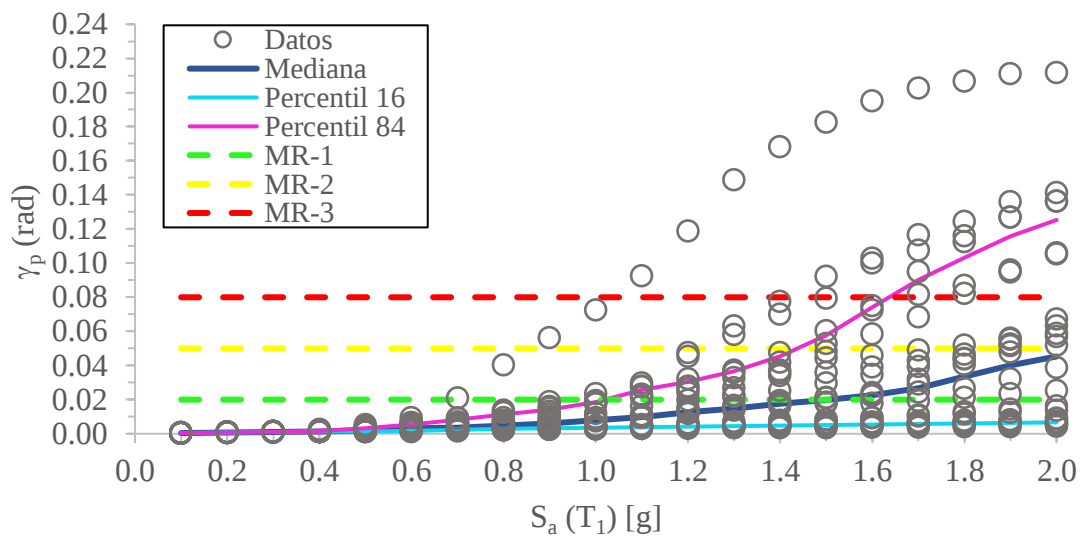


Figura 4.49 Resultados del ADI para el nivel 2 en términos de γ_p

Para el tercer nivel los valores comienzan a exceder el límite de colapso a partir de una intensidad de $0.8g$, a una intensidad de $1.0g$ más del 16% de los registros han ocasionado distorsiones máximas mayores al 5% y es a partir de una intensidad de $1.5g$, que más del 50% de los registros ocasionan valores mayores al 5%, ver Figura 4.50.

Para el caso de las γ_p , la intensidad a la que se supera el límite de rotación es mayor a la correspondiente para la IDR_{max} asociada al colapso, a una intensidad de $1.4g$ más del 16% de los registros han ocasionado la superación del límite de γ_p , mientras que para una intensidad de $2.0g$ más del 50% ocasionan una γ_p mayor a 0.08 radianes, ver Figura 4.51.

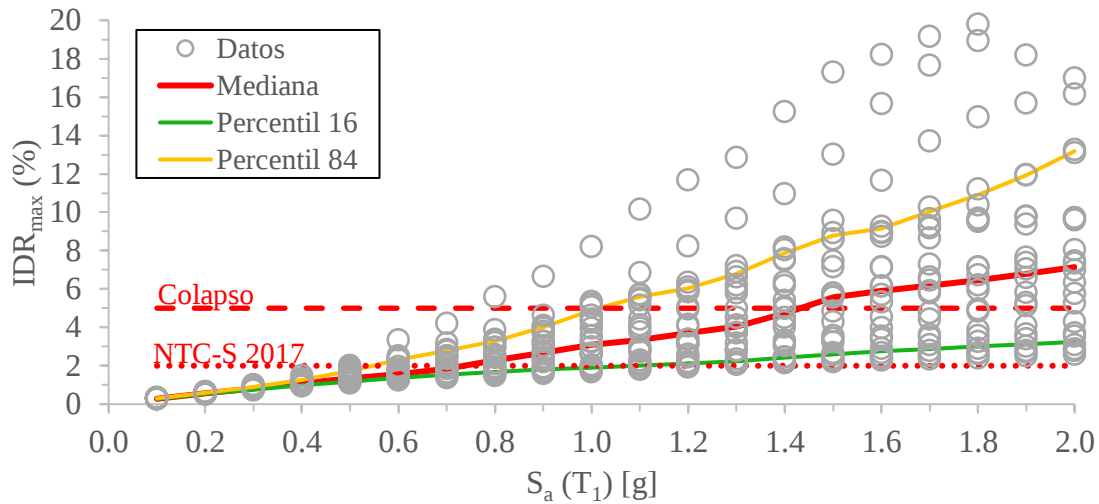


Figura 4.50 Resultados del ADI para el nivel 3 en términos de IDR_{max}

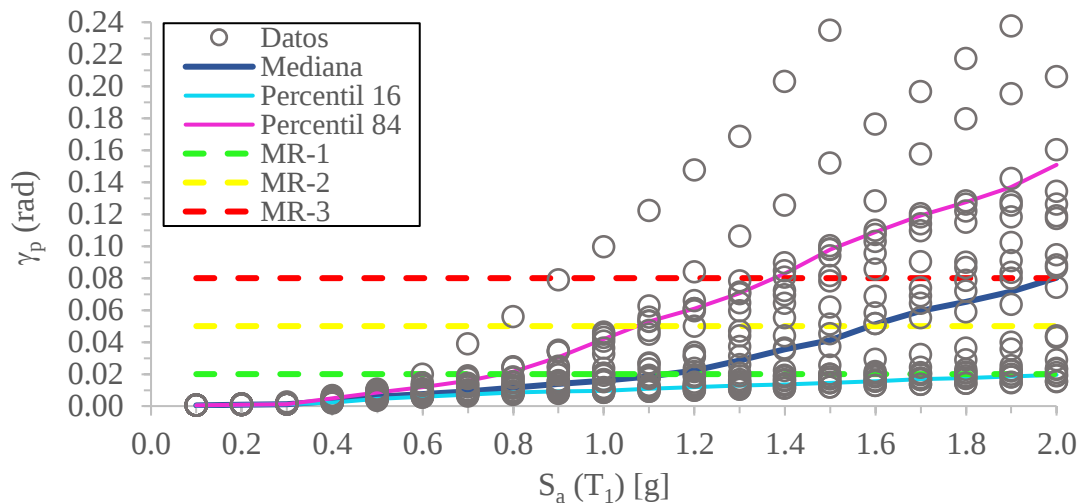


Figura 4.51 Resultados del ADI para el nivel 3 en términos de γ_p

En el caso de quinto nivel, la intensidad a la que se supera el límite de colapso es a partir de 1.2g mientras que a partir de 1.7g más del 16% de los registros han ocasionado que se supere el límite de colapso, y es a una intensidad de 2.0g que más de la mitad de los registros demandan distorsiones menores a dicho límite, ver Figura 4.52.

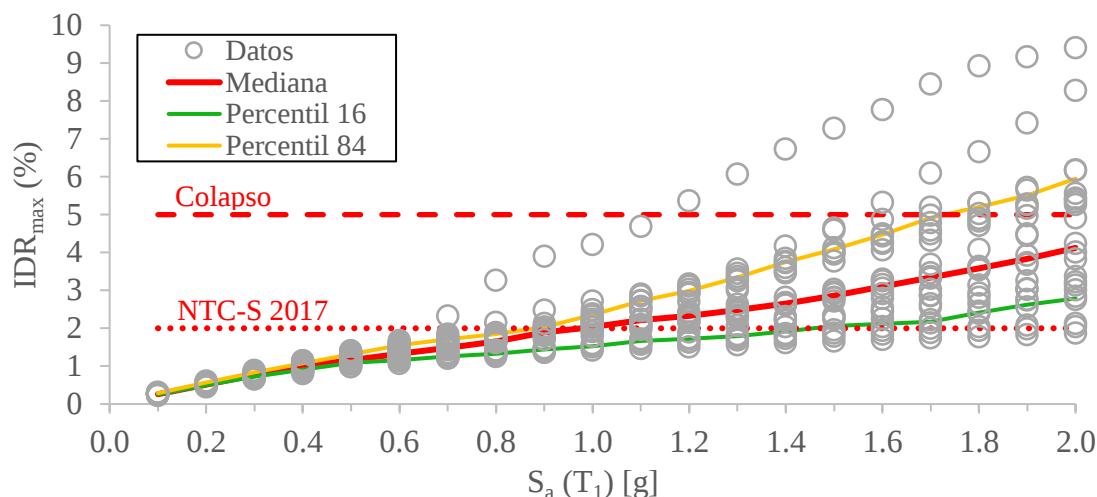


Figura 4.52 Resultados del ADI para el nivel 5 en términos de IDR_{max}

En el caso de las rotaciones el límite de rotación plástica se supera a partir de una intensidad de 1.3g, sin embargo, como puede observarse es hasta una intensidad de 2.0g que más del 16% de los registros demandan una rotación mayor a este límite, Figura 4.53. Lo anterior nos indica que a partir de este nivel más del 84% de los registros aplicados a la estructura ocasionaran demandas en la rotación por debajo del límite de rotación plástica.

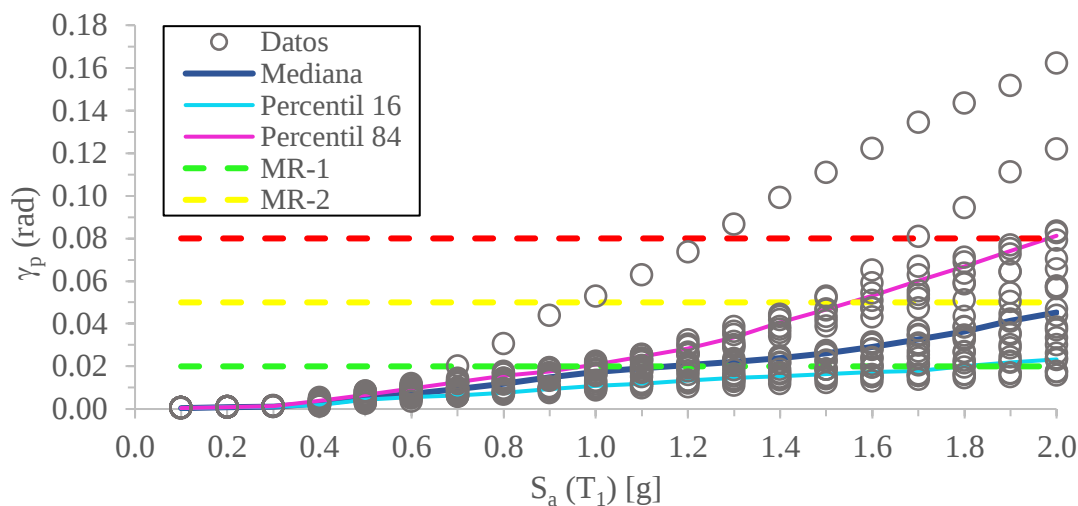


Figura 4.53 Resultados del ADI para el nivel 5 en términos de γ_p

En la Figura 4.54 puede observarse que es en el octavo nivel donde se han desarrollado las IDR_{max} más pequeñas de todo el edificio, las distorsiones de este nivel no han superado los límites de la IDR_{max} del 5% y de las NTC-S (2017), las cuales establecen un valor de IDR_{max} para diseño del 2%. Lo anterior debido a la distribución no uniforme de las fuerzas horizontales sobre la estructura y los efectos P delta sobre esta.

