



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MARCOS
DE CONCRETO REFORZADO CON PISO
DÉBIL ANTE ACCIONES DE EVENTOS DE
SUBDUCCIÓN Y FALLA NORMAL**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Simón Almaraz Gutierrez

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019

“No podemos resolver problemas pensando de la misma manera que cuando los creamos”

Albert Einstein.

“Aunque tu creas...que somos basura y un desperdicio, haremos brillar nuestra vida como nunca”

Manigoldo de Cáncer.

“La ciencia puede divertirnos y fascinarnos, pero es la Ingeniería la que cambia el mundo”

Isaac Asimov

“Para el optimista, el vaso está medio lleno. Para el pesimista, el vaso está medio vacío. Para el ingeniero, el vaso es el doble de grande de lo que debería ser”

Anónimo

“Como sabes, la locura es como la gravedad, todo lo que necesitas es un pequeño empujón”

The Joker

DEDICATORIA

A mis padres, *Feliciana Gutierrez Calva* y *Simón Almaraz Álvarez* por todo el apoyo que me brindaron a lo largo de mi formación profesional, gracias.

A mis hermanos y primos por su apoyo total, y consejos que me brindaron para ser mejor cada día.

A mis amigos que siempre me apoyaron y motivaron a seguir adelante y a no rendirme tan fácilmente.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería que me abrieron sus puertas en mi formación profesional.

Agradezco al *Dr. Mauro P. Niño Lázaro*, director de esta tesis por compartir su conocimiento y tiempo conmigo, además de ser un gran un amigo y ser humano.

Agradezco al *Dr. Miguel Ángel Jaimes Téllez*, por sus valiosos comentarios y observaciones que enriquecieron el contenido de este trabajo.

Agradezco al *Dr. Saúl Esteban López Ríos*, por el apoyo que me brindo y los acertados comentarios hechos a este trabajo que sin duda sirvieron para enriquecerlo aún más.

Agradezco al *M.I. Rodrigo* y al *Ing. Heriberto* por la revisión minuciosa y sus invaluable comentarios.

Se agradece a la *Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA)* el apoyo recibido para el desarrollo de este trabajo de investigación como parte del proyecto PAPIIT-TA101617 “Desarrollo y validación de un método de diseño sísmico basado en desempeño utilizando espectros de fragilidad uniforme para estructuras a base de marcos sismorresistentes”

RESUMEN

La Ciudad de México, dada su localización y condiciones de suelo, es una de las zonas con mayor peligro sísmico en el país, lo cual implica un riesgo importante en las construcciones, ejemplo de ello fueron los daños ocasionados por los sismos ocurridos el 19 de septiembre de 1985 y 2017, donde una gran cantidad de estructuras presentaron problemas e incluso, algunas otras colapsaron, cabe resaltar que en el pasado terremoto del 2017 la gran mayoría construcciones afectadas tenían planta baja débil.

Por esta razón, en este trabajo se estudian marcos de concreto reforzado con muros de mampostería de media altura de 5 y 7 niveles con 2 y 3 crujías respectivamente, con comportamiento de piso débil en el primer nivel. El uso de las estructuras corresponde a vivienda, localizadas en la Zona IIIa de la Ciudad de México de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RCDF (GDF, 2004a). Las estructuras en estudio se consideran diseñadas con los RCDF publicados en 1977 y 2004 (DDF, 1977a; GDF, 2004a), dado que una gran mayoría de las edificaciones existentes se diseñaron a partir de estas normas. Se diseñan las estructuras considerando dos casos: el primero considera muros ligados, mientras el segundo, toma en cuenta muros desligados. Con el objetivo de conocer la contribución de los mismos, así como el efecto del piso débil localizado en el primer nivel en la respuesta estructural ante acciones laterales, se define su comportamiento en el tiempo a través de análisis no lineales paso a paso en el tiempo y sus curvas de capacidad dinámica, obtenidas a partir de análisis IDA, mediante registros sísmicos representativos de la zona de estudio.

Además, con el objetivo de minimizar daños futuros ocasionados por eventos sísmicos, este trabajo busca determinar la vulnerabilidad estructural sísmica de edificaciones similares a aquellas dañadas por el sismo del 19 de septiembre de 2017, y tomar las medidas pertinentes antes y después de un próximo evento.

Al comparar el desempeño de las estructuras permitirá conocer las carencias en cada una de ellas, así como su vulnerabilidad ante la amenaza considerada. Asimismo, dicho estudio dará la oportunidad de estimar los daños estructurales en el futuro, y con ello tomar las medidas de mitigación correspondientes para así reducir el impacto ocasionado por un evento de esta magnitud, es por esta razón que, además se realizará una simulación de la ocurrencia de un sismo de magnitud 8.2 con origen en la Brecha de Guerrero el cuál se espera afecte a la Ciudad de México, debido a la gran cantidad de energía acumulada resultado de la subducción de la Placa de Cocos con la Placa Norteamericana y que se espera sea mayor a los ocurridos anteriormente. Los resultados obtenidos coadyuvarán a generar acciones orientadas a la mitigación de posibles daños ocasionados por eventos sísmicos, lo cual se reflejará en un incremento de la resiliencia de la sociedad y un mejor empleo de los escasos recursos disponibles.

ABSTRACT

Mexico City, because of its location and soil conditions, is one of the regions with higher seismic hazard in the country, which implies a serious risk in construction. For example, those damages caused by earthquakes occurred on 19 September 1985 and 2017, where a large number of buildings presented structural damages and some of them even collapsed.

Based on the above, in this thesis the study of reinforced concrete frames with mid-rise masonry walls for 5 and 7 stories and 2 or 3 bays with a first soft floor was carried out. The structures have a residential use, located in IIIa zone of Mexico City according to the Building Code for Mexico City (RCDF) published in 1977 and 2004 (DDF, 1977a; GDF, 2004a). This is because a large number of the existing buildings were designed in accordance with these building codes. These structures were designed for two cases: the first considers linked walls with the columns, and the second considers these walls as not linked. With the objective of knowing their contribution on the structural response, as well as the influence of the soft story due to lateral actions, step by step nonlinear dynamic analysis were carried out and the global capacity of each structure is defined in terms of its dynamic capacity curves, obtained from Incremental Dynamic Analysis (IDA), using seismic records representative of the study area.

Furthermore, to minimize future damage caused by earthquakes, this thesis seeks to determine the structural seismic vulnerability of buildings similar to those damaged by the earthquake of September 2017. Additionally, this thesis provides information in order to take appropriate action before and after an upcoming event.

The comparison of the performance of the structures will allow to know the weaknesses on each one of them, as well as their vulnerability under the considered hazard. In addition, this study will give the opportunity to estimate the structural damage in the future and, thereby, take appropriate mitigation actions to reduce the impact caused by an event of a large magnitude. For this reason, nonlinear dynamic analysis will be carried out using synthetic seismic records to simulate the occurrence of an M8.2 earthquake originated in the Guerrero gap, which is expected to affect Mexico City, due to the large amount of energy accumulated as a result of the subduction of the Cocos plate in the North American plate and is expected larger than those that occurred previously. The results presented in this thesis will help to define actions aimed to the mitigation of potential damages caused by seismic events, which will be reflected in an increase of the resilience of the society and a better use of the scarce available resources.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. OBJETIVOS	3
1.2. JUSTIFICACIÓN	3
1.3. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	4
2. MARCO TEÓRICO	5
2.1. ACTIVIDAD SÍSMICA EN MÉXICO	5
2.1. CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO	5
2.2. PELIGRO SÍSMICO	6
2.3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	7
2.4. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL	9
3. METODOLOGÍA PROPUESTA	11
4. CASOS DE ESTUDIO	13
4.1. DISEÑO Y MODELADO DE EDIFICIOS	13
4.1.1. <i>Características geométricas</i>	14
4.1.2. <i>Propiedades mecánicas de los materiales</i>	16
4.1.3. <i>Acciones gravitacionales</i>	16
4.1.4. <i>Demandas sísmicas de diseño</i>	17
4.1.5. <i>Diseño de marcos de concreto reforzado de 5 niveles con los RCDF de 1977 y 2004</i>	19
4.1.6. <i>Diseño de marcos de concreto reforzado de 7 niveles con los RCDF de 1977 y 2004</i>	23
5. RESPUESTA ESTRUCTURAL	28
5.1. DEFINICIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA.....	28
5.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y RECOMENDACIONES.....	30
5.2.1. <i>Análisis no Lineal Paso a Paso, ANLPP</i>	30
5.2.2. <i>curvas de capacidad</i>	40
5.2.3. <i>Distorsiones de entrepiso</i>	44
5.3. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL	54
6. CONCLUSIONES	57
REFERENCIAS	59
ANEXO A. ESPECTROS DE RESPUESTA	I
ANEXO B. CURVAS DE CAPACIDAD PUSHOVER Y DINÁMICAS	V
ANEXO C. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO	VII
ANEXO D. DISTORSIONES DE ENTREPISO	XXXV

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Diagrama para determinar el comportamiento estructural ante un evento sísmico.....	12
Figura 2. Configuración geométrica de estructuras de: a) 5 niveles y b) 7 niveles.....	14
Figura 3. Espectros de diseño correspondientes a un $Q = 2$	18
Figura 4. Armado de vigas y columnas para MCR de 5 con MDL diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977a)	19
Figura 5. Armado de vigas y columnas para MCR de 5 con ML diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977a)	20
Figura 6. Armado de vigas y columnas para MCR de 5 con MDL diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004a).	21
Figura 7. Armado de vigas y columnas para MCR de 5 con ML diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004a)	22
Figura 8. Armado de vigas y columnas para MCR de 7 con MDL diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977)	23
Figura 9. Armado de vigas y columnas para MCR de 7 con ML diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977)	24
Figura 10. Armado de vigas y columnas para MCR de 7 con MDL diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004)	25
Figura 11. Armado de vigas y columnas para MCR de 7 con ML diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004)	26
Figura 12. Espectros de respuesta para la estación Culhuacán del sismo del 19 de septiembre de 2017, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos.....	30
Figura 13. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la en la estación Culhuacán en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)....	31
Figura 14. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la en la estación Parque Jardines de Coyoacán en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a).....	32
Figura 15. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la en la estación Miramontes en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)	33
Figura 16. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la en la estación Culhuacán en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)....	33
Figura 17. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la en la estación Parque Jardines de Coyoacán en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a).....	34
Figura 18. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la en la estación Miramontes en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)	35
Figura 19. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro CH84SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a).....	36
Figura 20. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro JC54SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004.....	37
Figura 21. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro MI15SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a).....	37
Figura 22. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro CH84SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a).....	38

Figura 23. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro JC54SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a).....	39
Figura 24. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro MI15SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a).....	40
Figura 25. Respuesta estructural de MCR de 5 niveles diseñadas con RDF-1977 (DDF, 1977) en término de: a) Curva de capacidad Pushover, b) Curva de capacidad dinámica y c) Degradación de la rigidez en el tiempo.	41
Figura 26. Tendencia en el comportamiento estructural para marcos de concreto reforzado de 5 niveles en el sismo de 1985 diseñados con: a) RCDF-1977 y c) RCDF-2004 (DDF, 1977, GDF, 2004) y el sismo de 2017 diseñados con: b) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977, GDF)	43
Figura 27. Tendencia en el comportamiento estructural para marcos de concreto reforzado de 7 niveles en el sismo de 1985 diseñados con: a) RCDF-1977 y c) RCDF-2004 (DDF, 1977 y GDF, 2004) y el sismo de 2017 diseñados con: b) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977 y GDF, 2004).....	43
Figura 28. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación CH84 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).....	44
Figura 29. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación JC54 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).....	45
Figura 30. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación MI15 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).....	46
Figura 31. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación CH84 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).....	46
Figura 32. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación JC54 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).....	47
Figura 33. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación MI15 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).....	48
Figura 34. Distorsiones de entrepiso para MCR de 5 niveles para la estación CH84 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).....	49
Figura 35. Distorsiones de entrepiso para MCR de 5 niveles para la estación JC54 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)	50
Figura 36. Distorsiones de entrepiso para MCR de 5 niveles para la estación MI15 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).....	51
Figura 37. Distorsiones de entrepiso para MCR de 7 niveles para la estación CH84 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).....	52
Figura 38. Distorsiones de entrepiso para MCR de 7 niveles para la estación JC54 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)	53
Figura 39. Distorsiones de entrepiso para MCR de 7 niveles para la estación MI15 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).....	53
Figura 40. Curvas de vulnerabilidad para marcos de concreto reforzado de 5 niveles diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y marcos de concreto reforzado de 7 niveles diseñados con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a).....	55

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Secciones estructurales para las estructuras diseñadas con RCDF-1977 (DDF, 1977b).....</i>	<i>15</i>
<i>Tabla 2. Secciones estructurales para las estructuras diseñadas con RCDF-2004 (GDF, 2004b).....</i>	<i>15</i>
<i>Tabla 3. Masas de entrepiso para estructuras de 5 Niveles por año de construcción.....</i>	<i>15</i>
<i>Tabla 4. Masas de entrepiso para estructuras de 7 Niveles por año de construcción.....</i>	<i>15</i>
<i>Tabla 5. Propiedades mecánicas del concreto.....</i>	<i>16</i>
<i>Tabla 6. Propiedades mecánicas de la mampostería</i>	<i>16</i>
<i>Tabla 7. Cargas vivas unitarias definidas por los RCDF (DDF, 1977a y GDF, 2004a).....</i>	<i>16</i>
<i>Tabla 8. Expresiones para el cálculo del espectro de diseño de acuerdo a las NTCS.....</i>	<i>17</i>
<i>Tabla 9. Coeficientes para el cálculo del espectro de diseño NTCS-1977 (DDF, 1997d)</i>	<i>17</i>
<i>Tabla 10. Coeficientes para el cálculo del espectro de diseño NTCS-2004 (GDF, 2004d)</i>	<i>18</i>
<i>Tabla 11. Comparación de armados para los diferentes casos de estudio y reglamentos de construcción.</i>	<i>27</i>
<i>Tabla 12. Estaciones y eventos sísmicos utilizados para evaluar el comportamiento sísmico</i>	<i>29</i>
<i>Tabla 13. Periodo fundamental de vibración de las estructuras con los RCDF de 1977 y 2004 (DDF, 1977 y GDF, 2004).....</i>	<i>30</i>
<i>Tabla 14. Comparación del cortante basal dinámico y estático para el RCDF-1977 (DDF, 1977)</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 15. Comparación del cortante basal dinámico y estático para el RCDF-2004 (GDF, 2004)</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 16. Registros utilizados en los IDA's (SMIS, 1999)</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 17. Clasificación para grado de daño (Garzón, 2018).....</i>	<i>55</i>

1. INTRODUCCIÓN

Las edificaciones pueden sufrir diferentes niveles de daño cuando se someten a excitaciones sísmicas. Debido a factores, como: el sistema estructural, las características del sismo, la calidad de la construcción, mantenimiento de la obra, propiedades de los materiales utilizados, etc. Sin embargo, con la experiencia adquirida en diversos sismos, se ha observado que el nivel de daños en gran medida se debe a la configuración arquitectónica y estructural y en elevación, así como los efectos de sitio en el suelo donde se desplantan las construcciones (González y Gómez, 2008).