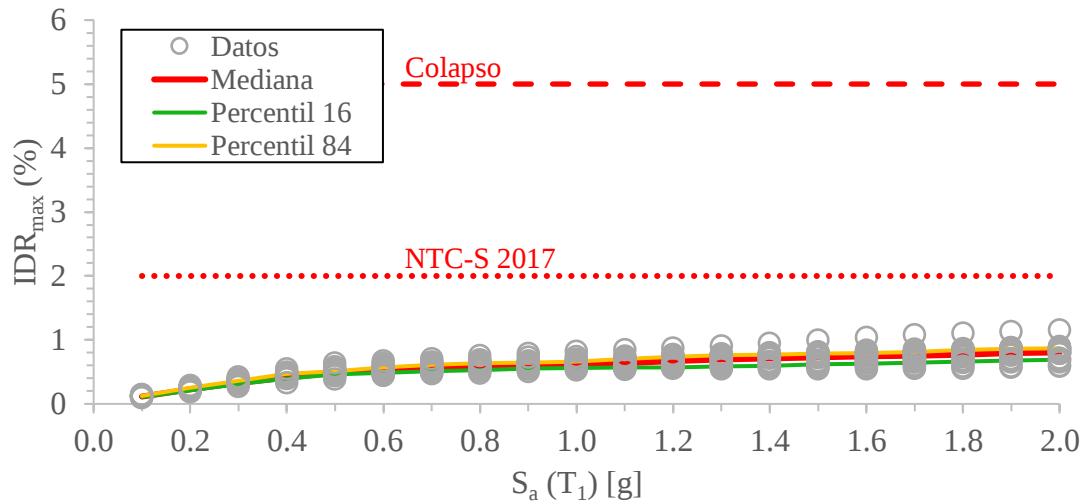


Figura 4.54 Resultados del ADI para el nivel 8 en términos de IDR_{max}

Como puede observarse en la Figura 4.55, los estados de daño provocados en los eslabones al momento de disipar la energía han sido mínimos, a una intensidad de 2.0g el 100% de los registros han ocasionado una rotación menor a 0.02 rad, por lo que el estado de daño presentado en este nivel corresponde al MR-0.

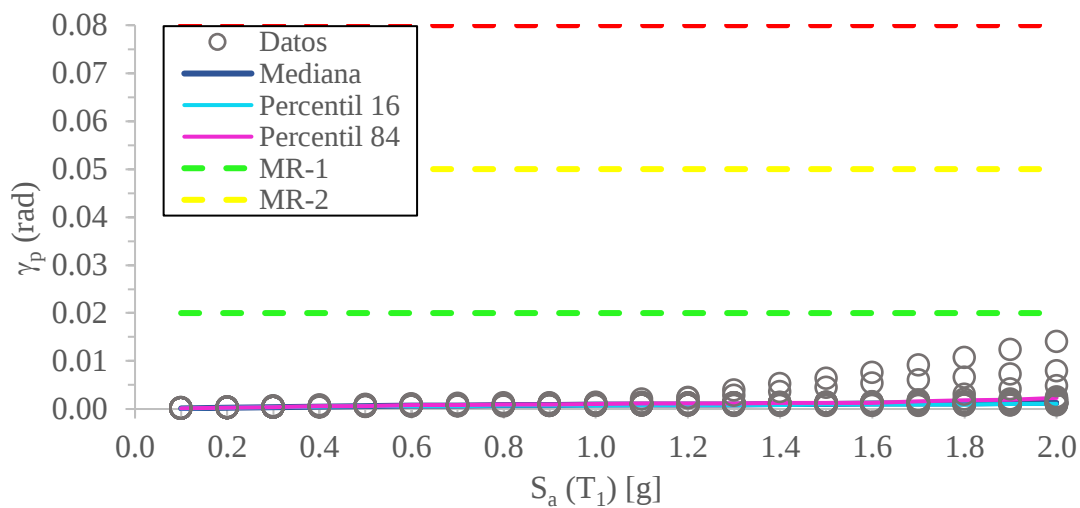


Figura 4.55 Resultados del ADI para el nivel 8 en términos de γ_p

La Figura 4.56 muestra la mediana de los valores de IDR_{max} de cada nivel ante intensidades de $0.1g$ hasta $2.0g$, como puede observarse la mayor IDR_{max} se presenta en el tercer nivel y es hasta una intensidad de $1.7g$ que esta intensidad ha superado a la IDR_{max} asociada al colapso.

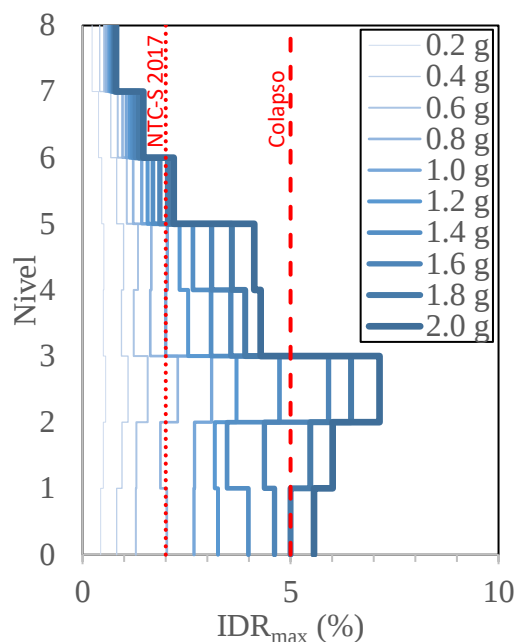


Figura 4.56 Evolución de la mediana de los valores de IDR_{max} correspondientes a intensidades de $0.1g$ hasta $2.0g$ para el edificio de 8 niveles

La Figura 4.57 muestra la evolución de la mediana de los valores correspondientes a la γ_p , donde se puede observar que la mediana de la rotación se encuentra al límite de 0.08 rad a intensidades de $2.0g$, sin embargo, es importante resaltar que la sección empleada como eslabón, es mayor a la requerida por lo que existe una sobrerresistencia de este al momento de disipar energía, por lo que esta es una posible causa del comportamiento de dicha rotación.

Debido a lo anterior, el estado máximo de daño alcanzado por la mediana de la rotación se presenta en el tercer nivel, y corresponde a daños debido a pandeo local en alma o patines que están asociados al método de reparación MR-2.

La Figura 4.58 muestra la mediana de los valores correspondientes a la $RIDR$ de cada nivel para niveles de intensidad de $0.1g$ hasta $2.0g$. En dicha figura se puede observar que la máxima $RIDR$ a una intensidad de $2.0g$ se presenta en la planta baja, sin embargo, la mayoría de las $RIDR$ se presentan en el tercer nivel, nivel donde se han presentado las IDR_{max} mayores.

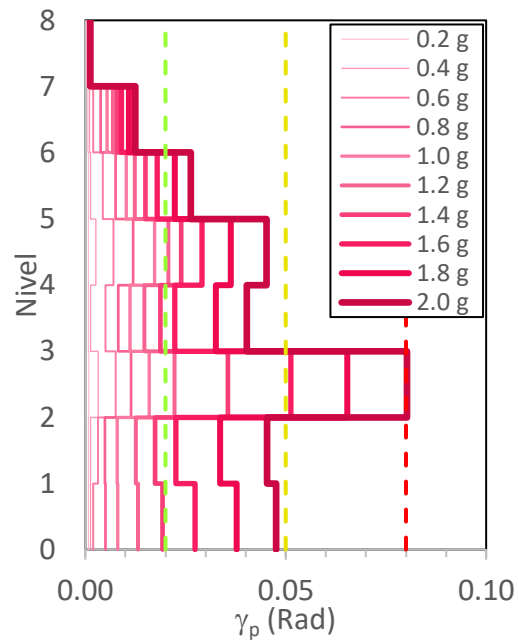


Figura 4.57 Evolución de la mediana de los valores de γ_p correspondientes a intensidades de 0.1g hasta 2.0g para el edificio de 8 niveles

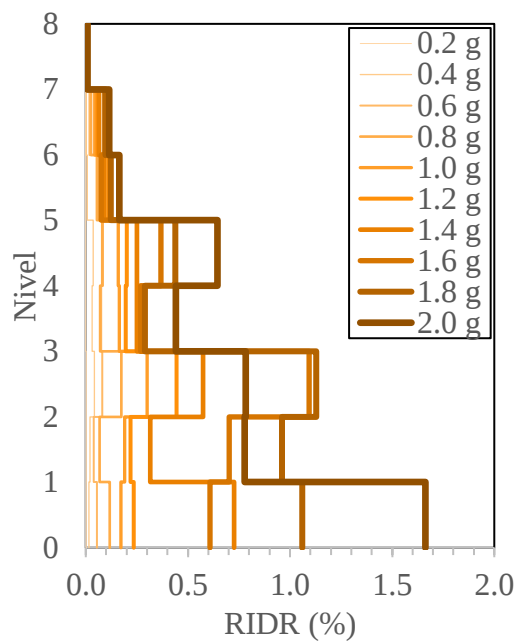


Figura 4.58 Evolución de la mediana de los valores de $RIDR$ correspondientes a intensidades de 0.1g hasta 2.0g para el edificio de 8 niveles

4.4. Relaciones entre IDR_{max} , $RIDR$ y γ_p

El objetivo de esta sección es presentar las relaciones que guardan los parámetros de demanda entre sí, de esta manera es posible obtener una línea de tendencia entre ambos para de esa manera poder obtener una ecuación que nos permita obtener un parámetro desconocido con ayuda de otro que si conocemos.

Un ejemplo de lo mencionado en el párrafo anterior sería el siguiente; conociendo la $RIDR$ medida de un edificio tras un evento sísmico, es posible obtener un aproximado de cuál fue la distorsión máxima alcanzada durante ese evento sísmico, con ayuda de la ecuación que relacione a estos dos parámetros de demanda.

Para este caso las relaciones a obtener son: 1) distorsión máxima de entrepiso (IDR_{max}) vs rotación plástica del eslabón (γ_p), 2) distorsión permanente de entrepiso ($RIDR$) vs rotación plástica del eslabón (γ_p) y 3) distorsión máxima de entrepiso (IDR_{max}) vs distorsión permanente de entrepiso ($RIDR$).

Las relaciones antes mencionadas se obtendrán para cada uno de los edificios empleados en este estudio.

4.4.1 Relaciones del edificio de 4 niveles

Para el edificio de 4 niveles se han utilizado los resultados obtenidos por los ADIs, más específicamente, las IDR_{max} y las γ_p máximas obtenidas, con estos valores se ha podido obtener la relación de la Figura 4.59.

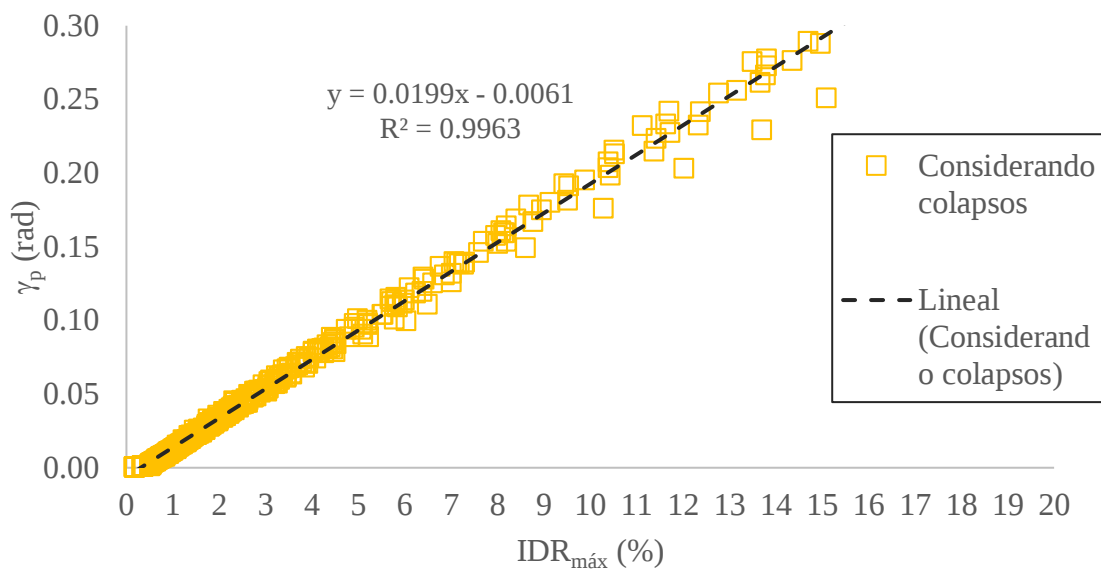


Figura 4.59 Relación de la IDR_{max} vs γ_p del eslabón para el edificio de 4 niveles

Cabe mencionar que esta relación se ha elaborado tomando el valor máximo del conjunto de las IDR_{max} ante cada registro para todas las intensidades, de esta manera se han obtenido un total de 400 datos. Este procedimiento se ha realizado de igual manera para la γ_p de los eslabones y la $RIDR$ de cada entrepiso de la estructura.

En la Figura 4.59 obtenida entre la IDR_{max} y la γ_p se puede observar que la función que mejor se ajusta es una función lineal la cual indica que la rotación del eslabón es linealmente proporcional a la distorsión máxima de entrepiso.

Cabe mencionar que la Figura 4.59 se ha elaborado tomando en cuenta valores que superan los límites de IDR_{max} y los de γ_p , excluyendo dichos valores se ha elaborado la Figura 4.60, la cual como puede observarse se obtiene una tendencia lineal.

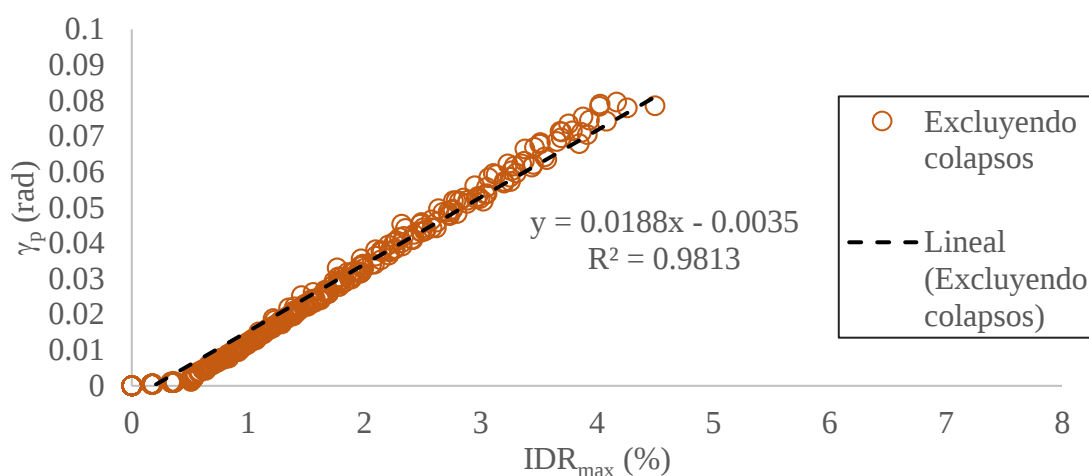


Figura 4.60 Relación de la IDR_{max} vs γ_p eslabón para el edificio de 4 niveles excluyendo valores superiores al límite de 5% y 0.08 rad

De la Figura 4.60 se puede observar que la distorsión máxima de entrepiso para la cual se alcanza un valor de rotación de 0.08 es menor que el 5%. Con ayuda de la expresión contenida dentro de la Figura 4.54 es posible obtener las γ_p correspondientes IDR_{max}

De manera similar se obtiene la relación γ_p vs IDR_{max} con la cual es posible obtener las IDR_{max} a las cuales se presentan los estados de daño correspondientes a la Tabla 1.1, esto con ayuda de la línea de tendencia y su respectiva ecuación, Figura 4.61 y Tabla 4.3.

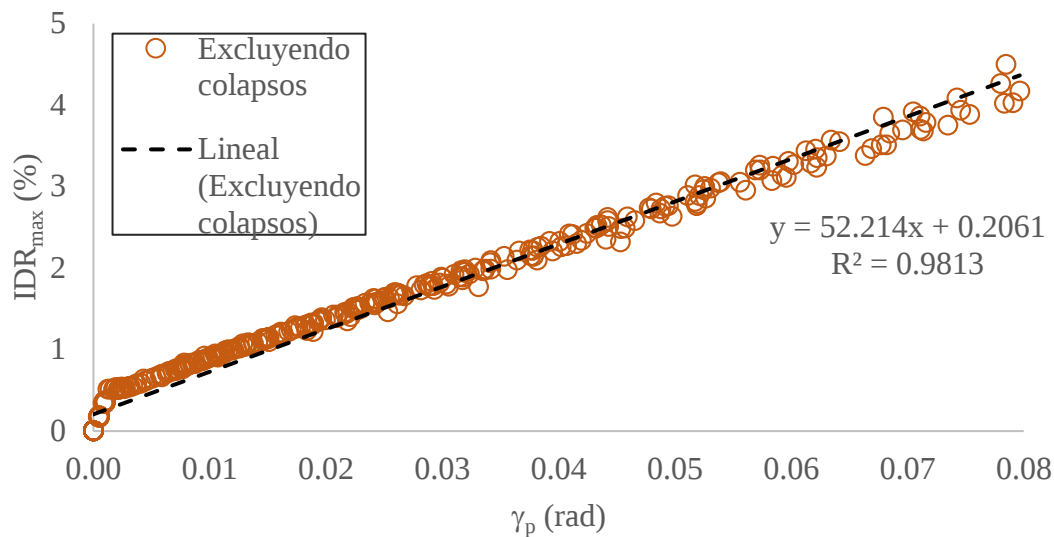


Figura 4.61 Relación de la γ_p vs IDR_{max} para el edificio de 4 niveles excluyendo valores superiores al límite de 0.08 rad y 5%

Tabla 4.3 IDR_{max} asociada a los diferentes métodos de reparación para el edificio de 4 niveles

Estado de daño	γ_p	IDR_{max} (%)
MR-1	0.02	1.25
MR-2	0.05	2.81
MR-3	0.08	4.38

De manera similar se ha obtenido la relación $RIDR$ vs γ_p , sin embargo, para este caso, el tipo de función que se ha ajustado mejor ha sido la de tipo exponencial, la cual se puede observar en la Figura 4.62.

De igual manera que con la relación entre la IDR_{max} y la rotación plástica, se han desarrollado dos líneas de tendencia. La línea de tendencia presentada en la Figura 4.62, corresponde a la tendencia de los resultados obtenidos durante los ADI. Mientras que la tendencia de la Figura 4.63 corresponde a los valores que están por debajo del límite de γ_p .

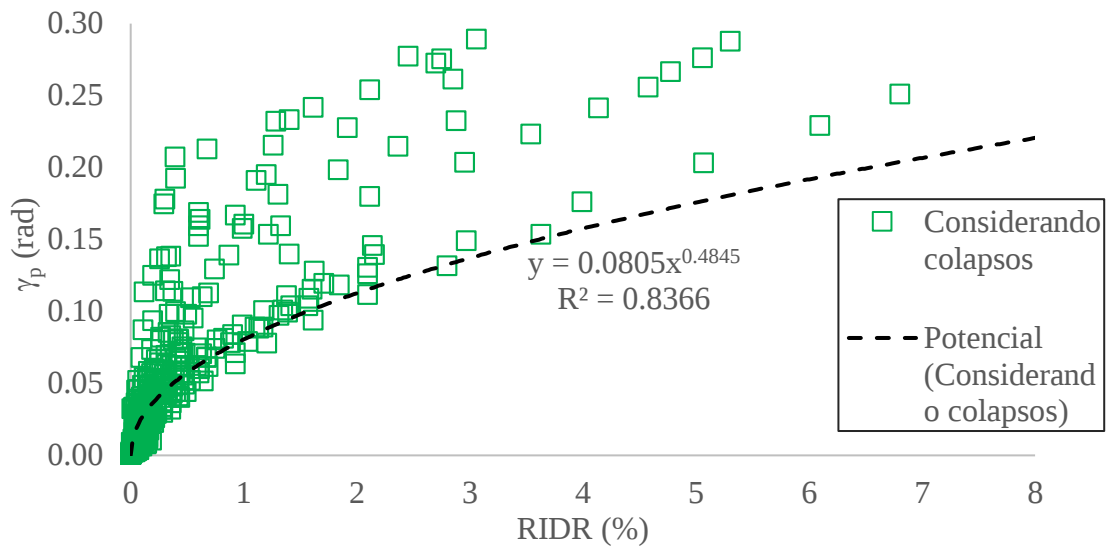


Figura 4.62 Relación de la $RIDR$ vs γ_p del eslabón para el edificio de 4 niveles

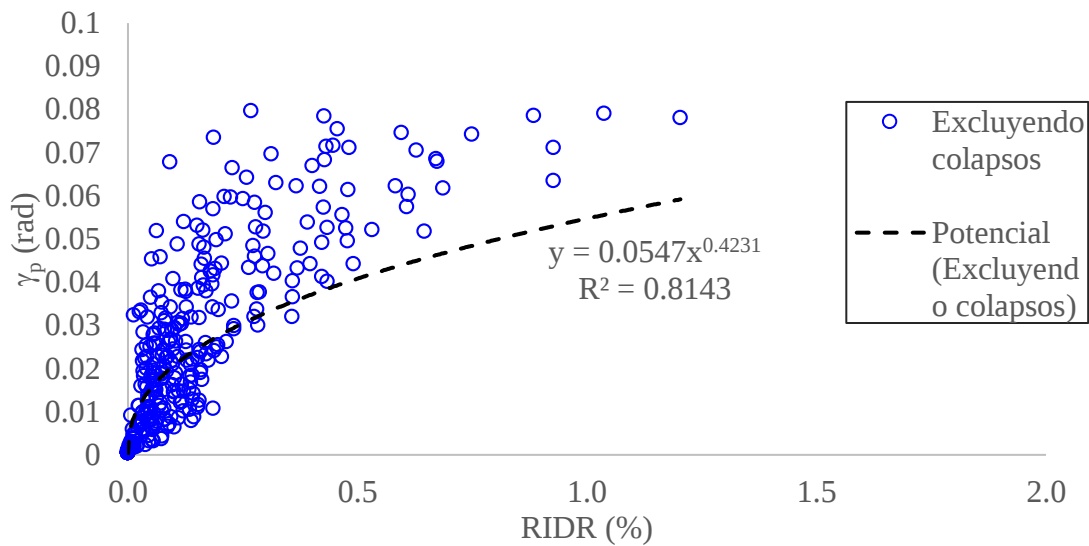


Figura 4.63 Relación de la $RIDR$ vs γ_p para el edificio de 4 niveles excluyendo valores superiores al límite de 0.08 rad y del 2% para $RIDR$

La Figura 4.64 muestra la relación que existe entre la γ_p y la $RIDR$ y la línea de tendencia que se presenta entre los datos, con la ecuación de esta es posible obtener la $RIDR$ correspondiente a las rotaciones asociadas a los estados de daño de la Tabla 1.1, estos valores se pueden observar en la Tabla 4.4.

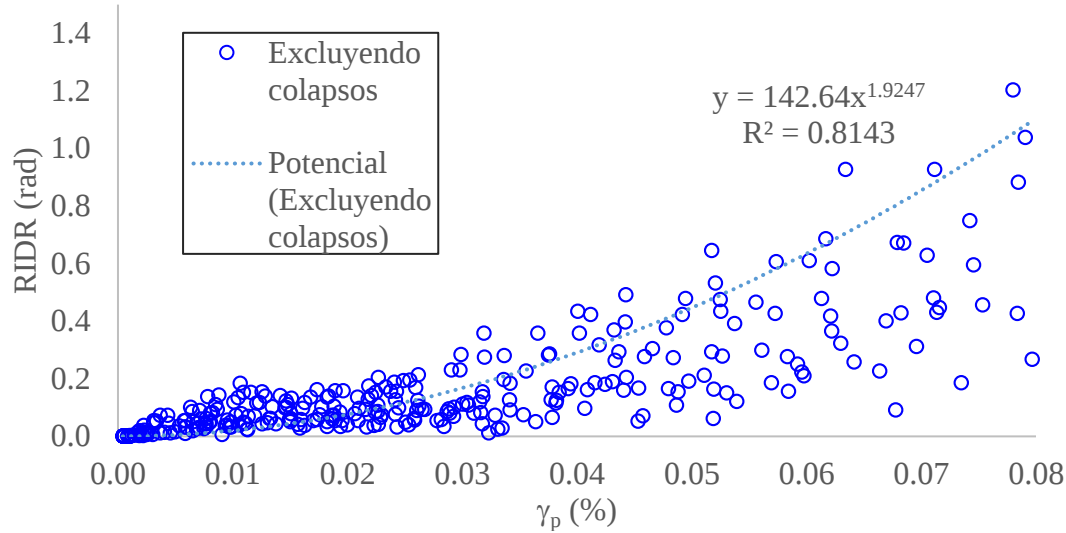


Figura 4.64 Relación de la γ_p vs $RIDR$ para el edificio de 4 niveles excluyendo valores superiores al límite del 2% para $RIDR$ y de 0.08 rad

Tabla 4.4 $RIDR$ asociada a los diferentes métodos de reparación para el edificio de 4 niveles

Estado de daño	γ_p	$RIDR$ (%)
MR-1	0.02	0.08
MR-2	0.05	0.45
MR-3	0.08	1.10

En el caso de la distorsión residual se ha propuesto un límite del 2% debido a que, en la práctica profesional los edificios que superan este valor deben ser demolidos ya que regresarlos a su posición original es muy costoso.