La Ciudad de México es una de las zonas con mayor peligro sísmico en el país debido a sus condiciones de suelo, particularmente en la Zona del Lago, donde las ondas pueden llegar a amplificarse de 300 a 500 veces (Torres, 2017), lo cual implica un riesgo sísmico importante para las construcciones desplantadas en dicha zona. Evidencia de lo anterior son los severos daños ocasionados por los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017. El terremoto de 1985 ocurrió a las 7:17 horas con M8.1, frente a las costas de Guerrero y Michoacán con una duración de cuatro minutos en algunas zonas del lago de la Ciudad de México (CIRES, 2003), (e.g. Central de Abastos, Secretaría de Comunicaciones y Transportes), además, tuvo varias réplicas siendo, la más significativa la del 20 de septiembre de ese mismo año con M7.6; a pesar de que el epicentro se ubicó a casi 400 km de la Ciudad de México, el saldo por ambos eventos fue de alrededor 20 mil muertos (CIRES, 2003), se detectaron cerca de 210 edificios total o parcialmente colapsados, algunos de estos de más de 15 pisos (e.g. conjunto Pino Suárez, Edificio Nuevo León, café La Superleche, Hotel Regis, etc.) (Salcido, 2015), sin considerar viviendas de uno o dos pisos y aproximadamente 5,025 edificios con daños, que debido a cuestiones administrativas se clasificaron en dos grupos: i) edificios con más de cuatro niveles (1,205) que quedaron a cargo de la Secretaría General de Obras y ii) edificios de cuatro o menos niveles (3,820), los cuales comprenden a la mayoría de inmuebles estructurados a base de muros de mampostería bajo la responsabilidad de las delegaciones (Iglesias, *et al.*, 1987).

Por otro lado, el 19 de septiembre de 2017 y a 32 años del último gran sismo que sacudió a la capital del país, a las 13:14 horas, la Ciudad de México fue sacudida nuevamente por un evento sísmico de M7.1 con epicentro entre los estados de Puebla y Morelos, a 12 km de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la capital del país. Este evento produjo violentas sacudidas causando la muerte de 228 personas y el colapso de 38 edificios y daños severos en otros 1500 (Torres, 2017).

A partir de los diversos eventos sísmicos que se han presentado en el país, la ingeniería mexicana ha avanzado continuamente de manera considerable. De manera particular, los reglamentos actuales proporcionan una mejor definición de las demandas sísmicas de diseño, de las propiedades de los materiales, así como de los factores y coeficientes de diseño con el objetivo de establecer estándares de seguridad más adecuados. Por ejemplo, el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF) de 1986 (DDF, 1987) introduce por primera vez un factor por irregularidad que afecta al coeficiente sísmico (Q), con el cual se considera que las demandas que pudiesen llegar a actuar en la estructura son mayores en comparación a estructuras regulares.

El diseño por cargas laterales de una estructura se refiere al correcto desempeño de una estructura ante un evento natural generalmente viento o sismos, de tal forma que ésta no presente daños significativos que puedan poner en riesgo la vida de los ocupantes. Debido a ello, los reglamentos de construcción se encargan de definir parámetros, los cuales en caso de rebasarse, comprometerían la seguridad no solamente de la estructura en sí, sino también la de los usuarios y transeúntes. Por tal motivo este trabajo pretende determinar el comportamiento que presentaron estructuras de 5 y 7 niveles durante el pasado sismo de 2017 ya que este tipo construcciones fueron las más susceptibles a sufrir daños, además se pretende llevar a cabo la simulación de un evento sísmico de M8.2 en la Brecha de Guerrero y así determinar la posible respuesta de las construcciones ante este tipo de eventos. Mediante análisis no lineales paso a paso, que permiten estudiar el comportamiento inelásticos de las edificaciones. Este análisis proporciona un panorama general de los posibles daños que pudieron o pueden llegar a presentarse en un evento sísmico, de igual manera con base a esta información es posible revisar y atender oportunamente este tipo de problemas y así disminuir los efectos nocivos que estas construcciones ocasionarían a la población. Además, es importante conocer las zonas más susceptibles a sufrir daño ante un evento sísmico, sobre todo en la Ciudad de México debido a las condiciones de suelo tan especiales que se tienen, por ello, es necesario conocer la vulnerabilidad que define el nivel de daño esperado bajo una excitación, así pues las estructuras se evalúan a diferentes grados de intensidad teniendo como referencia la aceleración de la gravedad suficiente para que falle.

Lo anterior ha mostrado una vez más que el conocer el comportamiento y la vulnerabilidad en las estructuras es de gran interés, ya que esto permitirá identificar las medidas óptimas para la minimización de las consecuencias producidas por los eventos sísmicos. Por tal razón, se estudian estructuras representativas a aquellas que se han visto afectadas por los sismos descritos anteriormente, para así determinar la repuesta estructural de una edificación ante una amenaza sísmica dada.

1.1. OBJETIVOS

General

Determinar el comportamiento estructural y la vulnerabilidad sísmica para edificaciones de concreto reforzado de cinco y siete niveles con piso débil mediante análisis no lineales, considerando la participación de muros de mediana altura ligados y desligados en el diseño de acuerdo con los Reglamentos de Construcción del Distrito Federal en sus versiones de 1977 y 2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a).

Particular

- Evaluar el comportamiento de las estructuras en estudio, en términos del cortante basal vs. desplazamiento de azotea, empleando los registros sísmicos de la zona IIIa (GDFd, 2004) para los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017.
- Definir el comportamiento en términos de la vulnerabilidad sísmica, con base en los modelos para edificaciones definidas en este trabajo a través de análisis dinámicos incrementales.
- Determinar la posible repuesta de las estructuras en estudio, ante un evento sísmico hipotético de M8.2 mediante simulación de registros sísmicos y análisis no lineales paso a paso.
- Comparar el comportamiento entre estructuras considerando muros ligados y desligados.

1.2. JUSTIFICACIÓN

Los fenómenos naturales siempre han representado un peligro latente para los seres humanos, ya que comprometen la seguridad de las edificaciones, así como la de sus ocupantes y la de algunos transeúntes. El sismo de 1985 y el recientemente ocurrido en 2017 en el país son ejemplo de ello, los cuales dejaron en evidencia las deficiencias que tienen las construcciones en la capital del país, como resultado algunas de ellas colapsaron mientras que otras sufrieron daños importantes o bien daños parciales. Por ello que el propósito de esta tesis es determinar la respuesta estructural y su vulnerabilidad que permita atender los daños que presentaron las construcciones en los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017 y, por lo tanto, proponer medidas de reparación y/o reforzamiento estructural de manera que cumplan con los parámetros establecidos en la normativa vigente para preparar a las edificaciones para eventos futuros. Además, con la obtención de curvas de vulnerabilidad será posible asociar un nivel de daño determinado en función de las intensidades del terreno e identificar posibles zonas afectadas durante un evento sísmico futuro y de esta manera establecer planes de emergencia que faciliten la ayuda ante este tipo de desastres naturales.

1.3. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Esta tesis se presenta en seis capítulos, en cada uno de ellos se abordan aspectos importantes como el planteamiento, desarrollo, así como los resultados de la investigación a través de casos de estudio que consideran la influencia de muros de mediana altura en la respuesta estructural de las edificaciones que se abordan en esta tesis ante un eventos sísmico.

En este primer capítulo se presenta la problemática y el objetivo planteado. En el segundo capítulo se presenta el marco teórico, donde se hace mención de conceptos y estudios que faciliten el entendimiento. El capítulo tres describe la metodología propuesta que se utilizó para llevar a cabo dicha investigación. En el capítulo cuatro se presentan los casos de estudio empleados, así como su diseño y modelado. El capítulo cinco se describe la respuesta y la vulnerabilidad estructural para las edificaciones en estudio mediante una amenaza sísmica. Por último, en el capítulo seis se presentan las conclusiones de los resultados obtenidos en dicho trabajo.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ACTIVIDAD SÍSMICA EN MÉXICO

La actividad sísmica en México se debe principalmente a la subducción de las placas Rivera y Cocos bajo la placa de Norteamérica; debido a ello el país ha sufrido sismos de gran magnitud a lo largo de su historia que han ocasionado daños importantes. Los epicentros de la gran mayoría de los sismos se localizan a lo largo de la costa del Pacífico en los estados de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas, sin embargo, también han ocurrido sismos importantes en el centro y sur de Veracruz, Puebla, Estado de México y la península de Baja California.

Es posible que a lo largo de la historia del país hayan ocurrido un gran número de eventos sísmicos y probablemente en el futuro seguirán ocurriendo, tal vez la diferencia más importante es el hecho que, actualmente se cuenta con la tecnología suficiente para llevar a cabo registros sísmicos, lo que permite comprender mejor este tipo de fenómenos naturales (Gutiérrez *et al.*, 2011).

La sismicidad de la Ciudad de México se debe a varios tipos de sismos según su fuente sísmica en: 1) Temblores locales ($M \leq 5.5$) originados dentro o cerca de la cuenca; 2) Temblores tipo Acambay ($M \leq 7.0$), se originan en el resto de la placa de Norteamérica; 3) Temblores de profundidad intermedia de falla normal causados por el rompimiento de la placa de Cocos ya subducida, pudiendo llegar hasta una $M6.5$ debajo del valle de México; y (4) Temblores de subducción ($M \leq 8.2$) (Reinoso, 2007).

2.1. CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

La Ciudad de México se encuentra rodeada por altas montañas, al norte por las sierras de Pachuca, Tepetzotlán, Guadalupe, Patlachique y Tepozán, al sur por la sierra de Chichinautzin, al este por la sierra Nevada (volcanes Iztaccíhuatl y Popocatepetl), y al oeste por la sierra de Monte Alto y de las cruces.

El suelo de la ciudad se caracteriza por ser de origen lacustre, es decir, se formó a partir de procesos de erosión y transporte, seguido del depósito y consolidación bajo su propio peso, donde las gravas y arenas fueron depositadas en las riveras, mientras que los limos y arcillas se depositaron en el centro del lago. El comportamiento de los suelos lacustres depende principalmente de dos factores: de su composición y de su estructura. (Rodríguez, 2006).

Además, el subsuelo de la Ciudad de México posee propiedades mecánicas e índices que no se ajustan a los patrones de comportamiento de la mayoría de los suelos, dado que los sedimentos lacustres de origen volcánico presentan contenido de agua mayores al 400%, el índice de plasticidad excede el 300% y el índice de compresión C_c puede llegar al valor de 10, cuando en la mayoría de los suelos es menor a 1. Como resultado, los suelos lacustres de la Ciudad de México siempre han sido un reto para la ingeniería en el país, debido a las propiedades singulares de sus sedimentos, el hundimiento regional y la alta sismicidad.

2.2. PELIGRO SÍSMICO

El peligro sísmico es la probabilidad de ocurrencia de un sismo en una zona determinada durante un tiempo específico, cuyos efectos pueden ser representados por una medida de intensidad sísmica, tal como la aceleración máxima del terreno, velocidad máxima del terreno o la aceleración espectral asociada a una razón de amortiguamiento del 5% (Bozzo y Barbat, 2004), es decir, es una medida del grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse (Bazán y Meli, 2001).

La Ciudad de México es particularmente vulnerable ante sismos de subducción a pesar de su gran distancia epicentral (280 a 600 km) (Reinoso, 2007), esto se debe a que las ondas que llegan producto de un sismo poseen periodos de tiempo muy largos, además, sufren una atenuación menor durante su recorrido y al llegar a la zona del lago estas suelen presentar una gran amplificación debido a las condiciones del suelo. Por ello, cualquier sismo importante que ocurra en la zona de subducción, desde Jalisco hasta Oaxaca, representa un peligro para las estructuras de la zona lacustre de la ciudad.

Actualmente existe un consenso general en la comunidad científica con respecto a la zona de más alto potencial sísmico en el país que es la costa de Guerrero (Singh y Ordaz, 1994); a causa de la subducción de las placas de Cocos y Rivera bajo la de Norteamérica. Aunque la frontera entre las placas de Rivera y Norteamérica es algo incierta, se estima que intersecta en la costa de México cerca de Manzanillo (19.1°N , 104.3°W) (Singh y Ordaz, 1994). Por ejemplo los grandes temblores de una fuente dada tienen tiempos de recurrencia de varios decenios cuando se trata de temblores de subducción. Es necesario recalcar que en 78 años no se ha originado ningún sismo al poniente de Acapulco a pesar de que su tiempo de recurrencia es de 50 años, por lo que si el área de ruptura se llegase a presentar en dicha zona es posible que el próximo evento alcance una magnitud de 8.1 o 8.2, además, la distancia que existe con la Ciudad de México es ligeramente menor a la del sismo de 1985 por lo que es probable que la intensidad sea similar o mayor a este último.

Por otro lado, a lo largo de la historia se han presentado sismos asociados a un mecanismo de falla normal que ocurren al interior del país, los cuales liberan energía no por la interacción entre las placas tectónicas como es el caso de los sismo de subducción, si no, por el rompimiento abrupto de una de ellas. Estudios recientes muestran diferencias importantes entre estos dos tipos de sismos como: 1) características de la fuente (caída de esfuerzos, magnitudes) y 2) propagación de la ondas sísmicas. De lo anterior, se ha observado que ambos eventos tienen un impacto diferente en la Ciudad de México, por ejemplo: el contenido de frecuencias y duración del sismo (Jaimes y Reinoso, 2004).

2.3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Los terremotos son uno de los eventos naturales que mayores secuelas de destrucción y muerte dejan a su paso, razón por la cual diversos países han desarrollado metodologías para reducir la vulnerabilidad de sus edificaciones ante un sismo, y así evaluar si estas son seguras para seguir funcionando o no. Además, uno de los factores que más ha llamado el interés de los ingenieros es el efecto de la irregularidad de las estructuras, debido a los comportamientos inadecuados que se han observado continuamente en varios eventos sísmicos nacionales e internacionales (Colunga, 2010). Generalmente las configuraciones irregulares en estructuras se deben a consideraciones arquitectónicas, esto provoca que las edificaciones resulten ser más vulnerables ante fenómeno naturales como los sismos. Por ejemplo, el concepto de “piso suave” (soft story) y “piso débil” (weak story) suelen confundirse a menudo e incluso son utilizados indistintamente, sin embargo; el primero se refiere a una diferencia importante en la rigidez (resistencia a la deformación) y el segundo a la resistencia de fuerzas laterales o sísmicas en alguno de sus pisos con respecto al resto de ellos (Guevara, 2012); para fines de esta tesis solo se tratara el segundo.

El arquitecto Le Corbusier en su obra “Vers une architecture” presentada en 1926; en la cual establece los principios básicos de la arquitectura moderna donde la estructura es soportada principalmente por columnas (*pilotis*) en la planta baja, lo que da lugar a espacios más amplios y luminosos (Guevara, 2012). Estos espacios amplios se utilizan a menudo en centros comerciales como estacionamiento, en hoteles como lobbies e incluso en algunas partes del mundo sirve para mitigar daños causados por inundaciones a las construcciones (Fakhouri y Igarashi, 2013). Por esta razón, edificios con grandes espacios en alguno de sus pisos respecto a los demás, que por lo general se encuentran en la planta baja, presentan una configuración de piso débil y los entresijos superiores cuenta con un número mayor de elementos resistentes como: muros estructurales, columnas y muros no estructurales; generalmente, la estructuración de la planta baja está conformada por columnas las cuales se encargan de resistir las fuerzas cortantes generadas por un sismo. Como se mencionó anteriormente, debido a esta configuración se obtienen pisos más flexibles y con una gran capacidad de deformación; sin embargo, cuando se habla de elementos de concreto reforzado ésta se ve limitada y es entonces cuando se produce el colapso de la estructura.