Con el límite de $RIDR$ del 2% e IDR_{max} asociada al colapso es posible obtener una relación entre ambos parámetros de respuesta, la cual, nos ayuda a obtener una IDR_{max} a partir de la $RIDR$ medida en campo, de esta manera se obtiene con ayuda de la relación obtenida en la Figura 4.60, la rotación plástica del eslabón correspondiente, Figura 4.65.

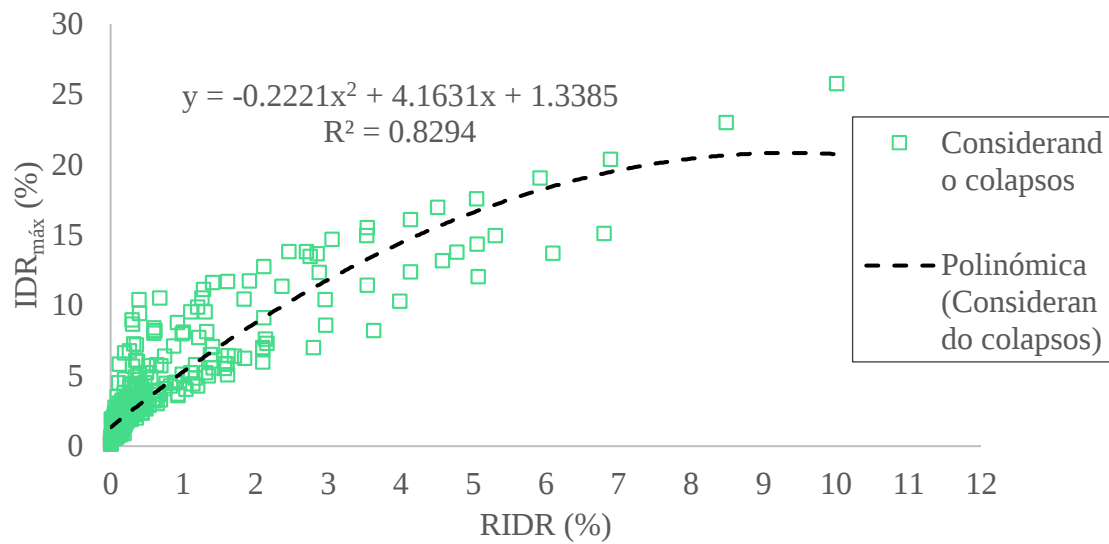


Figura 4.65 Relación de $RIDR$ vs IDR_{max} para el edificio de 4 niveles

La Figura 4.66 muestra la tendencia de los resultados tomando en cuenta los límites de IDR_{max} e $RIDR$, de los cuales la $RIDR$ no supera el 2% ya que primero son alcanzadas intensidades de IDR_{max} mayores al 5%. Para estos datos la línea de tendencia que mejor se ajustó fue una de tipo potencial.

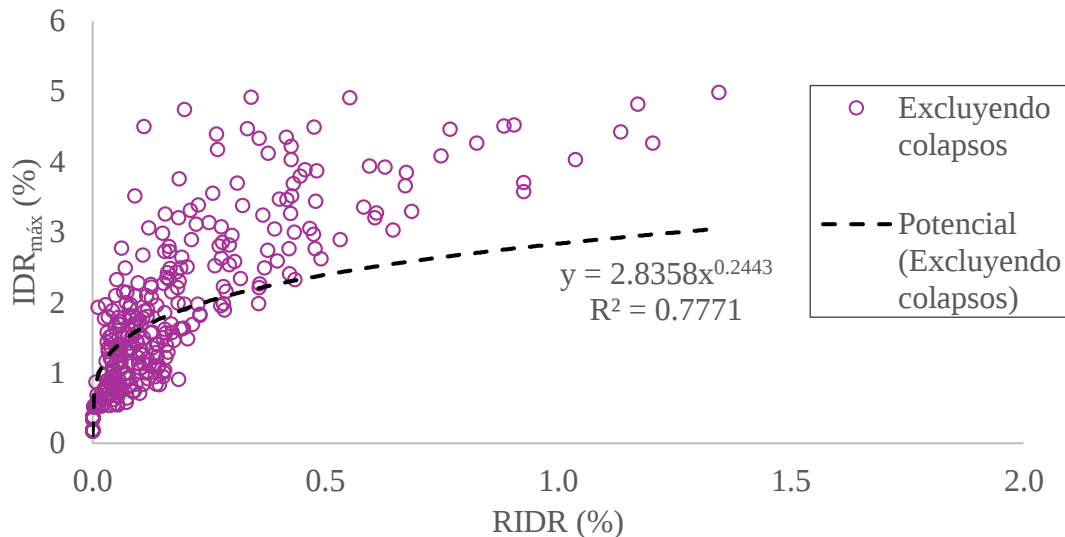


Figura 4.66 Relación de la $RIDR$ vs IDR_{max} para el edificio de 4 niveles excluyendo valores de $RIDR$ mayores a 2% y IDR_{max} mayores a 5%

4.4.2 Relaciones del edificio de 8 niveles

De igual manera que para el edificio de 4 niveles se han obtenido las relaciones para el edificio de 8 niveles, sin embargo, para el caso de la relación entre la IDR_{max} y la γ_p , la función que mejor se ha ajustado ha sido una función del tipo potencial, ver Figura 4.67.

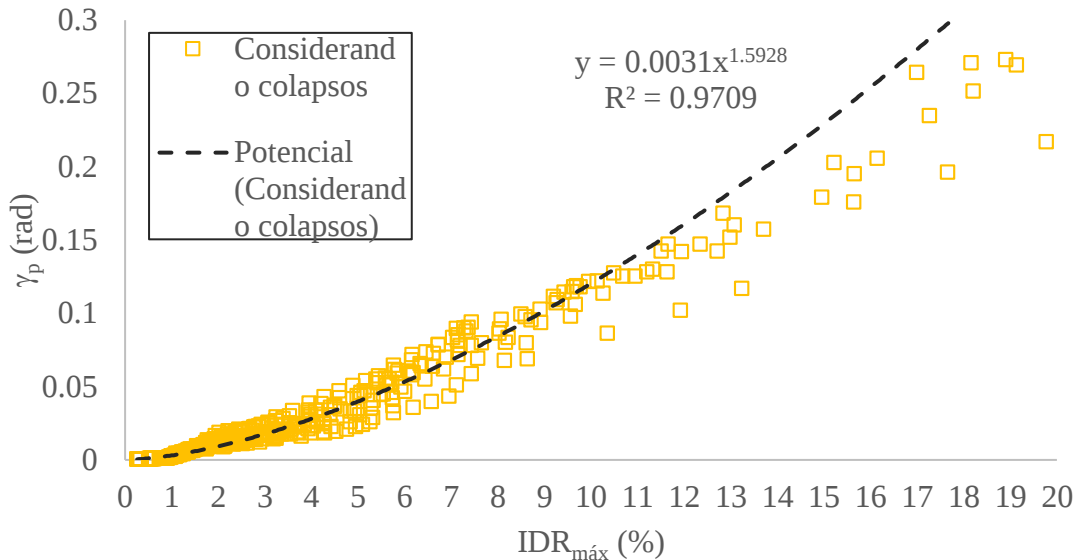


Figura 4.67 Relación de la IDR_{max} vs γ_p del eslabón para el edificio de 8 niveles

La línea de tendencia mostrada en la Figura 4.65 ha sido obtenida tomando en cuenta un total de 400 datos, los cuales corresponden al valor máximo del conjunto de las distorsiones máximas de entrepiso ante cada registro para todas las intensidades, este procedimiento se realizó de igual manera para la γ_p y la $RIDR$.

La Figura 4.68 muestra la relación que existe entre la IDR_{max} y la γ_p para valores menores al 5% y 0.08 rad respectivamente. Como puede observarse en dicha figura y empleando la expresión contenida en esta misma, la rotación máxima para este edificio es de 0.045 rad y que está asociada a una IDR_{max} de 5%. Lo anterior nos indica que el límite de IDR_{max} es superado antes que el de γ_p , sin embargo, esto se puede atribuir a que las secciones de los eslabones son mayores a las requeridas y tardan más en entrar en el rango inelástico.

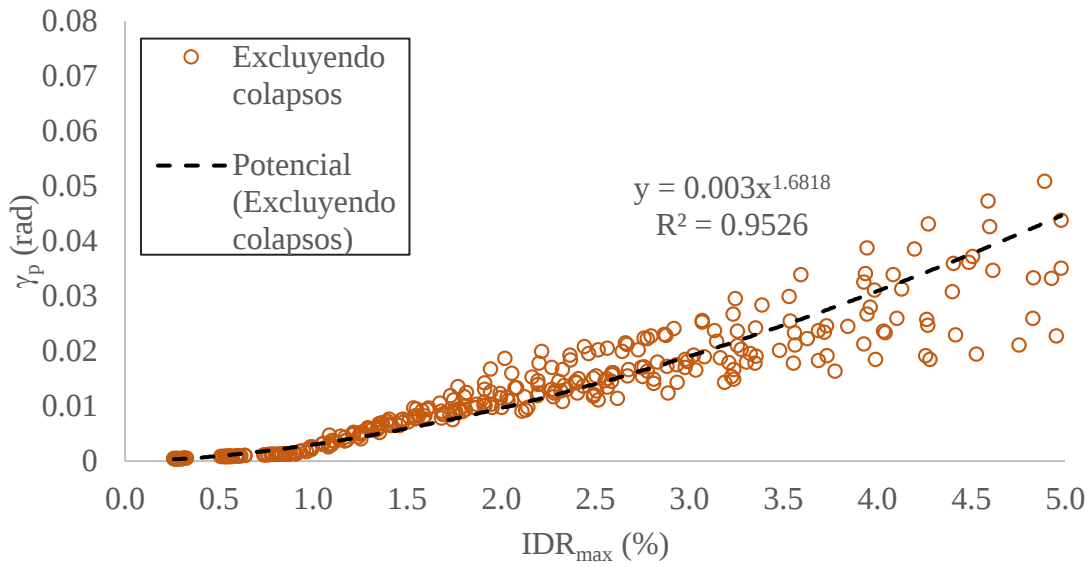


Figura 4.68 Relación de la IDR_{max} vs γ_p eslabón para el edificio de 8 niveles excluyendo valores superiores al límite de 5% de IDR_{max}

Con ayuda de la expresión contenida dentro de la Figura 4.66 es posible obtener las γ_p correspondientes a la IDR_{max} del evento sísmico.

En la Figura 4.69 se muestra la relación entre la γ_p y la IDR_{max} , con esta relación y la expresión contenida en dicha figura, se puede obtener la Tabla 4.5 la cual muestra la IDR_{max} asociada a la γ_p de los estados de daño en los eslabones, los cuales se describen en la Tabla 1.1.

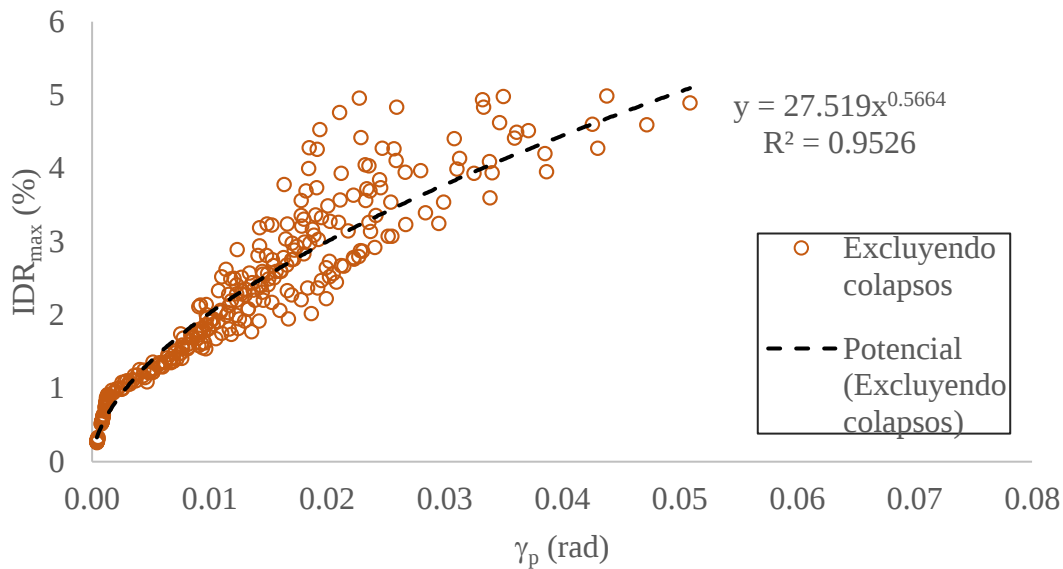


Figura 4.69 Relación de la γ_p vs IDR_{max} para el edificio de 8 niveles excluyendo valores superiores al límite de 0.08 rad y 5%

Tabla 4.5 IDR_{max} asociada a los diferentes métodos de reparación para el edificio de 8 niveles

Estado de daño	γ_p	IDR_{max} (%)
MR-1	0.02	3.00
MR-2	0.05	5.04
MR-3	0.08	6.58

La relación entre la $RIDR$ y la γ_p se obtuvieron de la misma manera, la Figura 4.70 muestra la relación tomando en cuenta los 400 datos, incluso los que presentan valores mayores a los límites establecidos, obteniendo una línea de tendencia del tipo potencial.

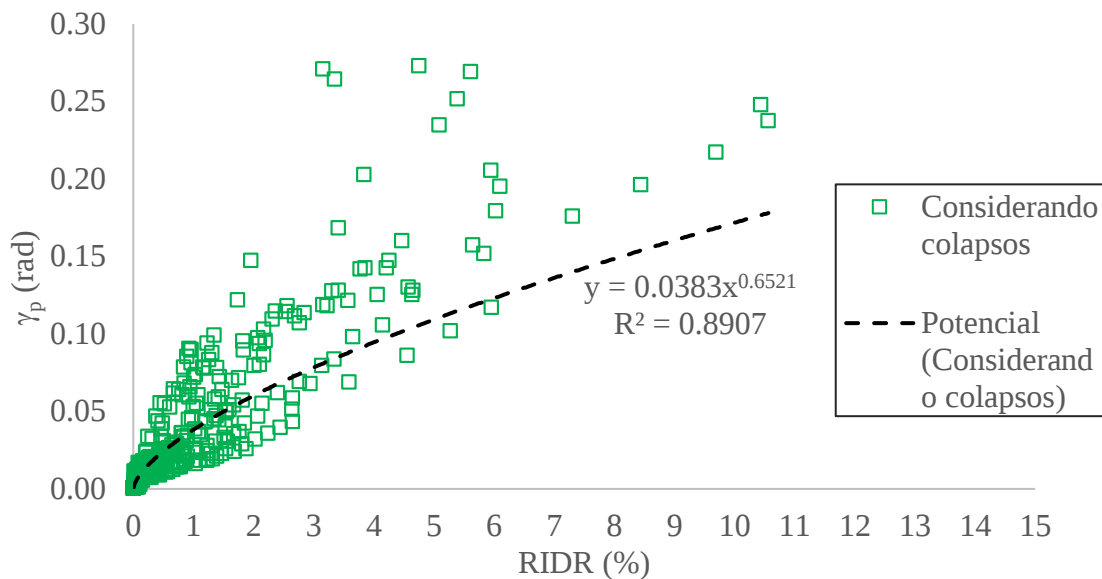


Figura 4.70 Relación de la $RIDR$ vs γ_p del eslabón para el edificio de 8 niveles

La Figura 4.71 toma los valores que están por debajo de los límites de γ_p y $RIDR$ que son de 0.08 rad y 2% respectivamente, dando como resultado una línea de tendencia del tipo potencial con la que es posible obtener un valor de γ_p asociado a una $RIDR$.

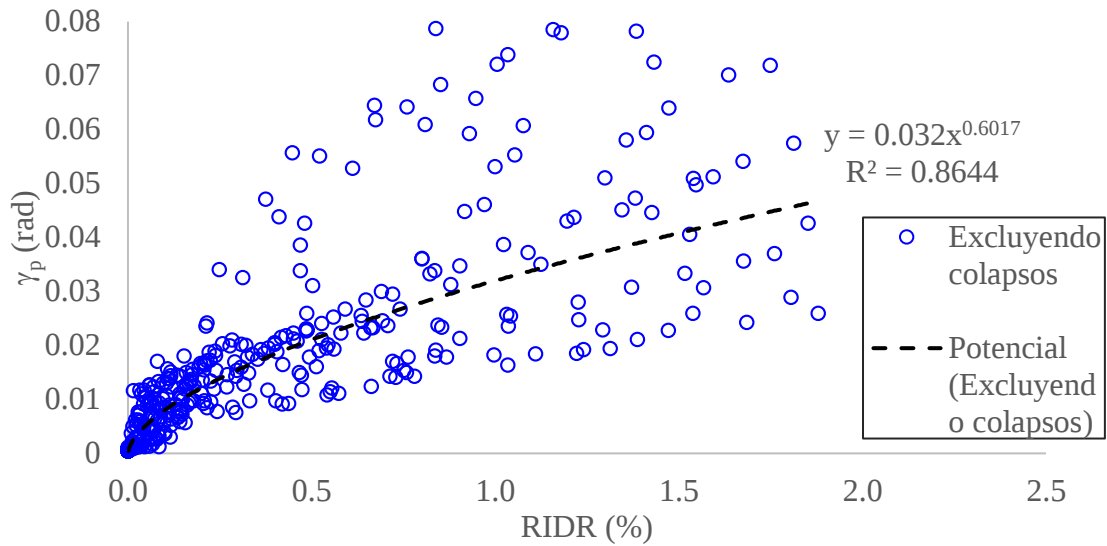


Figura 4.71 Relación de la $RIDR$ vs γ_p para el edificio de 8 niveles excluyendo valores superiores al límite de 0.08 rad y del 2% para $RIDR$

La Figura 4.72 muestra la relación que existe entre la γ_p y la $RIDR$ y la línea de tendencia que se presenta entre los datos, con la cual, es posible obtener una expresión que permite conocer la $RIDR$ correspondiente a las rotaciones asociadas a los estados de daño de la Tabla 1.1, estos valores se pueden observar en la Tabla 4.6.

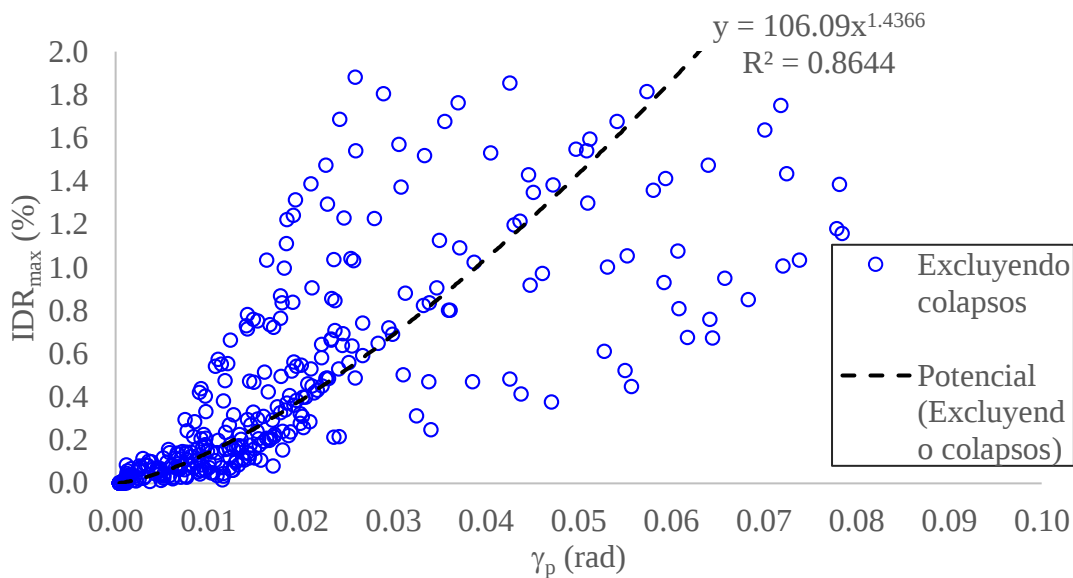


Figura 4.72 Relación de la γ_p vs $RIDR$ para el edificio de 8 niveles excluyendo valores superiores al límite del 2% para $RIDR$ y de 0.08 rad

Tabla 4.6 *RIDR* asociada a los diferentes métodos de reparación para el edificio de 8 niveles

Estado de daño	γ_p	<i>RIDR</i> (%)
MR-1	0.02	0.38
MR-2	0.05	1.43
MR-3	0.08	2.81

La relación obtenida entre la *RIDR* y IDR_{max} ha presentado una línea de tendencia exponencial, la cual se puede ver en la Figura 4.73.

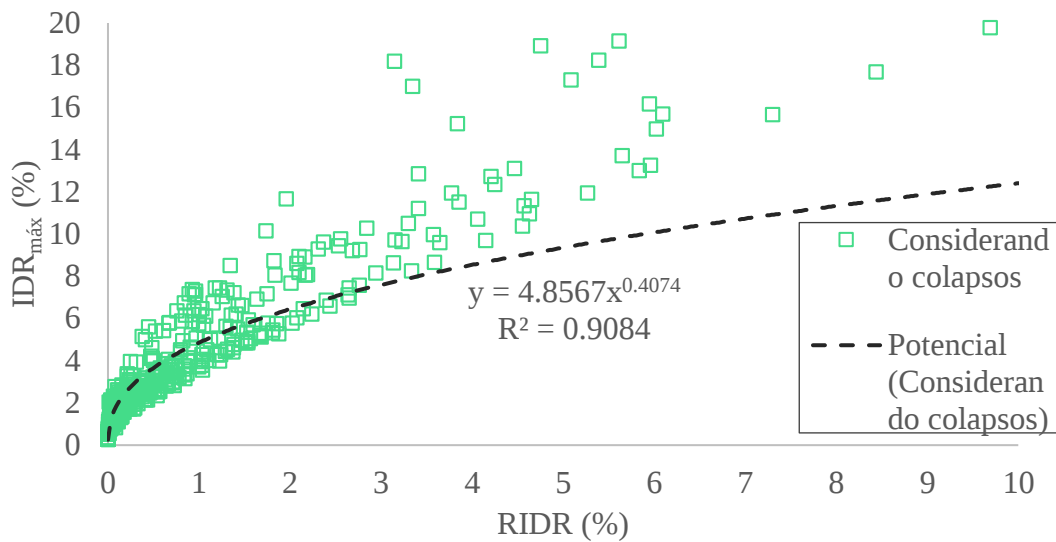


Figura 4.73 Relación de *RIDR* vs IDR_{max} para el edificio de 8 niveles

La Figura 4.73 incluye datos mayores a los límites establecidos de *RIDR* e IDR_{max} debido a esto, la Figura 4.74 muestra valores que son menores a dicho límites, dichos valores presentan una tendencia de tipo potencial.

Esta relación como se ha mencionado anteriormente es de gran importancia ya que es gracias a esta que se puede obtener un aproximado de la distorsión máxima alcanzada durante el evento sísmico y posteriormente con esta obtener la rotación correspondiente al eslabón.