En sismo pasados, se ha observado que los mayores daños se presentan en edificios con marcos de concreto reforzado con elementos rigidizadores, en algunas de las columnas para uno o más entresijos, ocasionando un efecto de columna corta. En la mayoría de los casos cuando se ligan los muros de mampostería a la columna estos no abarcan totalmente la altura, dejando así una porción libre, la cual suele utilizarse para la colocación de ventanas. Debido a lo anterior, la respuesta de la estructura cambia significativamente a lo previsto en el diseño, ya que alterar notablemente la distribución de las deformaciones y tensiones en los elementos estructurales que conforman a los marcos. Ya que, una columna corta es más rígida y por tanto se requiere una fuerza mayor para deformarlo, por lo que, sino esta diseñada adecuadamente para resistir una fuerza tan grande, puede llegar a sufrir daños importante durante un sismo; a menudo se presenta en forma de “X” debido a la fuerza cortante y que puede llevar al colapso total de la estructura durante un sismo (Sánchez *et al.*, 2017).

El diseño sísmico de las estructuras siempre ha sido una prioridad para los ingenieros civiles en términos de seguridad, para ello, es necesario comprender el comportamiento estructural que tendrían las edificaciones ante un fenómeno natural como lo son los sismos. En las últimas décadas, se ha mostrado que el daño estructural considerable ocurre bajo condiciones cíclicas, dentro del rango inelástico de los materiales, lo cual pueden conducir a la falla de la estructura, aunque no necesariamente haya rebasado su capacidad de desplazamiento (Garzón, 2018). Esto ha llevado a la necesidad de desarrollar modelos de comportamiento estructural capaces de describir el comportamiento mecánico de la estructura en el rango inelástico. Sin embargo, actualmente no existe un modelo de comportamiento hysterético que sea capaz de describir adecuadamente la respuesta estructural para todos los sistemas estructurales que existen hoy en día.

Existen diversos modelos de histeresis, algunos de los más utilizados son el *Bilineal* (Prager, 1956), *Takeda* (Takeda *et al.*, 1970), *Bilineal IMK* (Ibarra *et al.*, 2005), *Pinching IMK* (Ibarra *et al.*, 2005) y *Peak-Oriented IMK* (Ibarra *et al.*, 2005). El modelo bilineal suele utilizarse cuando los materiales poseen características elastoplásticas y con rigidez de postfluencia, en el cual se contempla una envolvente de la rama elástica e inelástica del sistema (Prager, 1956). Por su parte, el modelo Takeda se basa en observaciones experimentales del comportamiento de elementos de concreto reforzado bajo cargas cíclicas laterales, posee una curva base trilineal con una rama de rigidez degradante posterior a la resistencia máxima del sistema (Takeda *et al.*, 1970). El modelo Bilineal Ibarra-Medina-Krawinkler (*Bilineal IMK*) permite estimar el comportamiento de estructuras basadas en marcos, compuesto por una curva base trilineal donde la primera rama representa la etapa de comportamiento elástico, la segunda la etapa de endurecimiento por deformación y la tercera la etapa de ablandamiento o degradación dentro del ciclo (*post-capping*, por sus siglas en inglés) (Ibarra *et al.*, 2005). El modelo Peak-Oriented IMK toma en cuenta la degradación en la rigidez de recarga, dicho modelo, es representativo de elementos bien detallados de concreto reforzado con niveles de cortante y/o fuerza axial bajos, elementos poco susceptibles al deslizamiento del acero longitudinal, por último el modelo Pinching IMK en donde el estrangulamiento es evidente se utiliza cuando los materiales carecen de homogeneidad como la son elementos de mampostería (Ibarra *et al.*, 2005).

A nivel internacional Arlekar *et al.* (1997), determino la respuesta sísmica en estructuras de marcos de concreto reforzado con piso débil y muros de mampostería de relleno con diferentes distribuciones, observo que los muros reducen significativamente las demandas que actúan sobre el piso débil, además, propone que la rigidez del primer piso debe ser por lo menos 50% mayor con respecto a la del segundo nivel.

Pujol *et al.* (2008) llevo a cabo pruebas de laboratorio en una estructura de tres niveles a base de marcos de concreto la cual fue reforzada con muros de mampostería, dichos elementos aumentaron la resistencia y rigidez con respecto a la estructura original, mejorando así su respuesta ante un evento sísmico.

Hejazil *et al.* (2011) estudió la respuesta estructural en edificios de gran altura a base de marcos de concreto reforzado con el objetivo de reducir el efecto de piso débil, mediante, un reforzamiento de la estructura a partir de elementos arriostrados con diferentes configuraciones, de este trabajo determino que el número y localización de elementos de

refuerzo es un factor importante para disminuir los efectos de piso débil ya que se reducen los desplazamientos que se pudiesen llegar a presentar durante un sismo.

En Lisboa, Portugal Furtado *et al.* (2014) realizó la evaluación y reforzamiento de edificaciones de marcos de concreto reforzado con piso débil, se observó que la evaluación correcta de la seguridad de la estructura se logra al considerar la presencia de los muros de mampostería de relleno.

Mishra *et al.* (2015) realizó un estudio en el cual comparó diferentes configuraciones de muros de cortante localizados en estructuras con piso débil bajo cargas sísmicas en la India, de dicha investigación se determinó que los muros brindan una mayor seguridad a la estructura ya que la rigidez que estos aportan reducen los desplazamientos que pudiesen llegar a presentarse bajo demandas sísmicas.

A nivel nacional, se han llevado a cabo estudios en estructuras de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería de relleno con distribución asimétrica para la ciudad de Chilpancingo, Guerrero, esto con el fin de evaluar la capacidad sismorresistente de las construcciones y contribuir en la prevención y mitigación ante desastres sísmicos (Arroyo, *et al.*, 2002), resultado de esta investigación se determinó que la participación estructural de los muros ocasiona efectos desfavorables en el comportamiento global de las edificaciones, debido a que el esfuerzo cortante actuante supera al esfuerzo cortante resistente de la mampostería, además de que los desplazamientos presentados superan a los permisibles.

2.4. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

La aparición de funciones de atenuación y mapas de riesgo sísmico, en términos de ordenas espectrales; permitió desarrollar métodos analíticos, cuyos algoritmos para evaluar la vulnerabilidad son más detallados y con un significado físico directo, para ello, es necesario conocer las características de la estructura, así, como la demanda sísmica de la zona de estudio. De esta manera, es posible definir a la vulnerabilidad sísmica como la probabilidad de recibir un nivel de daño dado un nivel de intensidad sísmica. Actualmente existen varias metodologías que permiten evaluar la vulnerabilidad, las cuales pueden clasificarse en: empíricas y analíticas. La evaluación de la vulnerabilidad sísmica se realizó por primera vez a principios de los años 70, a partir, de métodos empíricos calibrados inicialmente como una función de la intensidad sísmica, debido a que los mapas de riesgo sísmico, en su mayoría estaban definidos en términos de escalas de daño. Anteriormente hubo intentos de correlacionar la intensidad a cantidades físicas como la aceleración máxima del suelo, sin embargo, la dispersión de los datos era inaceptable, razón por la cual, los enfoques empíricos resultaron ser aceptables para el análisis de riesgo a gran escala. Ya que evalúan la vulnerabilidad sísmica de las estructuras a partir del daño observado después de un terremoto, motivo por el cual también suelen, denominarse como “daño por movimiento”, por ejemplo:

- 1) 1) Matrices de probabilidad de daño (*MPD*) que expresan la probabilidad de obtener un nivel de daño (j) debido a la intensidad de un sismo (i), $P[D = j | i]$ (Calvi *et al.*, 2006).
- 2) Funciones de vulnerabilidad que expresan la probabilidad de exceder un estado de daño dado, dada una función de la intensidad del sismo (Calvi *et al.*, 2006).

Asimismo, se han realizado investigaciones acerca de la vulnerabilidad en estructuras diseñadas con versiones diferentes de las Normas Técnicas Complementarias (*NTC*), donde, se determinó que la evolución del daño es mucho más rápido en estructuras diseñadas con reglamentos más antiguos que en aquellas diseñadas con normativas más recientes (Ramírez y Niño, 2014).

Ciudad de México al ser una de las urbes más poblada en el planeta se encuentra en una zona de alto peligro sísmico debido a las condiciones tan particulares del suelo. Por tal razón, es necesario adoptar medidas preventivas, que permitan reducir los daños que podría llegar a ocasionar un evento de evento sísmico de gran magnitud en la capital de país, es así, como esta tesis, a través, de los siguientes capítulos se propone una metodología para determinar el comportamiento estructural en edificaciones ante este tipo de eventos y de esta manera atender oportunamente los problemas existentes que pudieran tener las edificaciones de la Ciudad de México la cual se caracteriza, además, por tener una gran cantidad de construcciones antiguas.

3. METODOLOGÍA PROPUESTA

Debido a las pérdidas ocasionadas por los sismos de 1985 y 2017, en esta tesis se propone determinar el comportamiento estructural que presentaron las edificaciones en estudio producto de dichos eventos, llevando a cabo una evaluación de la respuesta mediante los registros sísmicos correspondientes a la zona de interés, para ello, es necesario conocer las características estructurales de las construcciones que se abordan en este trabajo. Con esta información será posible definir el comportamiento en el rango elástico e inelástico, a través de análisis no lineal paso a paso (*ANLPP*) y Análisis Dinámicos Incrementales (*IDA*, por sus siglas en inglés). Por lo anterior, se utilizó el siguiente procedimiento:

1. Definir las características generales de la estructura tales como: altura de entrepisos, número de pisos y crujeas, muros, propiedades mecánicas de los materiales, uso y localización de la(s) estructura(s); información con la cual es posible predecir la respuesta de la estructura. En caso de no contar con los planos o el proyecto estructural del sistema de interés, se recomienda inferir las propiedades replicando su diseño, empleando los reglamentos de construcción de la región o país correspondiente a su fecha de construcción.
2. Evaluar la capacidad de los elementos estructurales a través de un análisis Momento vs Rotación. De este tipo de análisis se obtienen valores de momento de fluencia, rotación, rigidez de post-fluencia y ductilidad.
3. Definir la amenaza sísmica a partir de las intensidades sísmicas contenidas en registros acordes a la zona de estudio. En caso de no contar con esta información se pueden generar registros sísmicos sintéticos que representen la sismicidad del sitio de interés.
4. Seleccionar el modelo de comportamiento hysterético que representa mejor la repuesta de los materiales ante deformaciones o esfuerzos variables, fuera del rango de respuesta lineal ante una sollicitación, de fuerza o deformación impuesta.
- 5.a Realizar un ANLPP para obtener la respuesta estructural en términos de cortante basal, distorsiones, armados, etc., empleando los modelos de comportamiento hysterético.
- 5.b. Llevar a cabo IDA's para obtener la respuesta dinámica de las estructuras reflejada en curvas de capacidad dinámica, que definen la relación de la resistencia de carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico, asociado con dicha demanda.
- 6.b Una vez definido el tipo de estructuras, éstas se representaran como un sistema de un grado de libertad (*1 GDL*). A partir del desempeño de la estructura medido en términos de distorsiones de entrepiso, obtenido del IDA para un evento sísmico, este se deberá asociar a un daño esperado. Para ello, es necesario utilizar modelos que evalúen el daño acumulado. A partir de esta información, se determina la curva que represente dicha tendencia.
- 7.b. Empleando la curva generada de Distorsión vs Daño esperado, se calcula la respuesta en términos de distorsión para diferentes intensidades sísmicas, lo que permite asociar este parámetro con la curva obtenida en el paso anterior y se obtendrá una nueva curva de Intensidad sísmica vs Daño esperado.

En la Figura 1 se presenta un diagrama de flujo, el cual resume la metodología aplicada en esta tesis para determinar el comportamiento estructural ante un evento sísmico.

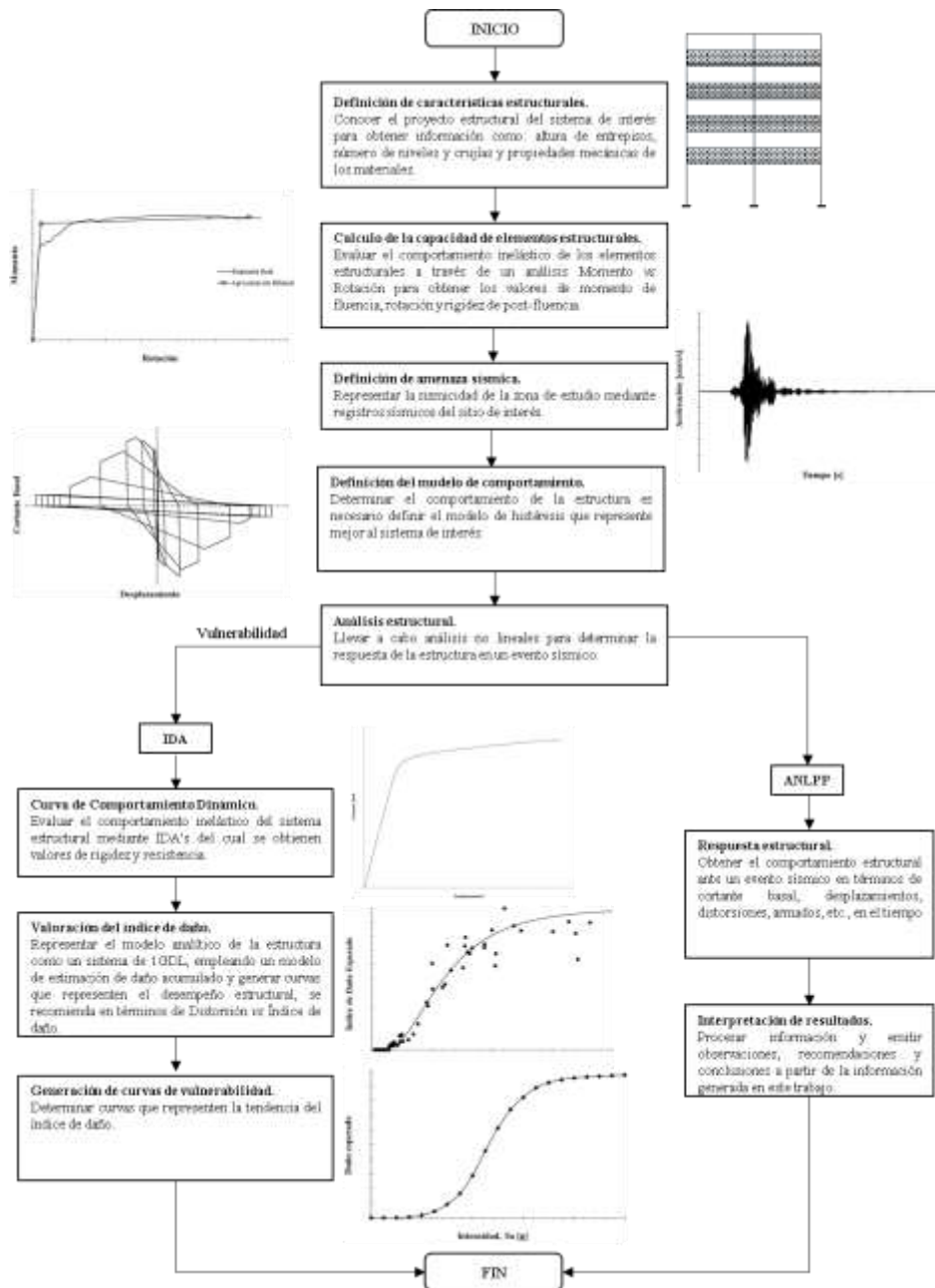


Figura 1. Diagrama para determinar el comportamiento estructural ante un evento sísmico

4. CASOS DE ESTUDIO

Los casos de estudio considerados fueron edificios de uso habitacional de 5 y 7 niveles diseñado con los Reglamentos de Construcción del Distrito Federal (*RCDF*) en sus versiones de 1977 (DDF, 1977a) y 2004 (GDF, 2004a), ubicadas en la zona IIIa (GDF, 2004d), ya que en el pasado sismo del 19 septiembre de 2017, las estructuras que más daños presentaron fueron diseñadas con dichos reglamentos. Los edificios se diseñaron considerando el efecto potencial de muros de mediana altura desde el diseño a través de tres casos: 1) muros ligados, ML, 2) muros desligados, MDL, y 3) diseñado con muros desligados, pero por cuestiones constructivas, terminan ligándose, CML. Esto debido al efecto de columna corta, que se presenta cuando el desplazamiento de la columna se ve restringido. Este último caso, considera el efecto de columna el cual se produce cuando la deformación de la columna se ve limitada debido a elementos que impiden su desplazamiento diseño, además, ocasiona que el elemento falle de forma frágil como resultado del incremento en las fuerzas cortantes a las que se ve sometida.

4.1. DISEÑO Y MODELADO DE EDIFICIOS

El modelado de la estructuras es de suma importancia en la ingeniería para representar de manera realista el comportamiento estructural ante las posibles acciones a las que estará sometida. En la actualidad existen varios softwares que permiten realizar dicha tarea, uno de los más conocidos es el SAP2000 por sus siglas en inglés *Structural Analysis Program* (Programa de Análisis Estructural), herramienta útil que permite llevar a cabo análisis lineales y no lineales, y que fue el que se utilizó en este trabajo.

De acuerdo con lo anterior, los modelos de las estructuras en estudio se representaron a partir de marcos planos, considerados como representativos de las edificaciones en estudio, por otro lado, en estructuras donde se consideró la participación de los muros de media altura en el diseño estos se modelaron según el método de la diagonal equivalente de Bazán y Meli (2001). Como se mencionó en el Capítulo 3 es necesario conocer el proyecto estructural, y en caso de contar con él, este puede inferirse replicando su diseño empleando los reglamentos de construcción correspondientes. Para fines de este estudio se utilizaron los RCDF-1997 (DDF, 1977a) y RCDF-2004 (GDF, 2004a), debido a que la gran mayoría de las edificaciones afectadas por el pasado sismo del 19 de septiembre de 2017 fueron diseñadas con dichas normativas.

4.1.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Las estructuras que se analizaron en este trabajo corresponden a edificios de uso habitacional ubicadas en la zona III (CDMX, 2017) con periodos del suelo de 1 a 1.5 segundos de la Ciudad de México de 5 y 7 niveles a base de marcos de concreto reforzado (*MCR*) con elevación de 3.00 m en planta baja y 2.40 m en niveles superiores, 5.00 m de longitud de crujías con muros de mampostería de media altura, a partir del segundo nivel, lo que genera un primer piso débil, como se muestra en la Figura 2.

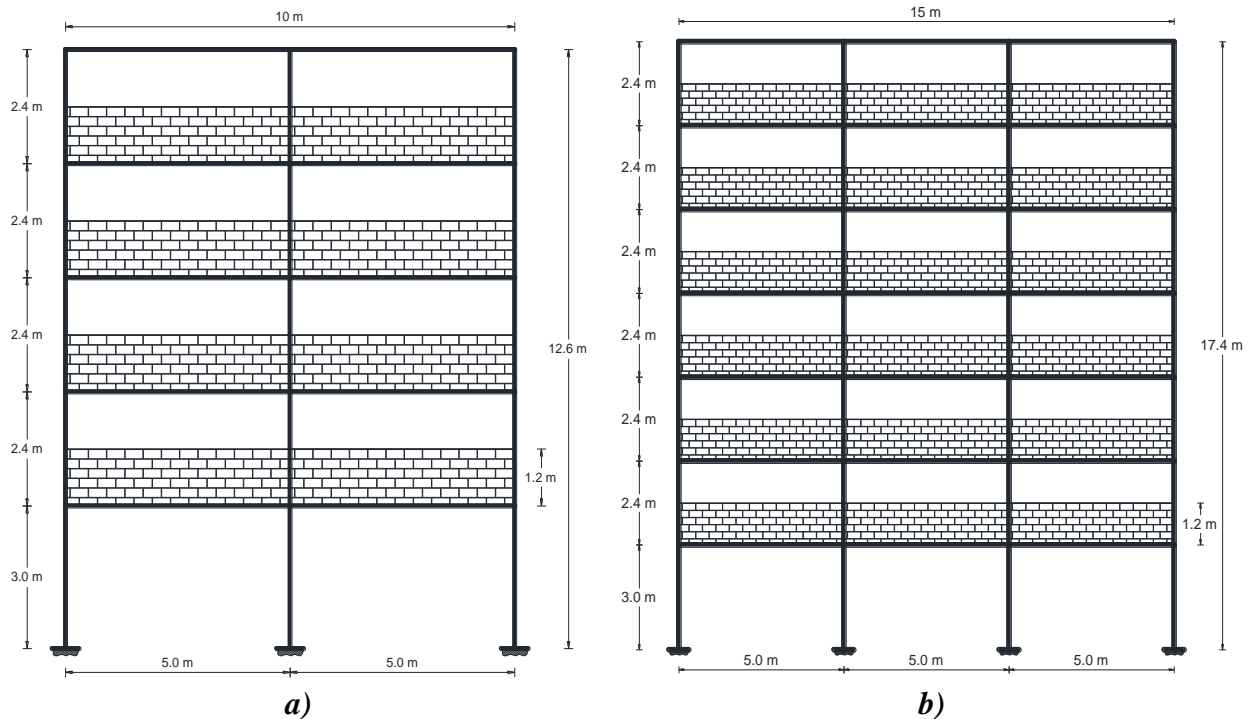


Figura 2. Configuración geométrica de estructuras de: a) 5 niveles y b) 7 niveles

Además de las características globales, a continuación se describen las características de los elementos estructurales.

Vigas y Columnas

Son elementos estructurales que forman parte importante en una estructura, encargados de soportar y resistir las acciones a las que esté sometida la edificación. Generalmente, cuando inicia un proyecto estructural se desconocen las dimensiones de vigas y columnas, por lo que es necesario un prediseño, a partir del cual se obtienen secciones preliminares que permiten realizar los análisis conforme al reglamento de construcción. En la Tabla 1 y Tabla 2 se indican las dimensiones de las secciones obtenidas a partir de un análisis modal espectral (*AME*), para las diferentes estructuras y casos de estudio.

Tabla 1. Secciones estructurales para las estructuras diseñadas con RCDF-1977 (DDF, 1977b)

Número de Niveles	ML		Número de Niveles	MDL	
	Columnas [cm]	Vigas [cm]		Columnas [cm]	Vigas [cm]
5	35 x 35	30 x 45	5	35 x 35	30 x 45
7	35 x 35	30 x 45	7	35 x 35	30 x 45

Tabla 2. Secciones estructurales para las estructuras diseñadas con RCDF-2004 (GDF, 2004b)

Número de Niveles	ML		Número de Niveles	MDL	
	Columnas [cm]	Vigas [cm]		Columnas [cm]	Vigas [cm]
5	40 x 40	30 x 45	5	40 x 40	30 x 45
7	40 x 40	30 x 45	7	40 x 40	30 x 50

Masas

La masa de la estructura se define como el cociente entre el peso del edificio y la aceleración de la gravedad. En lo que respecta a los modelos el valor empleado para cada entrepiso, se determinó a partir del peso total por piso considerando la mitad de la altura de la columna para ese entrepiso y la mitad de la altura de la columna del entrepiso siguiente inmediato; la Tabla 3 y la Tabla 4 muestran las masas asignadas por nodo y nivel para cada modelo propuesto.

Tabla 3. Masas de entrepiso para estructuras de 5 Niveles por año de construcción

Nivel	1977	2004
	Masa (kgfs ² /cm)	Masa (kgfs ² /cm)
1	25.257	26.001
2	24.987	25.647
3	24.987	25.647
4	24.987	25.647
5	21.567	21.897

Tabla 4. Masas de entrepiso para estructuras de 7 Niveles por año de construcción

Nivel	1977	2004
	Masa (kgfs ² /cm)	Masa (kgfs ² /cm)
1	27.492	26.571
2	27.222	26.220
3	27.222	26.220
4	27.222	26.220
5	27.222	26.220
6	27.222	26.220
7	23.511	24.804

4.1.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Concreto

Las propiedades de interés de este material para este estudio se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5. Propiedades mecánicas del concreto

Propiedades del concreto	RCDF-1977	RCDF-2004
Peso volumétrico (γ_c)	2400 kg/cm ³	2400 kg/cm ³
Resistencia a compresión (f'_c)	250 kg/cm ²	250 kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E_c)	$E = 10000 \sqrt{f'_c}$	$E = 14000 \sqrt{f'_c}$

Mampostería

Algunas de las propiedades de interés se indican en la Tabla 6, obtenidas a partir de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) en sus versiones de 1977 (DDF, 1977c) y 2004 (GDF, 2004c).

Tabla 6. Propiedades mecánicas de la mampostería

Características de la mampostería	NTCM-1977	NTCM-2004
Tipo de pieza	Tabique de barro recocido	Tabique de barro recocido
Dimensiones	12 x 12 x 24 cm	12 x 12 x 24 cm
Peso volumétrico (γ_m)	1300 kg/cm ³	1600 kg/cm ³
Resistencia a compresión (f_m)	15 kg/cm ²	15 kg/cm ²
Resistencia a compresión diagonal (v_m)	3.5 kg/cm ²	3.5 kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E_m)	$E_m = 400f_m$	$E_m = 600f_m$
Módulo de cortante (G_m)	$G_m = 0.3E_m$	$G_m = 0.4E_m$

4.1.3. ACCIONES GRAVITACIONALES

En los reglamentos de construcción se establecen cargas de diseño, las cuales representan la suma máxima de las cargas que pudieran llegar a ocurrir durante la vida útil de la estructura. En la Tabla 7 se muestran las cargas utilizadas de acuerdo con el RCDF de 1977 (DDF, 1977a) y 2004 (GDF, 2004a).

Tabla 7. Cargas vivas unitarias definidas por los RCDF (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

Destino de piso o cubierta	Carga viva máxima	
	RCDF-1977	RCDF-2004
Habitación	$120 + 420A^{-1/2}$	170 kg/m ²
Azoteas con pendiente no mayor a 5%	100 kg/m ²	100 kg/m ²
Destino de piso o cubierta	Carga viva instantánea	
	RCDF-1977	RCDF-2004
Habitación	90 kg/m ²	90 kg/m ²
Azoteas con pendiente no mayor a 5%	70 kg/m ²	70 kg/m ²

Nota: La letra A corresponde al área tributaria en m²

4.1.4. DEMANDAS SÍSMICAS DE DISEÑO

Un aspecto importante a considerar es el hecho de que las construcciones no deben ser diseñadas para un evento sísmico en particular y menos para una zona dada, debido a que el próximo evento probablemente presentará características muy diferentes, por lo tanto se emplean espectros suavizados que no presentan variaciones bruscas, como resultado de una envolvente de espectros de respuesta de sismos típicos de la zona, conocido mejor como espectro de diseño, los cuales se obtienen a partir de métodos estadísticos cuyo cálculo escapa del alcance de este trabajo. De acuerdo con los RCDF de 1977 (DDF, 1997d) y 2004 (GDF, 2004d), cuando se aplique el AME se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico (a), expresada como fracción de la aceleración gravedad definida en la Tabla 8, en tanto que la Tabla 9 y la Tabla 10 definen los coeficientes para el cálculo del espectro de diseño. El ¿por qué? de utilizar estos reglamentos se debe a que aproximadamente el 37 % (CICMX, 2017) de las estructuras colapsadas fueron diseñadas empleando el RCDF-1977 (DDF, 1977a), sin embargo, existen casos de estructuras diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004a); si bien no son las únicas normas que se han publicadas en el país, son las que representan a una gran mayoría de edificaciones dañadas en el pasado sismo de 2017.

Tabla 8. Expresiones para el cálculo del espectro de diseño de acuerdo a las NTCS

NTCS-1977			NTCS-2004		
$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_1}$	si $T < T_1$	(Ec.1)	$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}$	si $T < T_a$	(Ec.6)
$a = c$	si $T_1 \leq T \leq T_2$	(Ec.2)	$a = c$	si $T_a \leq T \leq T_b$	(Ec.7)
$a = c \left(\frac{T_2}{T}\right)^r$	si $T > T_2$	(Ec.3)	$a = qc$	si $T > T_b$	(Ec.8)
			$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$	(Ec.9)	
Factor de Reducción Sísmica					
$Q' = Q$	si $T \geq T_1$	(Ec.4)	$Q' = Q$	si $T \geq T_a$	(Ec.10)
$Q' = 1 + \frac{T}{T_1}(Q - 1)$	si $T < T_1$	(Ec.5)	$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1)$	si $T < T_a$	(Ec.11)

donde

a : ordenada de los espectros de diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

a_0 : valor de a que corresponde a $T = 0$

T : periodo natural de vibración de la estructura

T_a, T_b, T_1, T_2 : periodos característicos de los espectros de diseño

c : coeficiente sísmico

Q : factor de comportamiento sísmico, independiente de T

Q' : factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural

Tabla 9. Coeficientes para el cálculo del espectro de diseño NTCS-1977 (DDF, 1997a)

Zona	c	a_0	T_1	T_2	r
I	0.16	0.030	0.30	0.80	½
II	0.20	0.045	0.50	2.00	2/3
III	0.24	0.060	0.80	3.30	1

Nota: Periodos en segundo.

Tabla 10. Coeficientes para el cálculo del espectro de diseño NTCS-2004 (GDF, 2004d)

Zona	c	a_0	T_a	T_b	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
III _b	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III _c	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III _d	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

Nota: Periodos en segundo.

La Figura 3 contiene los espectros de diseño empleados en esta investigación, donde se aprecia que las demandas sísmicas de diseño son de aproximadamente el doble entre el reglamento más viejo y el más reciente, esto se puede ver reflejado en su capacidad cortante. Los espectros inelásticos de diseño en color negro y rojo se obtuvieron a partir de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS) en su versión 2004 (GDF, 2004d), el primero tiene un factor de irregularidad de 0.8, mientras, que en el segundo el factor es de 1.0, por otra parte, el espectro en color verde corresponde a las NTCS-1977 (DDF, 1977d) donde no considera la irregularidad de la estructura.