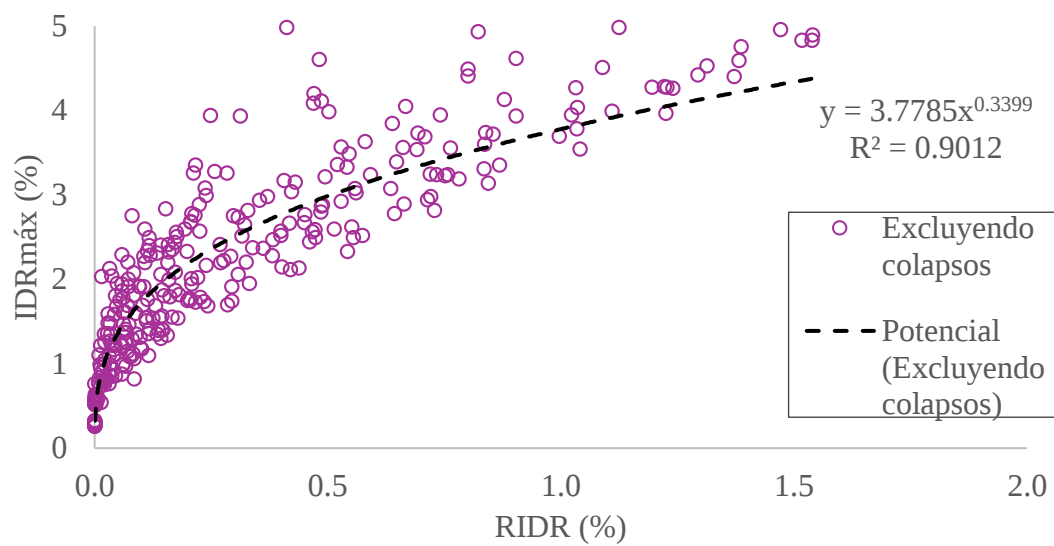


Figura 4.74 Relación de la $RIDR$ vs $IDR_{máx}$ para el edificio de 8 niveles excluyendo valores de $RIDR$ mayores a 2% y $IDR_{máx}$ mayores a 5%

Capítulo 5

Funciones de recuperación

En esta sección se presenta el desarrollo de las funciones de recuperación para los eslabones de los contraventeos excéntricos, las cuales expresan la evolución de la funcionalidad del eslabón antes y después de un evento sísmico, así como el tiempo que se requiere para que el eslabón logre recuperar su funcionalidad original. Para tal fin, se considera que se han efectuado métodos de reparación, los cuales están en función del estado de daño de los eslabones a consecuencia del evento sísmico.

Para el presente estudio, las funciones de recuperación se elaboraron tomando en cuenta los daños presentados por el comportamiento inelástico de los eslabones y el tiempo necesario para la ejecución de las obras de reparación de estos.

Como se mencionó en el capítulo 1, los daños presentados en los eslabones están en función de la rotación que estos tuvieron durante el ADI, teniendo mayores rotaciones y mayores daños los eslabones de los primeros niveles a diferencia de los que se encuentran en los últimos niveles. Debido a lo anterior, los métodos de reparación que se deben de emplear para que los eslabones recuperen su funcionalidad tendrán mayor tiempo de ejecución en los eslabones de los primeros niveles que en los últimos. ver figura 5.1.

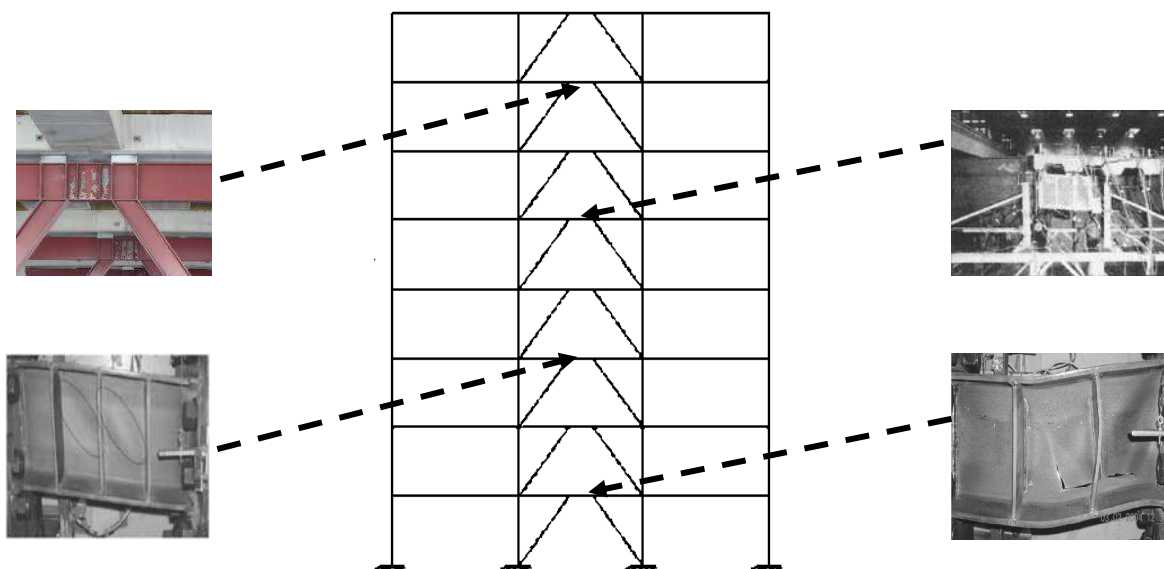


Figura 5.1 Estados de daño en los distintos niveles de entrepiso

Los métodos de reparación considerados en este estudio fueron propuestos en Gulec et al. (2011). En el capítulo 1 se abreviaron los métodos de reparación como; MR-0, MR-1, MR-2

y MR-3, cada uno para asociarlos a un estado de daño. Estos métodos de reparación se describen a continuación:

1) Reparación estética (MR-0): Este método de reparación consiste en reemplazar la superficie afectada del eslabón. Para ello se lija la superficie para retirar el recubrimiento que se dañó debido a la rotación del eslabón. Posteriormente se procederá a colocar una nueva capa de recubrimiento que impida la corrosión del eslabón.

Cabe mencionar que este método de reparación no es necesario, ya que como se mencionó en el capítulo 4, el daño correspondiente a este método de reparación no afecta el funcionamiento del eslabón ya que el comportamiento de este aún está dentro del rango elástico.

2) Reemplazo del concreto (MR-1): El método consiste en demoler el área afectada de concreto que se encuentra sobre el eslabón para, posteriormente poder reemplazarlo. Gulec et al. (2011), propone un área de reemplazo igual a la longitud del eslabón más 60 cm por una longitud igual a la longitud del patín más 60 cm. Una vez reemplazado el concreto de la losa se procede a reparar el eslabón, el cual sigue el mismo procedimiento descrito en el punto 1.

Cabe notar que este método de reparación corresponde a una rotación del eslabón de 0.02 radianes (Gulec et al., 2011); es decir a partir de esta rotación se comienzan a observar grietas en la losa de entrepiso en la zona cercana al eslabón y la separación entre el concreto y la lámina que conforman a este sistema de piso.

3) Enderezado por calor (MR-2): El método consiste en demoler el área de concreto afectada por la rotación del eslabón para poder realizar el enderezado con calor. Una vez enderezado el eslabón, se procede a colocar el área de losa que fue demolida para posteriormente finalizar las obras de reparación realizando los pasos mencionados en para el método MR-0.

Cuando el eslabón presente rotaciones mayores a 0.05 radianes y no se presenten daños de fractura en el alma o patines se empleará este método de reparación

4) Reemplazo del eslabón (MR-3): Este método se aplica cuando el eslabón presente alguna fractura (ya sea fractura en el alma o en los patines), debido a que cuando se presenta la fractura ya no es posible realizar alguna técnica de reparación por lo que es necesario que este sea reemplazado. El procedimiento constructivo para aplicar este método es el siguiente:

a) se apuntala el sistema de entrepiso y las secciones adyacentes al eslabón; b) cortar y demoler el área afectada del sistema de entrepiso debido a la rotación del eslabón; c) retirar y reemplazar el eslabón junto con una longitud adicional que pertenece a la viga adyacente a este; para ello, es necesario cortar a una distancia de 1.5 m a ambos lados del eslabón.

Lo anterior es necesario ya que, debido a la transmisión de momento en los extremos del eslabón hacia los elementos adyacentes a este, es probable que el comportamiento que estos presentarán sea un comportamiento inelástico, el cual, no es el deseado para las secciones fuera del eslabón.

d) una vez reemplazado el eslabón se procede a colocar el área de entepiso el cual se retiró para poder ejecutar el reemplazo del eslabón; y finalmente se ejecuta el procedimiento mencionado en el MR-1 para llevar a cabo las obras de recubrimiento del eslabón.

Es importante destacar que conforme aumenta el daño en los eslabones, los métodos de reparación se van agregando, hasta el punto en el que se deben de aplicar todos.

Para poder obtener el tiempo y costo de ejecución de cada uno de los métodos de reparación se realizó un análisis de costos (a costo directo) y planeación de obra. Para tal fin se tomaron en cuenta los costos nominales sugeridos por los catálogos de la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción del 2019.

En las tablas 5.1, 5.2, 5.3 y 5.4, se describen los catálogos de conceptos de los métodos de reparación MR-0, MR-1, MR-2 y MR-3, respectivamente, y el tiempo calculado que se requiere para ejecutar cada concepto. Cabe mencionar que el rendimiento se propuso con base en una investigación de campo por parte del autor de este estudio.

Tabla 5.1. Conceptos para el método de reparación cosmética (MR-1).

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U	Importe	Rendimiento	J. de grupo	N. grupos	D. nominal	D. final
1	Pintura de esmalte 100 de la marca Comex, sobre superficies metálicas a dos manos, aplicada con compresora, incluye: preparación de la superficie, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	m ²	1.49	\$ 98.54	\$ 147.30	15 m2/JOR	0.80	1	0.80	1 Hrs
total				\$ 147.30					total	1 Hrs

Tabla 5.2. Conceptos para el método de reemplazo del concreto (MR-2).

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U	Importe	Rendimiento	J. de grupo	N. grupos	D. nominal	D. final
1	Pintura de esmalte 100 de la marca Comex, sobre superficies metálicas a dos manos, aplicada con compresora, incluye: preparación de la superficie, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	m ²	1.49	\$ 98.54	\$ 147.30	25 m2/JOR	0.48	1	0.48	1 Hrs
2	Demolición de concreto armado, con rompedora neumática, incluye: equipo de corte, rompedora, mano de obra, andamios, equipo y herramienta.	m ³	0.8	\$ 1,330.35	\$1,064.28	1.45 M3/JOR	4.41	1	4.41	5 Hrs
3	Relleno de grietas con adhesivo epóxico de alta resistencia. Incluye mano de obra, material, limpieza de grietas, equipo, herramienta y andamios.	ml	2.5	\$ 343.04	\$ 857.60	8 ML	2.5	1	2.5	3 Hrs
4	Concreto en estructura, hecho en obra de f'c=250 kg/cm ² , incluye: acarreo, colado, vibrado, mano de obra, equipo y herramienta.	m ³	0.8	\$ 3,042.85	\$2,434.28	4 M3/JOR	1.6	1	1.6	2 Hrs
total				\$4,503.46					total	11 Hrs

Tabla 5.3. Conceptos para el método de enderezado por calor (MR-3).