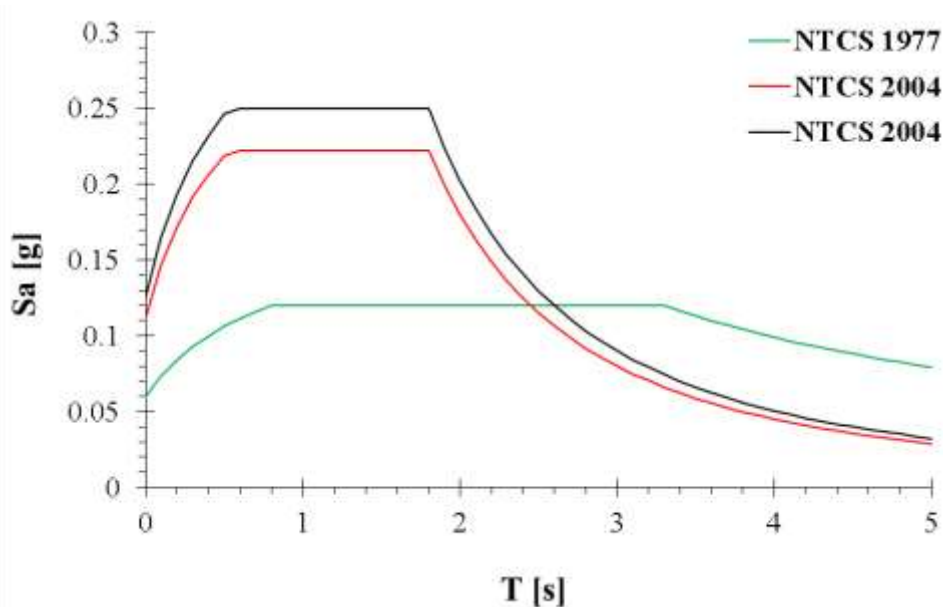


Figura 3. Espectros de diseño correspondientes a un $Q = 2$

4.1.5. DISEÑO DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO DE 5 NIVELES CON LOS RCDF DE 1977 Y 2004

Para las estructuras con MDL diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1997a), se determinaron dos armados en columnas y tres en vigas, como se muestran en la Figura 4, de acuerdo al nivel en el que se encuentran. El acero empleado en columnas se conforma por varillas del No. 6 y 4, y con estribos del No. 2, al igual que en vigas, en ambos casos se empleó un recubrimiento de 5 cm. El texto que se encuentra debajo de cada una de las secciones está compuesto por una letra y dos números, la primera parte es una abreviatura para columna (C) y viga (V), mientras que la segunda corresponde a las dimensiones de la sección expresada en cm.

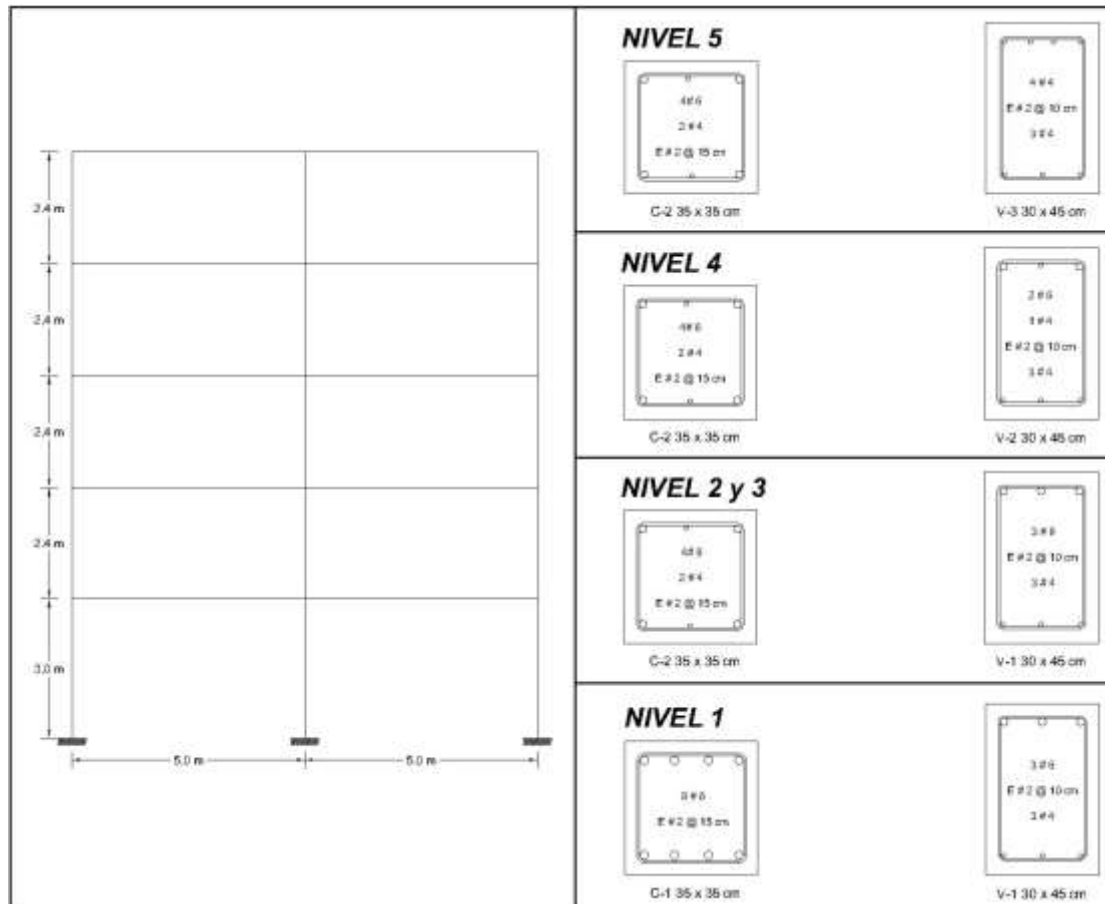


Figura 4. Armado de vigas y columnas para MCR de 5 con MDL diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977a)

La Figura 5 muestra los armados finales de vigas y columnas por nivel que corresponden a estructuras con ML, diseñadas con RCDF-1977 (DDF, 1997a). En columnas se obtuvieron dos tipos de armados, los cuales se componen principalmente por varillas del No. 6 y 4 y estribos del No. 2.

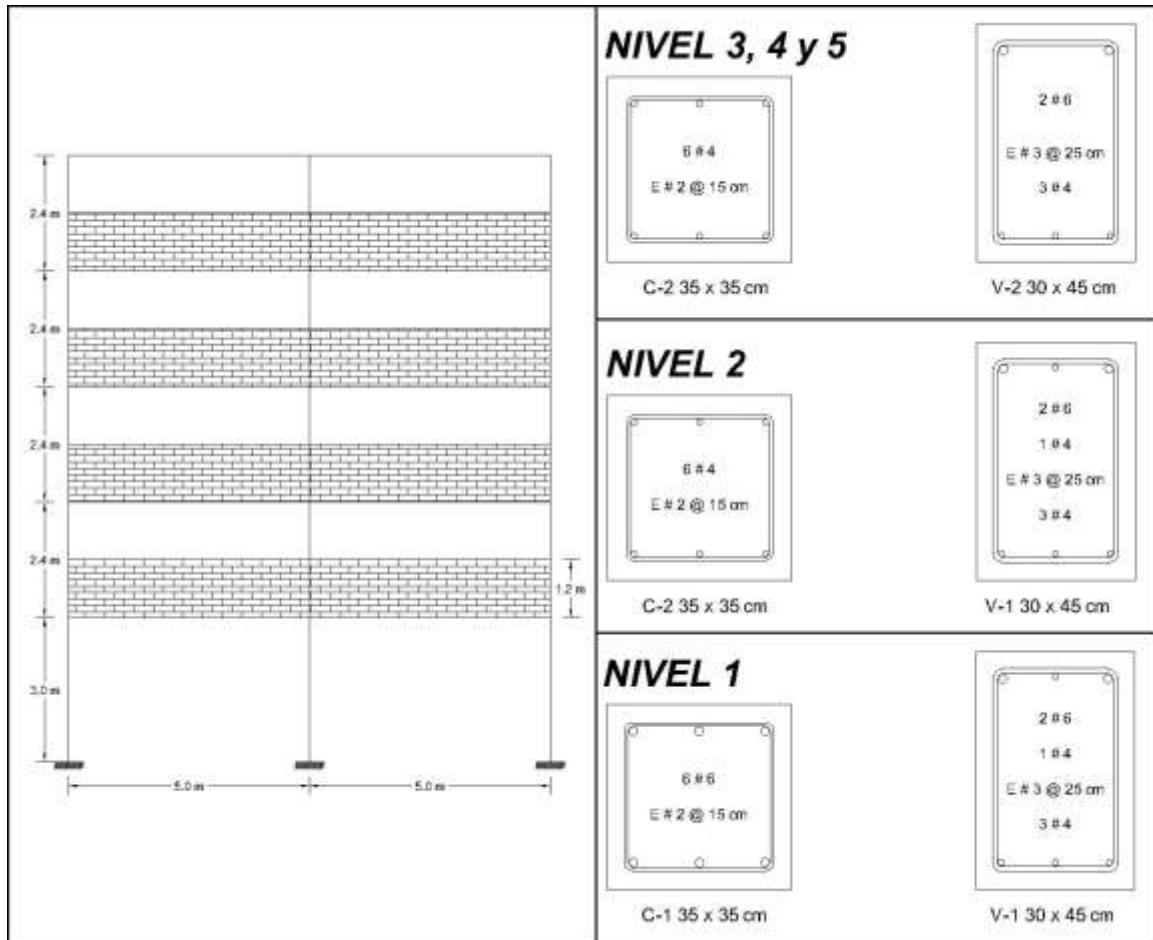


Figura 5. Armado de vigas y columnas para MCR de 5 con ML diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977a)

Al diseñar estructuras con MDL con el RCDF-2004 (GDF, 2004a), se determinaron tres armados en columnas y cuatro en vigas, formado por varillas del No. 8, 6 y 4 para acero longitudinal y del No. 3 en estribos como se muestra en la Figura 6.

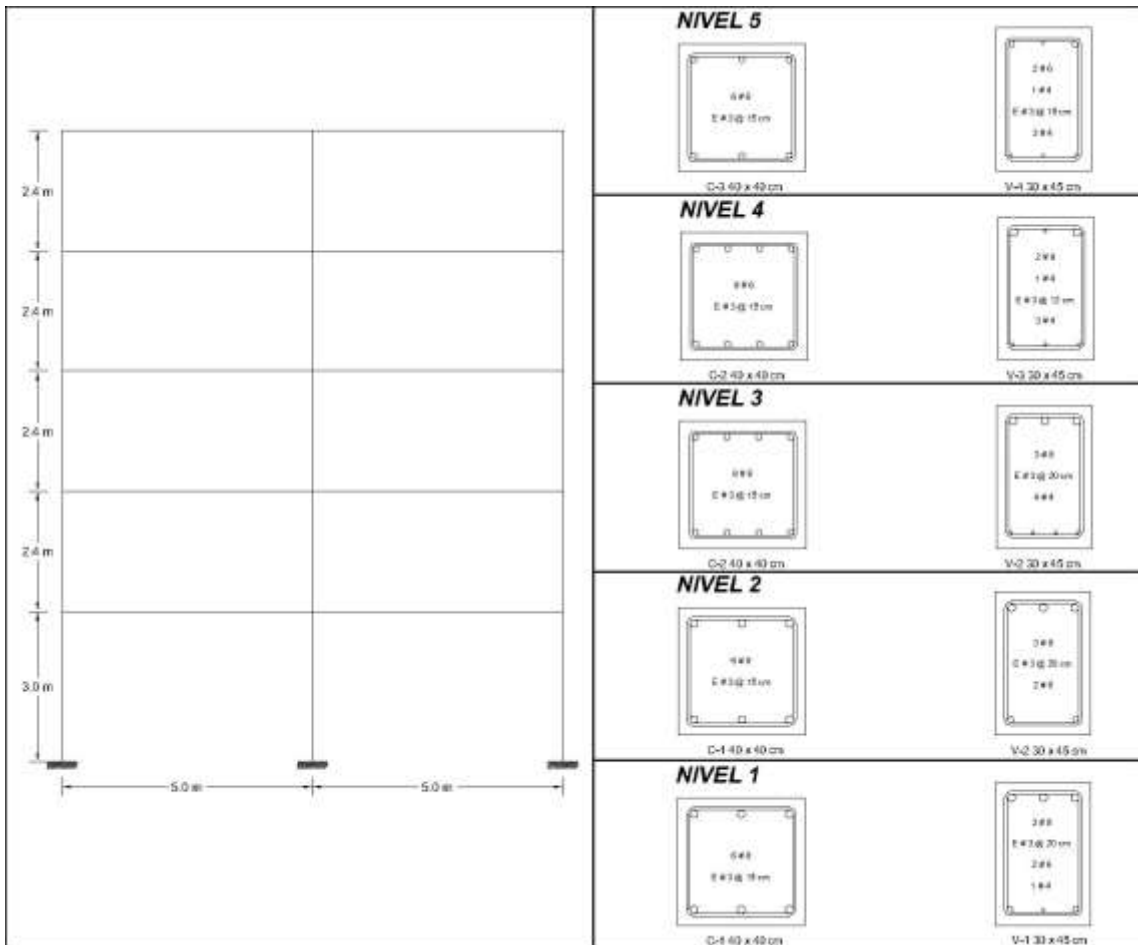


Figura 6. Armado de vigas y columnas para MCR de 5 con MDL diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004a).

La Figura 7 muestra los armados finales para elementos estructurales en edificaciones con ML, diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004a), dichos elementos están formados por varillas del No. 8, 6 y 4 en acero longitudinal y del No. 3 en estribos. La influencia de los muros en el diseño permite que el armado en los elementos estructurales sea relativamente homogéneo ya que en columnas se obtuvieron dos armados y en vigas tres.

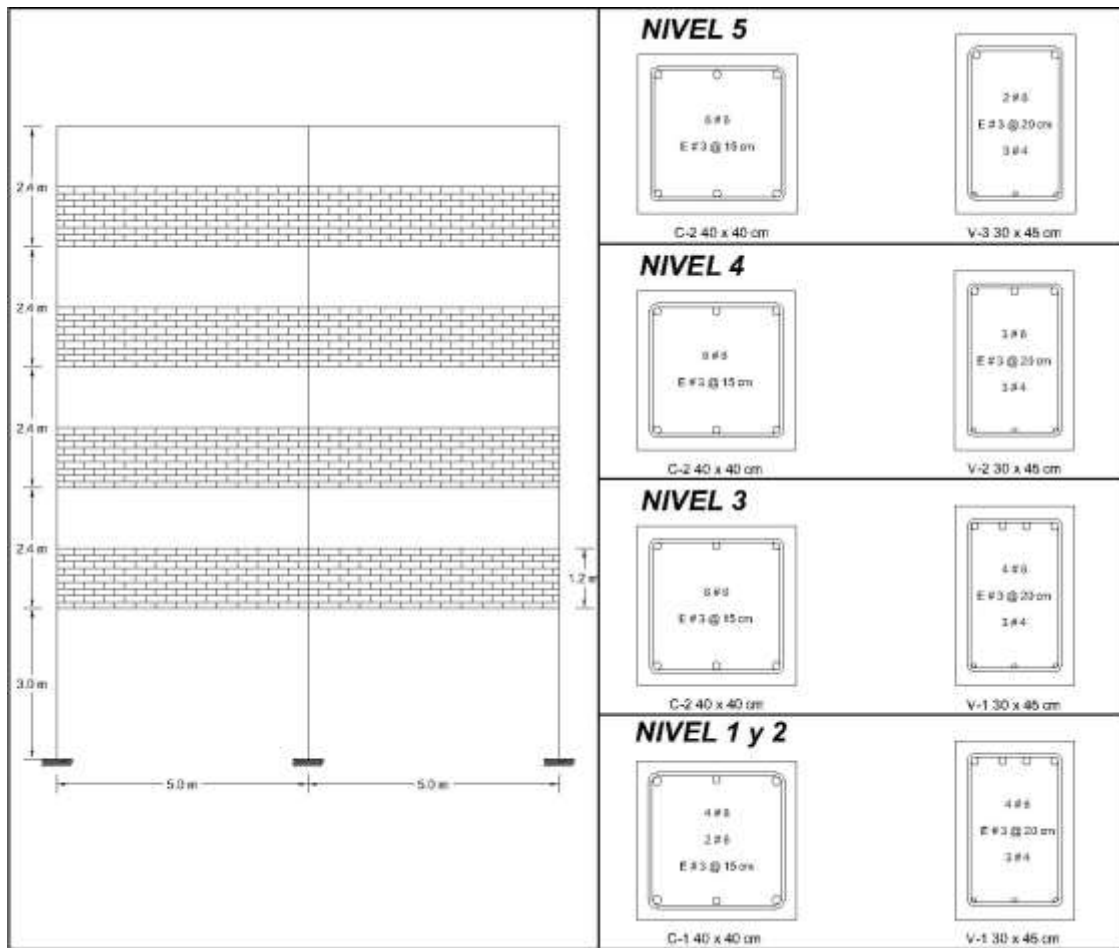


Figura 7. Armado de vigas y columnas para MCR de 5 con ML diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004a)

4.1.6. DISEÑO DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO DE 7 NIVELES CON LOS RCDF DE 1977 Y 2004

A partir de las demandas sísmicas que definen las NTCS de 1977 (DDF, 1977d) y 2004 (GDF, 2004d), las secciones obtenidas en columnas son de 35x35 cm y 40x40 cm, mientras que en vigas son de 30x45 cm y 30x50 cm como se podrá ver más adelante.