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U	Importe	Rendimiento	J. de grupo	N. grupos	D. nominal	D. final
1	Demolición de concreto armado, con rompedora neumática, incluye: equipo de corte, rompedora, mano de obra, andamios, equipo y herramienta.	m³	0.8	\$ 1,330.35	\$1,064.28	1.45 M3/JOR	4.41	1	4.41	5 Hrs
2	Enderezado de acero estructural (Vigas I.P.R. pesadas) con calor, Incluye: Mano de obra, material, equipo, herramientas y andamios.	ml	1	\$ 574.85	\$ 574.85	2.5 ML	3.2	1	3.2	4 Hrs
3	Pintura de esmalte 100 de la marca Comex, sobre superficies metálicas a dos manos, aplicada con compresora, incluye: preparación de la superficie, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	m²	1.49	\$ 98.54	\$ 147.30	25 m2/JOR	0.48	1	0.48	1 Hrs
4	Relleno de grietas con adhesivo epóxico de alta resistencia. Incluye mano de obra, material, limpieza de grietas, equipo, herramiento y andamios.	ml	2.5	\$ 343.04	\$ 857.60	8 ML	2.5	1	2.5	3 Hrs
5	Concreto en estructura, hecho en obra de f'c=250 kg/cm², incluye: acarreo, colado, vibrado, mano de obra, equipo y herramienta.	m³	0.8	\$ 3,042.85	\$2,434.28	4 M3/JOR	1.6	1	1.6	2 Hrs
total					\$5,078.31					
						15 Hrs				

Tabla 5.4. Conceptos para el método de reemplazo del eslabón (MR-4).

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U	Importe	Rendimiento	J. de grupo	N. grupos	D. nominal	D. final
1	Demolición de concreto armado, con rompedora neumática, incluye: equipo de corte, rompedora, mano de obra, andamios, equipo y herramienta.	m³	0.8	\$ 1,330.35	\$1,064.28	1.45 M3/JOR	4.41	1	4.41	5 Hrs
2	Desmontaje de estructura metálica pesada con uso de grúa, hasta una altura de 10.00 m., incluye: cortes con equipo oxibutano, descenso, acarreo hasta el almacén del sitio, mano de obra, equipo y herramienta. Estructura metálica (vigas I.P.R. pesadas) incluye: materiales, acarreo, cortes, trazo, habilitado, soldadura, aplicación de primer anticorrosivo, montaje, mano de obra, equipo y herramienta.	Kg	105.3	\$ 8.09	\$ 851.88	1650 kg/JOR	0.51	1	0.51	1 Hrs
3	Pintura de esmalte 100 de la marca Comex, sobre superficies metálicas a dos manos, aplicada con compresora, incluye: preparación de la superficie, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Kg	105.3	\$ 36.61	\$3,855.03	200 kg/JOR	4.21	1	4.21	5 Hrs
4	Relleno de grietas con adhesivo epóxico de alta resistencia. Incluye mano de obra, material, limpieza de grietas, equipo, herramiento y andamios.	m²	1.49	\$ 98.54	\$ 147.30	25 m2/JOR	0.48	1	0.48	1 Hrs
5	Concreto en estructura, hecho en obra de f'c=250 kg/cm², incluye: acarreo, colado, vibrado, mano de obra, equipo y herramienta.	ml	2.5	\$ 343.04	\$ 857.60	8 ML	2.50	1	2.5	3 Hrs
6		m³	0.8	\$ 3,042.85	\$2,434.28	4 M3/JOR	1.60	1	1.6	2 Hrs
total					\$9,210.37					
						17 Hrs				

En base en los resultados obtenidos por el análisis de costos y tiempos, es posible elaborar las funciones de recuperación para cada uno de los métodos de reparación.

En la figura 5.2 se pueden observar las funciones de recuperación para los métodos de reparación considerados en este estudio. Como puede observarse, en el instante 0 se supone que ocurre un descenso súbito de la funcionalidad del eslabón debido a que en ese instante ocurre un evento sísmico.

La disminución de la funcionalidad depende del nivel de daño del eslabón, asimismo es importante señalar que la pendiente correspondiente a cada método es distinta entre estos, debido a que la pendiente está en función de la pérdida de funcionalidad a un inicio de los métodos de reparación y el tiempo en que estos terminan.

Para este estudio se consideró una tendencia lineal por lo que se supone que la funcionalidad recobrada por alguno de los distintos métodos de reparación, está dividida proporcionalmente al número de actividades del método de reparación empleado.

Lo mencionado en el párrafo anterior es un poco conservador, ya que hay que mencionar que cada actividad realizada durante algún método de reparación aporta la cantidad de funcionalidad acorde a la importancia de dicha actividad. Así por ejemplo el realizar la actividad de colocación de una nueva sección como eslabón, aporta una mayor recuperación que la actividad de protección con recubrimiento para esta.

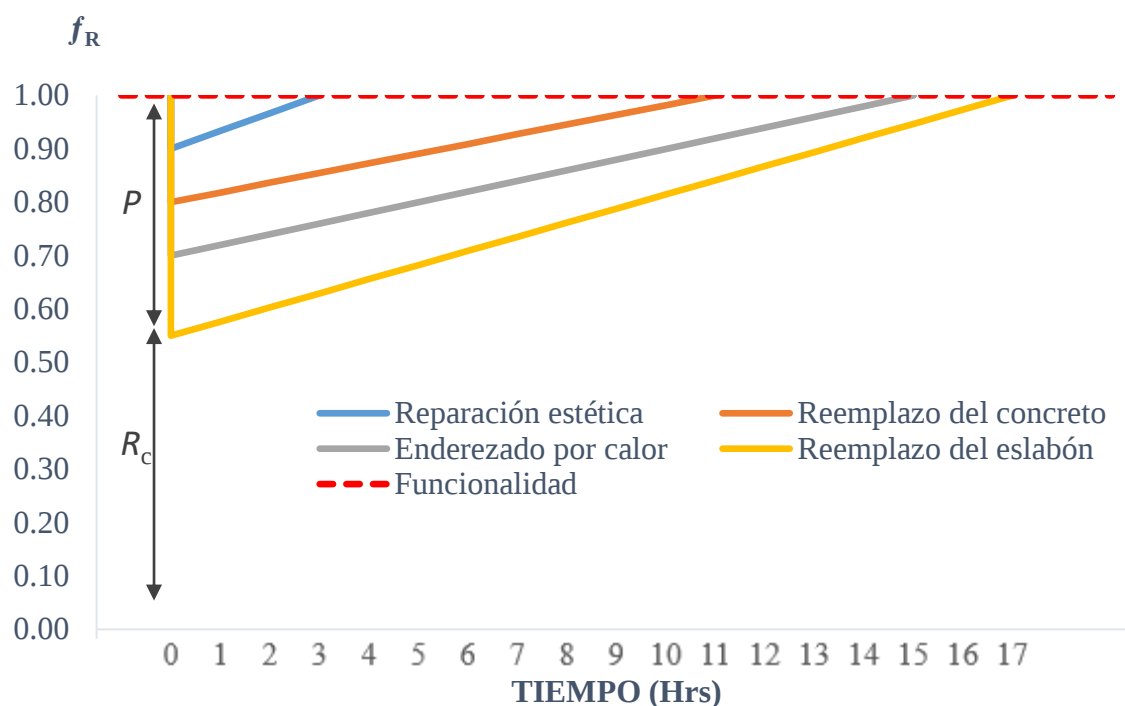


Figura 5.2 Funciones de recuperación para los eslabones

De la figura 5.2 se pueden obtener dos valores los cuales corresponden a la pérdida de funcionalidad (P_f) y a la capacidad residual (R_c). La primera indica la funcionalidad que el eslabón ha perdido en el momento del evento sísmico, mientras que la segunda indica la funcionalidad restante que aún mantiene el eslabón posterior al evento.

En la figura 5.3 se puede apreciar un ejemplo de distribución de las funciones de recuperación para cada eslabón conforme aumenta la altura para el edificio de 8 niveles. Las funciones de recuperación correspondientes a cada piso se han elegido tomando en cuenta los daños presentados en los eslabones de cada entrepiso del edificio mostrados en el capítulo 4.

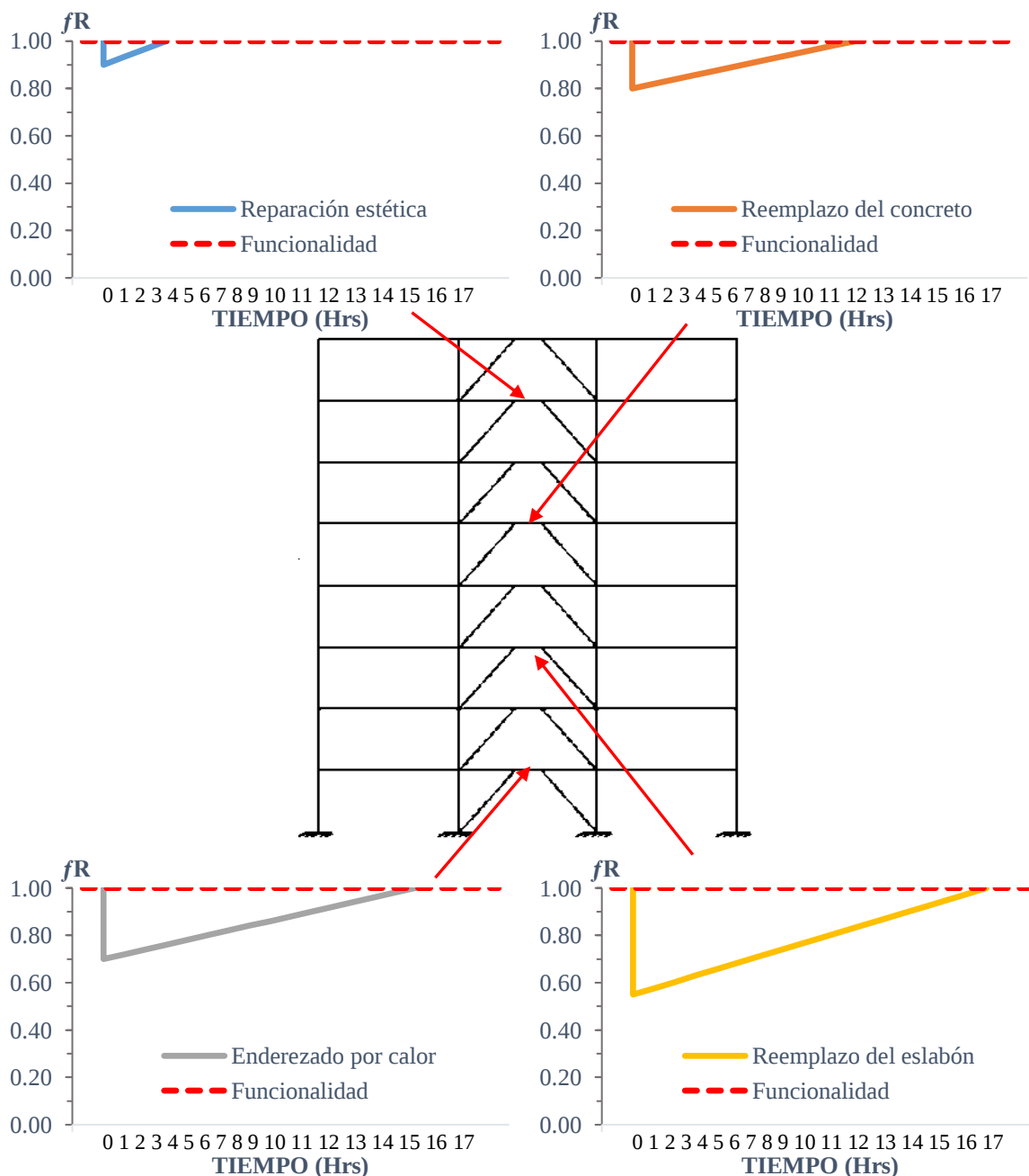


Figura 5.3 Tiempo total de recuperación de los eslabones

En la figura 5.3. es posible observar la distribución de las funciones de recuperación para cada eslabón de cada nivel del edificio, estas se han distribuido en cada nivel tomando en cuenta los resultados de las demandas en los entrepisos mostrados en el capítulo 4.

En base a la distribución de las funciones de recuperación de los eslabones en el edificio, es posible obtener un tiempo total estimado el cual es el necesario para que los métodos de reparación se ejecuten por completo y que los eslabones recuperen la funcionalidad previa al evento sísmico.

Lo mencionado en el párrafo anterior se puede observar en la figura 5.4 donde se ha graficado el tiempo correspondiente a cada método de reparación para cada nivel del edificio y se ha acumulado el tiempo de cada uno para así obtener un tiempo total.