De acuerdo con la Figura 8 a partir de dicho análisis y empleando la normativa de 1977 (DDF, 1977) para estructuras con MDL se determinaron cuatro armados en vigas y columnas, el acero longitudinal está formado por varillas del No. 8, 6 y 4, mientras que en estribos se emplearon del No. 2.

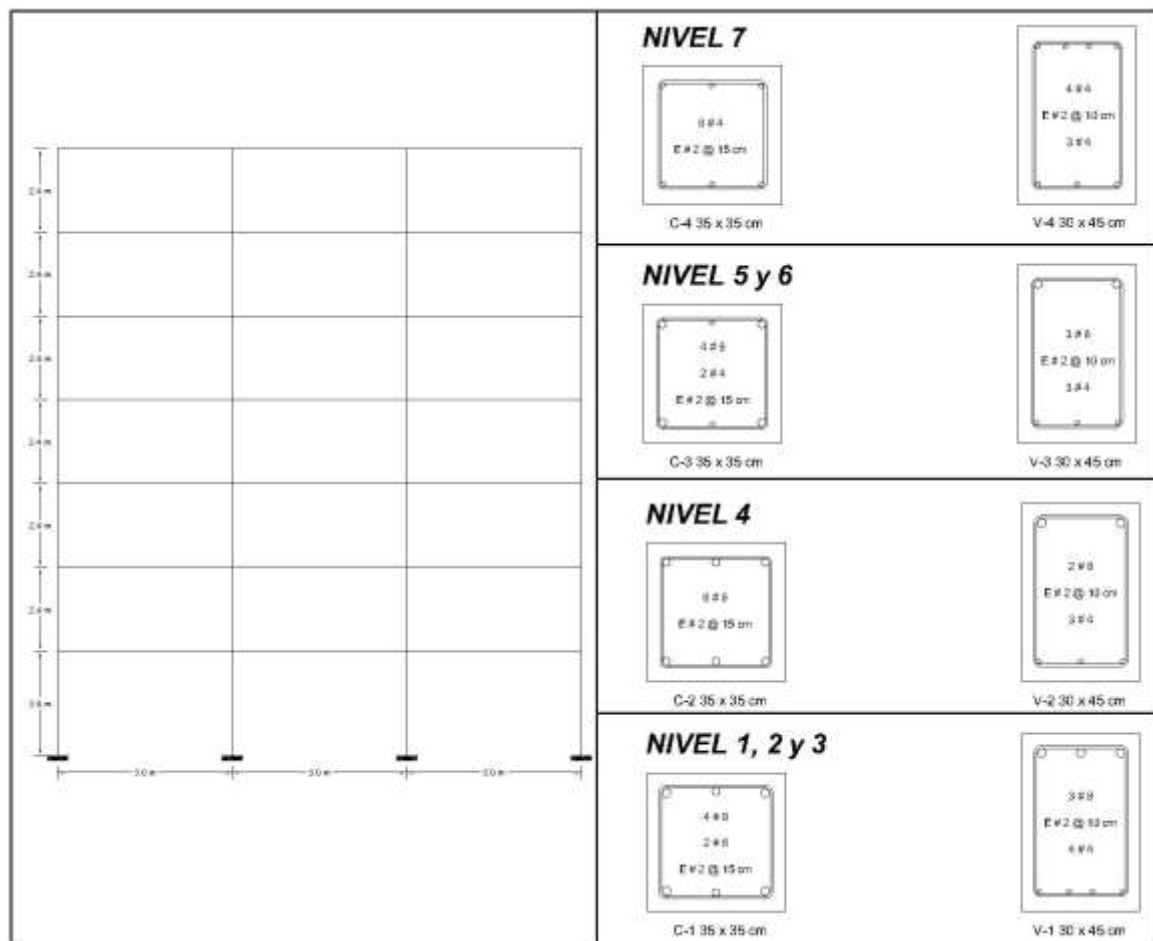


Figura 8. Armado de vigas y columnas para MCR de 7 con MDL diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977)

La Figura 9 corresponde a estructuras con ML diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977) se obtuvieron cuatro armados en elementos estructurales; el acero longitudinal está formado por varillas del No. 8, 6 y 4, mientras que para estribos se empleó varilla del No.2.

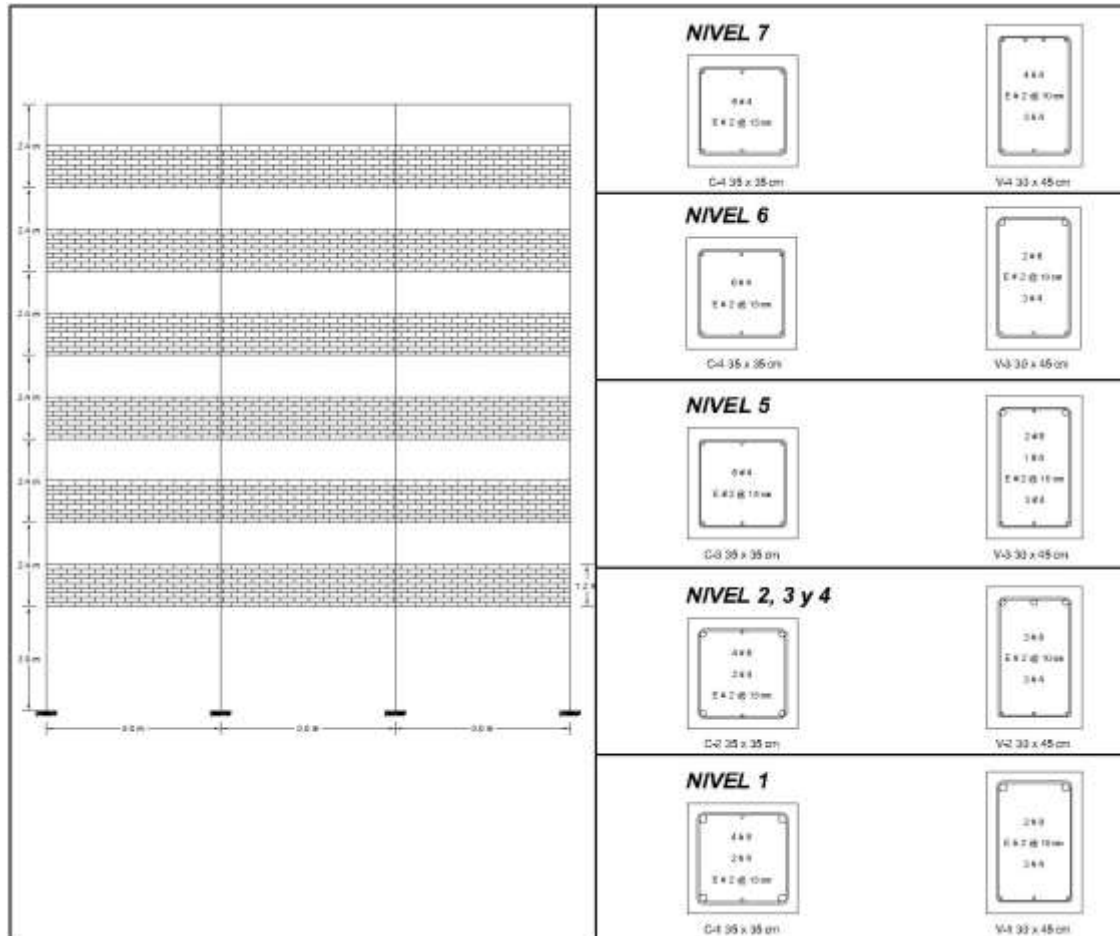


Figura 9. Armado de vigas y columnas para MCR de 7 con ML diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977)

En la Figura 10 se muestran los armados obtenidos para estructuras con MDL y diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004), los armados están formados por varillas del No. 10, 8, 6 y 4 en acero longitudinal y del No. 3 en estribos; se distinguen cinco tipos de armados en columnas y seis en vigas.

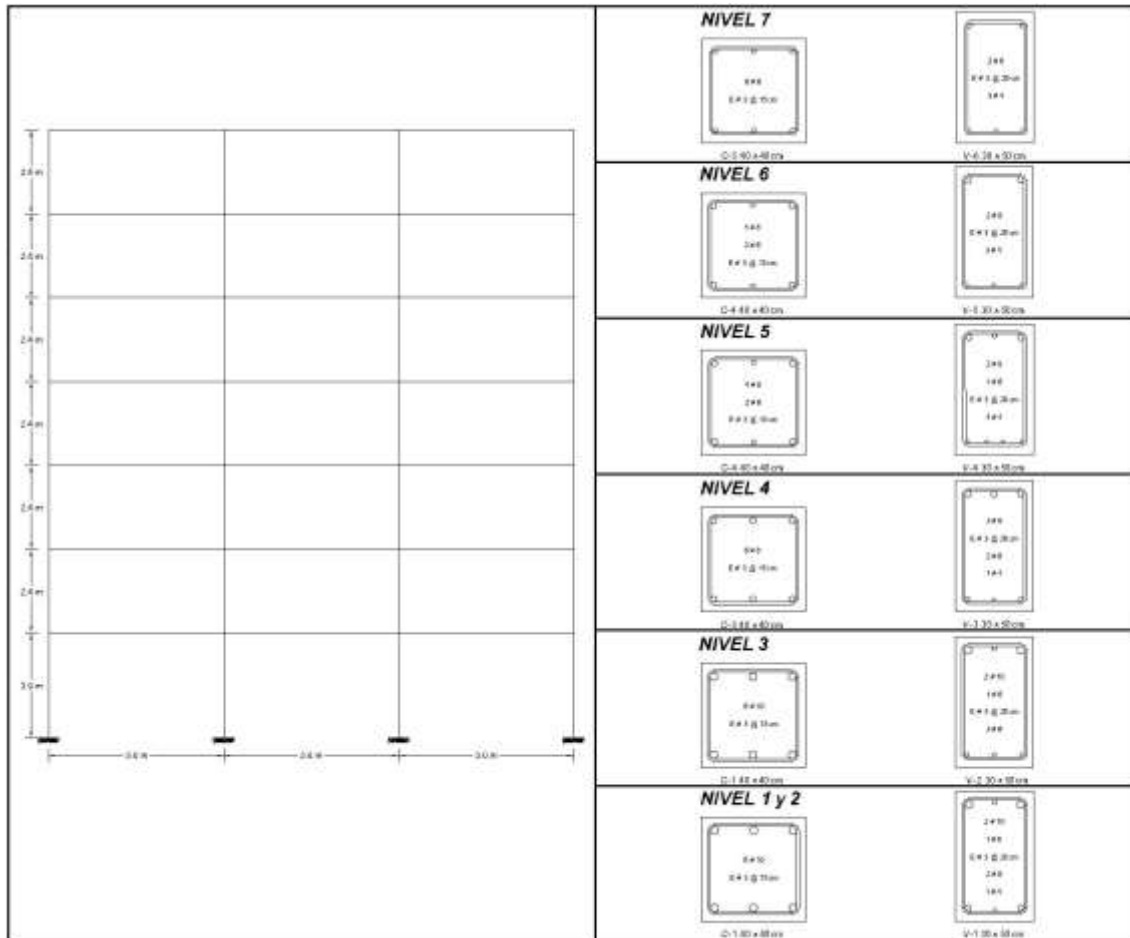


Figura 10. Armado de vigas y columnas para MCR de 7 con MDL diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004)

Considerando ML en el diseño el acero que se requiere para resistir la acciones de diseño es menor en comparación al caso anterior; la Figura 11 muestra los armados obtenidos utilizando el RCDF-2004 (GDF, 2004) los elementos estructurales están formado por varillas del No. 10, 8, 6 y 4 en acero longitudinal y del No. 3 en estribos, como se puede ver se obtuvieron cinco armados diferentes en columnas y vigas.

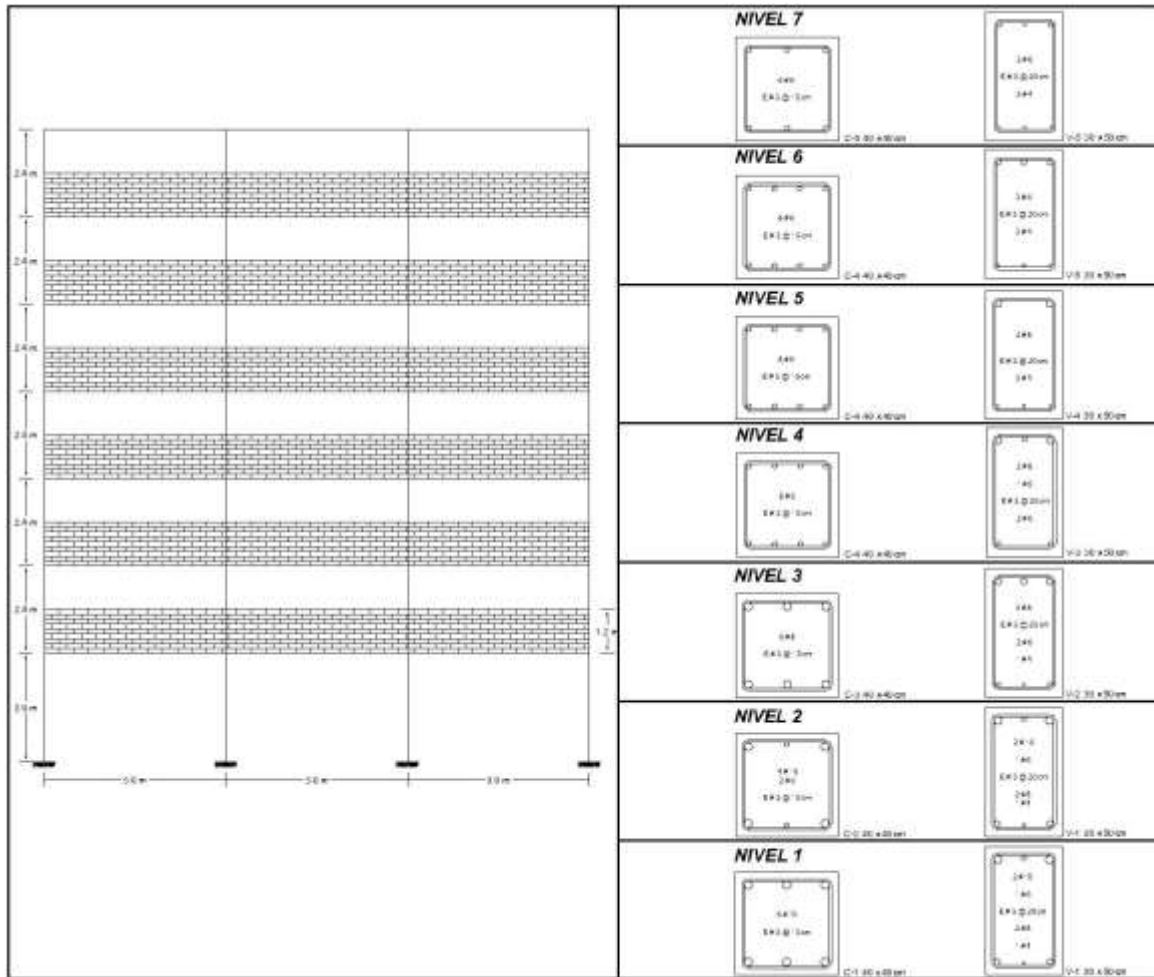


Figura 11. Armado de vigas y columnas para MCR de 7 con ML diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004)

De acuerdo con las secciones y armados mostrados anteriormente, se observa que las diseñadas con reglamentos más recientes requieren de aproximadamente un 19% más de acero a flexión y un 27% a flexocompresión en comparación a aquellas diseñadas con la normativa más vieja mencionada aquí, además, de que las dimensiones en columnas se incrementan en un 14% a las obtenidas con el RCDF-1997 (DDF, 1977a). Es importante mencionar que estos elementos estructurales permitirán definir más adelante los parámetros no lineales de la estructuras en estudio.

Tabla 11. Comparación de armados para los diferentes casos de estudio y reglamentos de construcción.

RCDF-1977			RCDF-2004		
Caso de Estudio	Tipo de Armado	Área de acero [cm ²]	Caso de Estudio	Tipo de Armado	Área de acero [cm ²]
5 N MDL	C-1	22.68	5N MDL	C-1	30.40
	C-2	13.87		C-2	22.68
	V-1	M (-)= 8.51, M (+)= 3.80		C-3	17.01
	V-2	M (-)= 6.94, M (+)= 3.80		V-1	M (-)= 15.20, M (+)= 6.94
	V-3	M (-)= 5.07, M (+)= 3.80		V-2	M (-)= 15.20, M (+)= 5.67
				V-3	M (-)= 15.20, M (+)= 4.36
5 N ML	C-1	17.01	5 N ML	V-4	M (-)= 11.40, M (+)= 3.80
	C-2	7.60		V-5	M (-)= 6.94, M (+)= 3.80
	V-1	M (-)= 6.94, M (+)= 3.80			
	V-2	M (-)= 5.67, M (+)= 3.80			
7 N MDL	C-1	25.94	7 N MDL	C-1	47.52
	C-2	17.01		C-2	30.42
	C-3	13.87		C-3	25.98
	C-4	7.60		C-4	17.01
	V-1	M (-)= 15.20, M (+)= 5.07		V-1	M (-)= 18.72, M (+)= 11.41
	V-2	M (-)= 10.13, M (+)= 3.80		V-2	M (-)= 18.72, M (+)= 8.51
	V-3	M (-)= 8.51, M (+)= 3.80		V-3	M (-)= 15.20, M (+)= 6.94
	V-4	M (-)= 5.07, M (+)= 3.80		V-4	M (-)= 12.97, M (+)= 5.07
7 N ML	C-1	22.80	7 N ML	V-5	M (-)= 10.13, M (+)= 3.80
	C-2	13.87		V-6	M (-)= 5.67, M (+)= 3.80
	C-3	7.60		C-1	47.52
	V-1	M (-)= 10.13, M (+)= 3.80		C-2	37.44
	V-2	M (-)= 8.51, M (+)= 3.80		C-3	30.42
	V-3	M (-)= 6.94, M (+)= 3.80		C-4	22.80
	V-4	M (-)= 5.67, M (+)= 3.80		C-5	17.01
	V-4	M (-)= 5.07, M (+)= 3.80		V-1	M (-)= 18.72, M (+)= 11.41
				V-2	M (-)= 18.72, M (+)= 8.51
				V-3	M (-)= 15.20, M (+)= 6.94
				V-4	M (-)= 12.97, M (+)= 5.67
		V-5	M (-)= 10.13, M (+)= 3.80		
		V-6	M (-)= 8.51, M (+)= 3.80		

5. RESPUESTA ESTRUCTURAL

La respuesta estructural es resultado del comportamiento de una estructura ante un evento externo, en este caso un sismo, el cual se genera debido al movimiento del suelo y se transmite a través de fuerzas que actúan en la masa del edificio, ésta se opone a ser desplazada, debido a ello, se generan esfuerzos y deformaciones, que pondrían en riesgo a la estructura, si se rebasaran las demandas para las cuales fue diseñada. Por tal motivo, la ingeniería sísmica siempre ha mantenido un gran interés en salvaguardar la integridad de la estructura y la de sus ocupantes ante un fenómeno natural de este tipo, además, es posible describir el comportamiento de las edificaciones en términos de fuerzas, esfuerzos, deformaciones, aceleraciones, velocidades y desplazamientos.

Por otro lado, la dinámica estructural se encarga de analizar la respuesta de las estructuras bajo cargas dinámicas, es decir, aquellas que varía con respecto al tiempo, por tanto, es necesario definir primero el sistema estructural (masa, rigidez y amortiguamiento) y segundo la excitación externa como un sistema dinámico. A partir, de esta información es posible determinar el *periodo natural de vibrar de la estructura* (T), que representa el tiempo que tarda la misma en recorrer una oscilación completa, es único de la estructura y no se modifica a menos que la masa y geometría lo hagan. Otros factores a considerar en la respuesta de una estructura son la *rigidez* y la *resistencia* de las mismas, la primera se refiere a la capacidad que tiene un elemento o bien un conjunto de estos a deformarse o a ser desplazados, mientras que la segunda es la capacidad que tiene un sistema estructural para oponerse a fuerzas externas., sin embargo, ambas propiedades varían con el tiempo debido al uso de la estructura.

Cuando una edificación incurre en el rango inelástico los parámetros asociados para evaluar su comportamiento son: la *distorsión*, la *ductilidad* y la *energía disipada*. La distorsión es un indicador de desempeño el cual permite conocer la distribución del daño en las edificaciones ya que se evalúa a partir de los desplazamientos relativos a su base producto del sismo en cada uno de sus entresijos. La ductilidad es la capacidad que tiene un elemento estructural para deformarse fuera del rango elástico sin fallar, en donde, se acepta la degradación de su rigidez y resistencia. Por último, la energía disipada se debe a que en un sismo el suelo transmite energía a la estructura por medio de su base la cual se almacena temporalmente para luego ser liberada a través del amortiguamiento y deformación; si bien, estos parámetros permiten evaluar la respuesta de la estructura para fines de esta tesis solo se abordará el primero, además, se mostrara la respuesta histerética de las estructuras.

5.1. DEFINICIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

Como se mencionó en el Capítulo 1, con la finalidad de evaluar la respuesta estructural de los edificios en estudio, en esta tesis la amenaza sísmica se define a partir de registros sísmicos obtenidos de estaciones localizadas en la zona de estudio. En la Tabla 12 se presentan los eventos sísmicos considerados, así como el nombre y clave de las estaciones empleadas. El crecimiento de la red sísmica en el país ha sido muy importante para el desarrollo de la ingeniería sísmica, ya que permite identificar los efectos de sitio que existan, principalmente en la Ciudad de México para la zona III (GCDMX, 2017) o zona de lago, donde las ondas sísmicas se amplifican de 300 a 500 veces respecto a suelo firme (Torres,

2017). Debido a lo anterior, es posible entender la diferencia que existe entre la cantidad de estaciones que registraron el evento del 19 de septiembre de 1985 y el de 2017.

En la Tabla 12 se presentan los eventos sísmicos considerados, así como el nombre y clave de las estaciones empleadas, se emplearon ambas componentes horizontales (Norte-Sur, N-S y Este-Oeste, E-W). Además, se empleó un conjunto de registros artificiales de M8.2 simulados mediante la formulación de Green Empírica propuesta por Niño *et al.* (2018) utilizando como semilla el sismo del 29 de abril de 1989, esto permitirá conocer el posible comportamiento que las edificaciones presentarían ante un evento de esta magnitud y así tratar de mitigar los daños que podrían presentarse en un futuro.

Tabla 12. Estaciones y eventos sísmicos utilizados para evaluar el comportamiento sísmico

Evento Sísmico	Estaciones	Clave de estación
19 septiembre 1985	Sismex Viveros	SXVI
	Tláhuac Bombas	TLHB
	Tláhuac Deportivo	TLHD
25 abril 1989	Culhuacán	CH84
	Escuela Secundaria Técnica No.95	IB22
	Parque Jardines de Coyoacán	JC54
	Liconsa	LI33
	Lindavista	LV17
	Miramontes	MI15
	San Simón	SI53
	Unidad Colonia IMSS	UC44
19 septiembre 2017	Culhuacán	CH84
	Jardín de Niños Luz García Campillo	GC38
	Escuela Secundaria Técnica No.95	IB22
	Parque Jardines de Coyoacán	JC54
	Liconsa	LI33
	Lindavista	LV17
	Miramontes	MI15
	San Simón	SI53
Unidad Colonia IMSS	UC44	

A continuación se muestra una comparación de los espectros de respuesta elásticos (Figura 12a) e inelásticos (Figura 12b) para la estación Culhuacán con los definidos en las NTCS de 1977 (DDF, 1977d) y 2004 (GDF, 2004d), del pasado sismo del 19 de setiembre de 2017. Donde las ordenadas espectrales que se presentaron rebasaron a las demandas de diseño, que se ve reflejado en daño, sin embargo, esto no necesariamente implica que se haya alcanzado el límite permisible de desplazamiento o bien el colapso total o parcial de la estructura. Las comparativas de los espectros de respuesta para los demás registros sísmicos considerados, se encuentran en el Anexo A.

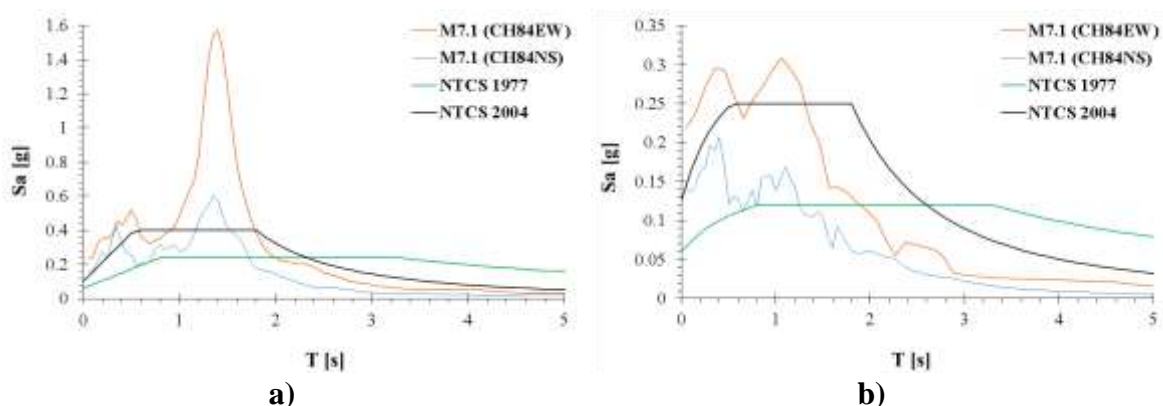


Figura 12. Espectros de respuesta para la estación Culhuacán del sismo del 19 de septiembre de 2017, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos

Dicho lo anterior y acorde con la Tabla 13, se obtuvo que las construcciones más antiguas son 37% más flexibles a las diseñadas con la normativa más reciente. Por otro lado, las estructuras de cinco niveles son 31% más rígidas que las edificaciones de siete niveles, finalmente las estructuras ML y CML son apenas 17% más rígidas que las MDL.

Tabla 13. Periodo fundamental de vibración de las estructuras con los RCDF de 1977 y 2004 (DDF, 1977 y GDF, 2004)

Tipo de Estructura	Periodo Estructural 1977	Periodo Estructural 2004
5ML	T= 0.69 s	T= 0.53 s
5MDL	T= 0.82 s	T= 0.62 s
5CML	T= 0.69 s	T= 0.53 s
7ML	T= 0.93 s	T= 0.70 s
7MDL	T= 1.13 s	T= 0.77 s
7CML	T= 0.91 s	T= 0.64 s

5.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y RECOMENDACIONES

5.2.1. ANÁLISIS NO LINEAL PASO A PASO, ANLPP

De acuerdo con la metodología propuesta en el Capítulo 3 para definir la respuesta no lineal de las estructuras, es necesario conocer, en primera instancia, tanto en el rango elástico como inelástico, el comportamiento, de los elementos estructurales (columnas y vigas) esto a través de un análisis Momento vs Rotación; en esta tesis se utilizó el programa CUMBIA (Montejo y Kowalsky, 2007), del cual se obtienen curvas que muestran el comportamiento real del elemento. De estas curvas se obtienen parámetros como: momento y rotación de fluencia, rigidez de post-fluencia.

Los ANLPP se realizaron en el programa OpenSees (McKenna 2006). Las vigas y columnas se modelaron considerando plasticidad concentrada en los extremos mediante un elemento en paralelo compuesto por un elemento elástico y dos resortes con el modelo Bilinear Ibarra-Medina-Krawinkler modificado (Ibarra *et al.*, 2005). Los muros de mampostería de mediana altura se modelaron como columnas de sección equivalente. A partir de esta información es posible determinar la respuesta, tanto en el rango lineal como no lineal en términos de su comportamiento histérico. La histéresis es un fenómeno que relaciona dos o más

propiedades físicas de manera que dependen de su comportamiento previo (García, 1999), este refleja el comportamiento de los materiales o elementos estructurales cuando estos son sometidos a esfuerzos y deformaciones que incurren en el rango inelástico debido a una serie de ciclos de carga, descarga y recarga en sentido opuesto a la estructura, el área comprendida entre los ciclos representa la energía que es capaz de disipar la estructura o el material en el rango inelástico.

Se llevaron a cabo los ANLPP para los registros sísmicos antes mencionados. Por cuestiones de espacio, solo se presentan y discuten los resultados de tres estaciones: Culhuacán (CH84), Parque Jardines de Coyoacán (JC54) y Miramontes (MI15), el resto de los análisis se encuentra en el anexo C. A continuación se muestran los resultados de los análisis, en términos de cortante basal vs desplazamiento de azotea para la estación CH84. En la Figura 13a y la Figura 13c se aprecia un comportamiento inelástico para estructuras construidas con el RCDF-77 (DDF, 1977a), debido a que las demandas reales rebasaron a las de diseño. Donde, el desplazamiento máximo que se presentó fue de aproximadamente 12 cm en dirección E-W. Por otra parte, estructuras más recientes, diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004a) (Figura 13b y Figura 13d) los desplazamientos máximos fueron del orden de 4 cm, los cuales se presentaron en el rango lineal de comportamiento.