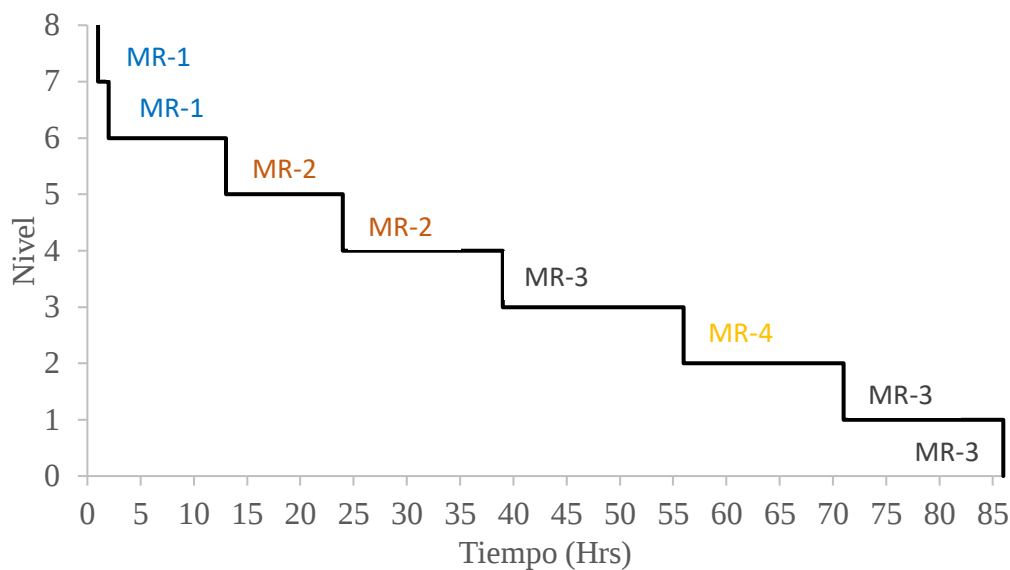


Figura 5.4 Tiempo total de recuperación de los eslabones

En base a la figura 5.4. se obtiene un tiempo total necesario para la reparación de todos los eslabones de 86 horas. Es importante señalar que el tiempo de las funciones de recuperación solo incluyen las reparaciones relacionadas con los eslabones y no los aspectos no estructurales, por lo que se debe de realizar un análisis de costo-tiempo para estos aspectos.

Capítulo 6

Conclusiones

En esta investigación se evaluó la respuesta de modelos analíticos de dos edificios de cuatro y ocho pisos estructurados a base de marcos con contraventeo excéntrico ante acelerogramas registrados en 10 estaciones acelerograficas ubicadas en la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre del 2017 ($M_w=7.1$). Para tal fin, los modelos seleccionados se analizaron mediante Análisis Dinámicos Incrementales (ADI). Los parámetros de respuesta fueron la distorsión máxima de entrepiso, IDR_{max} , la distorsión permanente de entrepiso, $RIDR$, y la rotación plástica de los eslabones, γ_p .

Los puntos más relevantes observados durante la presente investigación se mencionan a continuación:

- Los registros que provocaron γ_p mayores a 0.08 durante los ADI en el edificio de 4 niveles fueron los que se obtuvieron de las estaciones CH84, JC54, SC02, BA49 y SI53, para intensidades de 0.7g, 0.8g, 1.0g, 1.0g y 1.0g respectivamente. En el caso del edificio de 8 niveles las estaciones fueron BA49, VM29, CI05, SC02 y CJ04, para intensidades de 0.9g, 1.2g, 1.4g, 1.4g y 1.6g respectivamente.
- Tomando como referencia la mediana de γ_p de los eslabones en cada nivel de los edificios de 4 y 8 niveles, se puede observar que para el edificio de 4 niveles se supera la rotación límite de 0.08 rad a una intensidad de 1.7g, mientras que para el edificio de 8 niveles dicho límite no es superado incluso a una intensidad de 2.0g.
- La distribución en la altura de IDR_{max} y γ_p presentan perfiles no uniformes debido a que la mayor demanda se concentra en niveles en específico. Por ejemplo, planta baja para el edificio de 4 niveles y el tercer nivel para el de 8 niveles.
- Las relaciones que se presenta entre la IDR_{max} vs γ_p , $RIDR$ vs γ_p y $RIDR$ vs IDR_{max} son; para el edificio de 4 niveles es del tipo lineal, potencial y potencial respectivamente, mientras que para el edificio de 8 niveles las tres relaciones son del tipo potencial.
- Los valores de IDR_{max} asociados a las γ_p de los estados de daños MR-1, MR-2 y MR-3 para el edificio de 4 niveles fueron de 1.25%, 2.81% y 4.38% respectivamente, mientras que para el edificio de 8 niveles fueron de 3.00%, 5.04 y 6.58% respectivamente.
- Los valores de $RIDR$ correspondientes a la γ_p de los estados de daño MR-1, MR-2 y MR-3 para el edificio de 4 niveles fueron de 0.08%, 0.45% y 1.1% respectivamente, mientras que para el edificio de 8 niveles fueron de 0.38%, 1.43% y 2.81% respectivamente.

Se recomienda que para futuras investigaciones se desarrolle un método de investigación que modifique las cargas horizontales para que la distribución en la altura de γ_p de los eslabones sea uniforme.

Apéndice A

Rotación plástica en el eslabón

La rotación plástica del eslabón, γ_p , se puede definir a partir de un análisis geométrico de la configuración del marco con contraventeo excéntrico, la cual expresa la relación con el desplazamiento del entrepiso, Δ_p , la longitud de la crujía, L , la altura del entrepiso, h , y la longitud del eslabón, e , véase Figura A.1.

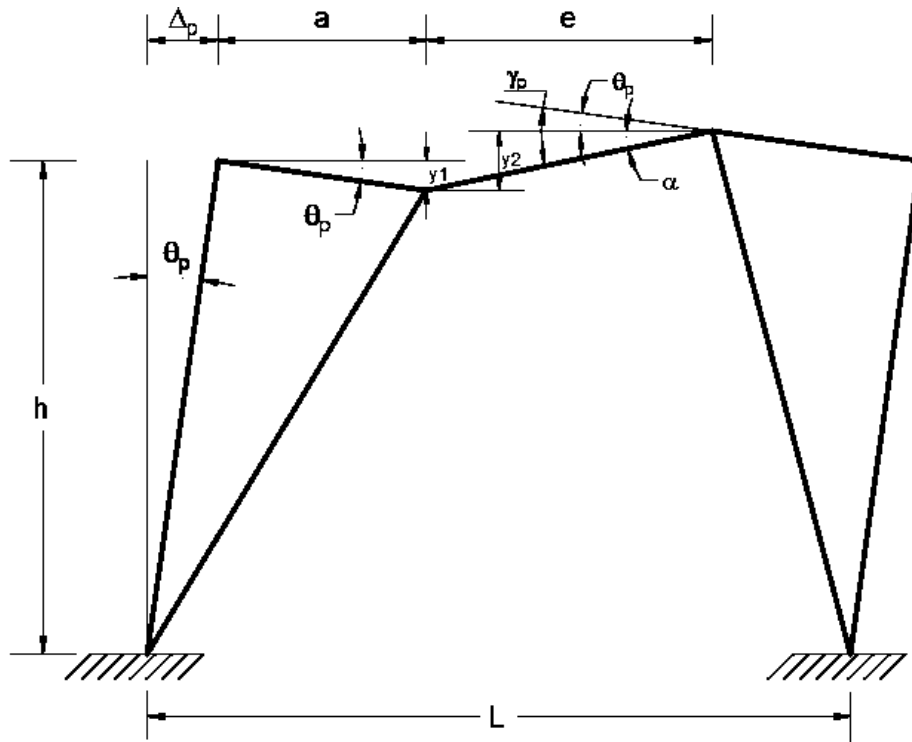


Figura A.1 Configuración deformada de un marco con contraventeo excéntrico

A continuación, se realiza el análisis geométrico empleando la teoría de ángulos pequeños para obtener la relación A.1, la cual nos permite obtener γ_p .

$$\tan \theta_p = \frac{\Delta_p}{h}$$

Empleando teoría de ángulos pequeños ($\tan \theta_p \approx \theta_p$).

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{h}$$
$$a = \frac{L}{2} - \frac{e}{2}$$

$$\begin{aligned}
\theta_p &= \frac{y_1}{a} \\
y_1 &= a\theta_p \\
y_2 = 2y_1 &= 2(a\theta_p) = 2\left(\frac{L}{2} - \frac{e}{2}\right)\theta_p = (L - e)\theta_p \\
y_2 &= (L - e)\theta_p \\
\tan \alpha &\approx \alpha = \frac{y_2}{e} \\
\alpha &= \frac{(L - e)\theta_p}{e} \\
\gamma_p &= \alpha + \theta_p \\
\gamma_p &= \frac{(L - e)\theta_p}{e} + \theta_p \\
\gamma_p &= \theta_p \left(1 + \frac{L - e}{e}\right) \\
\gamma_p &= \frac{\Delta_p}{h} \left(1 + \frac{L - e}{e}\right) = \frac{\Delta_p}{h} \left(\frac{L}{e}\right) \\
\gamma_p &= \frac{\Delta_p L}{he}
\end{aligned}$$

Cabe mencionar que la expresión A.1 se incluye en la Figura 12.3.3 de las NTC-A (2017), y es directamente proporcional al desplazamiento de entrepiso y a la longitud de la crujía que contiene al eslabón, mientras que es inversamente proporcional a la altura de entrepiso y a la longitud del eslabón.

Como se mencionó en el Capítulo 1, si se emplean las medidas geométricas de los edificios empleados en este estudio y se obtiene la rotación plástica para la distorsión límite permisible mencionada en las NTC-S (2017), se llega a una rotación con valor mayor al límite establecido en las NTC-A (2017) para eslabones cortos ($e \leq 1.6 M_p/V_p$).

Considerando la distorsión límite de diseño, γ_{max} , incluida en la tabla 4.2.2 de las NTC-S (2017), igual a 0.02, se obtiene lo siguiente:

$$\gamma_{max} = \frac{\Delta_p}{h} = 0.02 \quad \therefore \quad \Delta_p = 0.02h$$

$$\gamma_p = \frac{0.02hL}{he}$$

Si $L=5$; y $e=1$

$$\gamma_p = 0.1 \text{ rad} > 0.08 \text{ rad}$$

Lo anterior deja en claro que, para el proceso de diseño de este tipo de sistema estructural existe una inconsistencia entre dichas normas, ya que para que se cumpla el límite de 0.08 rad establecido, el límite de distorsión de diseño debe ser de 0.016.

Referencias

- Atlas de riesgos de la Ciudad de México - Página de inicio.* <http://www.atlas.cdmx.gob.mx/>
- Azad, S. K., & Topkaya, C. (2017). A review of research on steel eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 128, 53-73.
- Corona Villar, E. J. (2015). "*Respuesta de los edificios de acero a base de contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas*". Tesis de maestría, Facultad de ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa.
- Díaz Gonzáles, M. A. (2006). "*Confiabilidad sísmica de edificios de acero diseñados con el RCDF-2004*". Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, D.F., México.
- García Carrera, J. S., & Tapia Hernández, E. (2019). "Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraventeo excéntrico". *Ingeniería Sísmica*(100), 51-70.
- Gulec, C. K., Gibbons, B., chen, A., & Whittaker, A. S. (2011). Damage states and fragility functions for link beams in eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*(67), 1299-1309.
- NTC-A. (2004). Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de acero. *Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México*.
- NTC-A. (2017). Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de acero. *Gaceta Oficial del Gobierno de la ciudad de México*.
- NTC-S. (2017). Normas técnicas complementarias para diseño por sismo. *Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México*.
- OpenSees. (s.f.). *Open System for Earthquake Engineering Simulation - Home Page*. Obtenido de <http://opensees.berkeley.edu/>
- Ruiz García, J., Bojórquez Mora, E., Corona Villar, E., & Reyes Salazar, A. (2019). "Comportamiento de edificios de acero con contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas". *Revista de ingeniería sísmica*(100), 30-50.
- Wen, W., Zhang, M., Zhai, C., & Liu, W. (2019). Resilience loss factor for evaluation and design considering the effects of aftershocks. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*(116), 43-49.