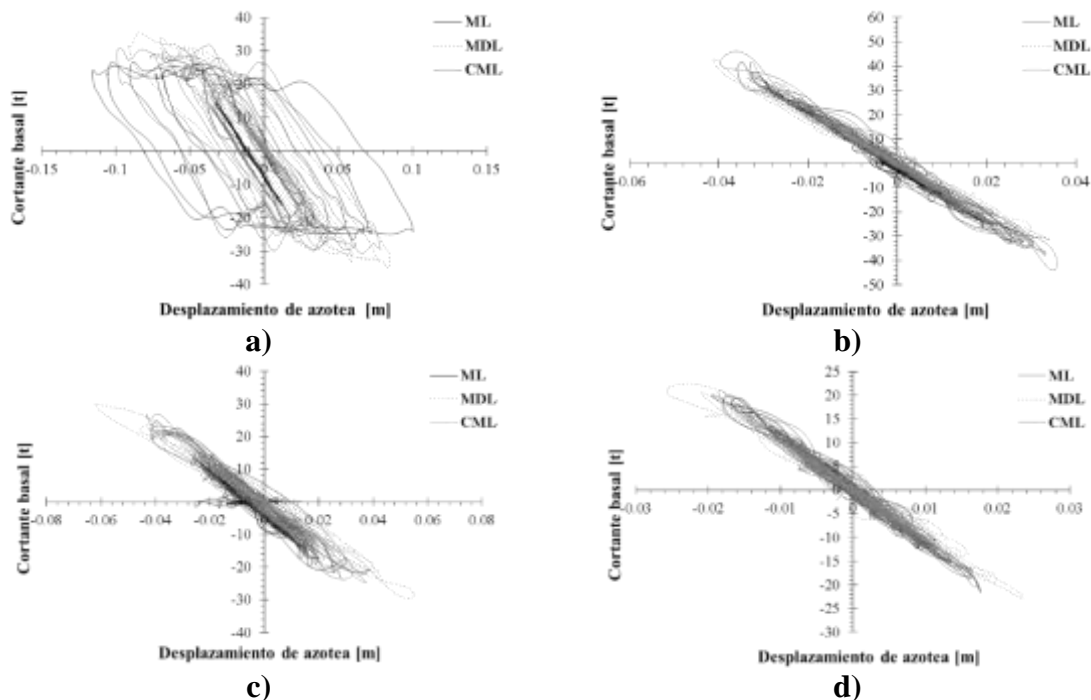


Figura 13. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la estación Culhuacán en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a).

Las gráficas de cortante basal vs desplazamiento de azotea para los registros de la estación Parque Jardines de Coyoacán (JC54) se presentan en la Figura 14. Se puede observar que los desplazamientos máximos de las estructuras diseñadas con el RCDF-77 (Figura 14a y Figura 14c) (DDF, 1977a) presentaron comportamiento inelástico tanto para la dirección N-S como E-W. Las estructuras diseñadas con el RCDF-2004 (Figura 14b y Figura 14d) (GDF, 2004a) presentaron comportamiento inelástico en dirección E-W, mientras que en la dirección N-S

el comportamiento fue elástico, a excepción de estructuras con MDL, que incurrieron en el rango inelástico, de acuerdo con la Figura 14d.

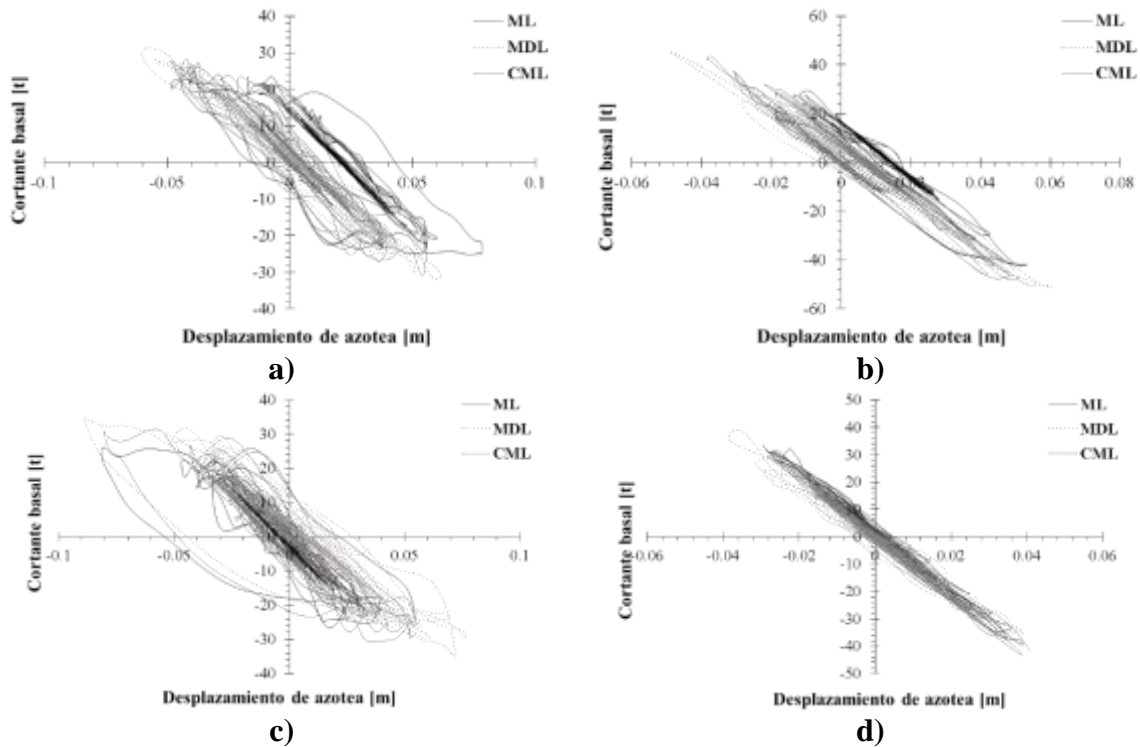
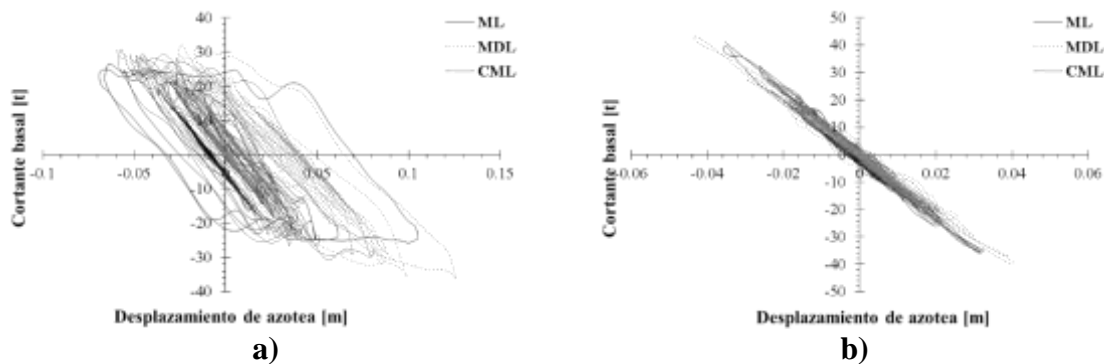


Figura 14. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la estación Parque Jardines de Coyoacán en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

La Figura 15 muestra que para los registros sísmicos de la estación Miramontes (MI15) edificaciones de cinco niveles diseñadas con la normativa de 1977 (DDF, 1977a) y 2004 (GDF, 2004a), incurrieron en el rango inelástico (Figura 15a y Figura 15c) y elástico (Figura 15b y Figura 15d). Por otro lado, los desplazamientos máximos de azotea difieren de aproximadamente el doble entre las estructuras más antiguas y las más recientes mencionadas aquí, es decir, el comportamiento que presentaron estas últimas ante las acciones sísmicas consideradas fue mejor porque no se rebasaron las demandas de diseño, por lo tanto la cantidad de energía disipada fue menor en comparación a las primeras.



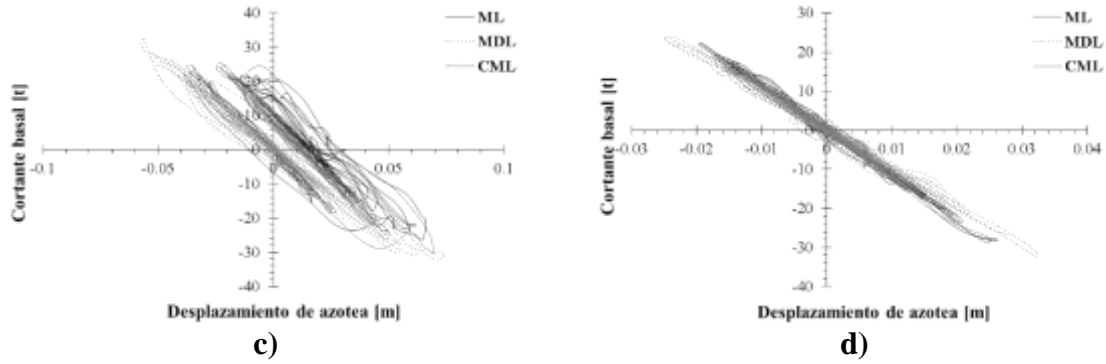


Figura 15. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la estación Miramontes en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

En el caso de estructuras de cinco niveles sometidas a los registros sísmicos de la estación Culhuacán (CH84) los mayores daños se presentaron en estructuras diseñadas con RCDF-1977 (DDF, 1977a), sin embargo, para edificaciones de siete pisos este se presentó para ambos reglamentos, en dirección E-W como se aprecia en la Figura 16. Debido a que las demandas actuantes en dicha estación rebasaron a las de diseño en ambos reglamentos.

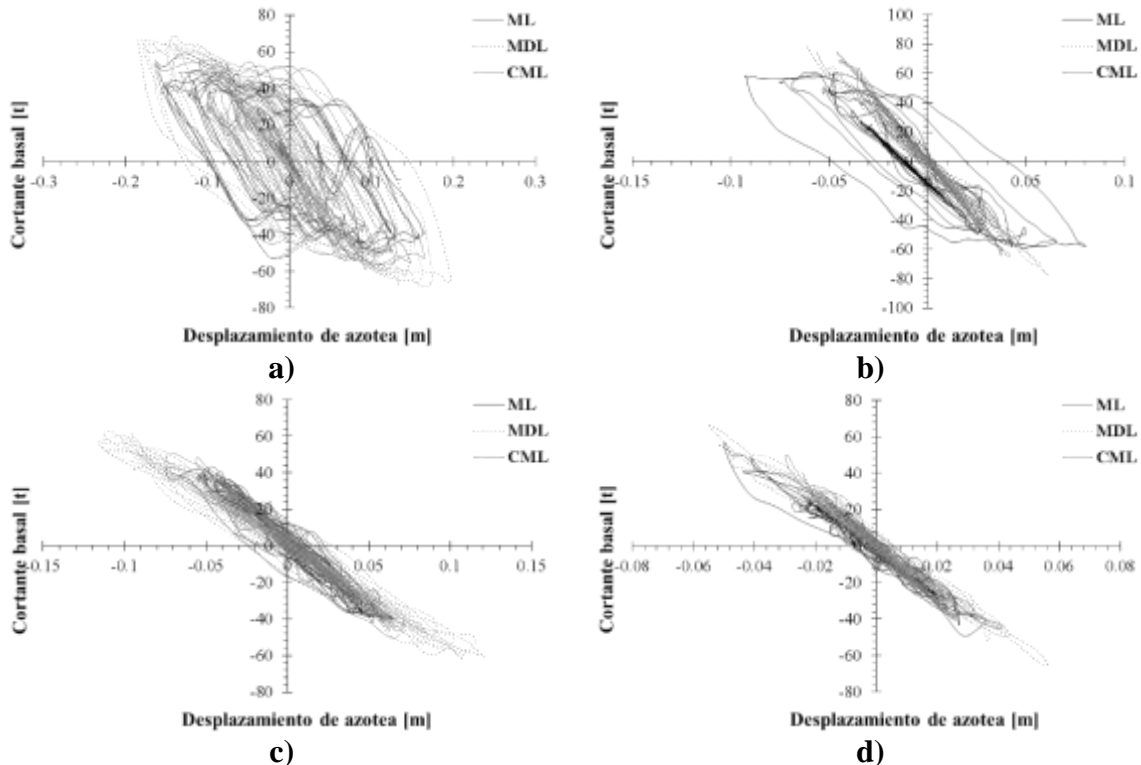


Figura 16. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la estación Culhuacán en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

La Figura 17 muestra el comportamiento inelástico en estructuras de siete niveles diseñadas con ambos reglamentos para los registros sísmicos de la estación Parque Jardines de Coyoacán (JC54), donde se observa que la respuesta estructural fue mejor en aquellas diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004a) debido a que la resistencia de estas últimas es mayor a las diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977a); en términos para disipar la energía estas últimas son mejores.

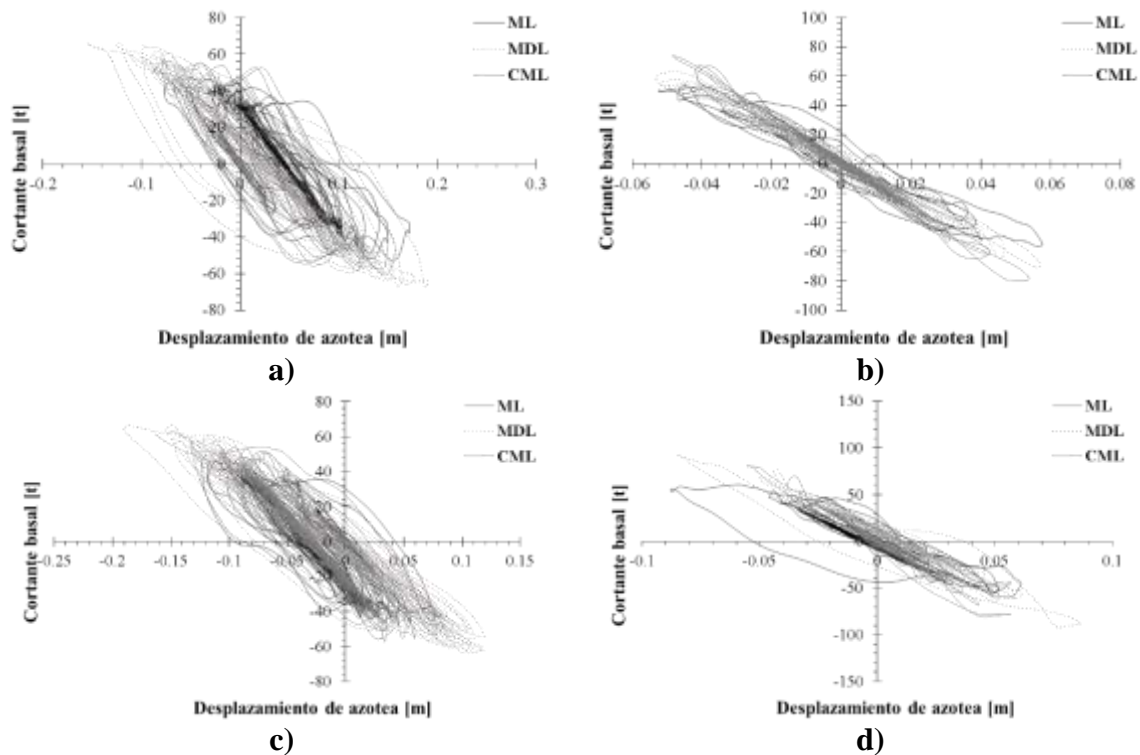


Figura 17. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la estación Parque Jardines de Coyoacán en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñados con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

En cambio, cuando estas estructuras se analizan con los registros de la estación Miramontes (MI15), se observa que exhibieron un comportamiento inelástico independientemente del reglamento empleado en su diseño, de acuerdo con la Figura 18. De la misma forma que en casos anteriores, los desplazamientos más importantes fueron de aproximadamente 19 cm en dirección E-W (Figura 18a) para estructuras diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977a), a diferencia de las estructuras de cinco niveles, donde el daño fue únicamente en las construcciones más antiguas, esto se debe a que las demandas que actuaron en estructuras de cinco niveles son menores con respecto aquellas resistieron estructuras de cinco niveles.

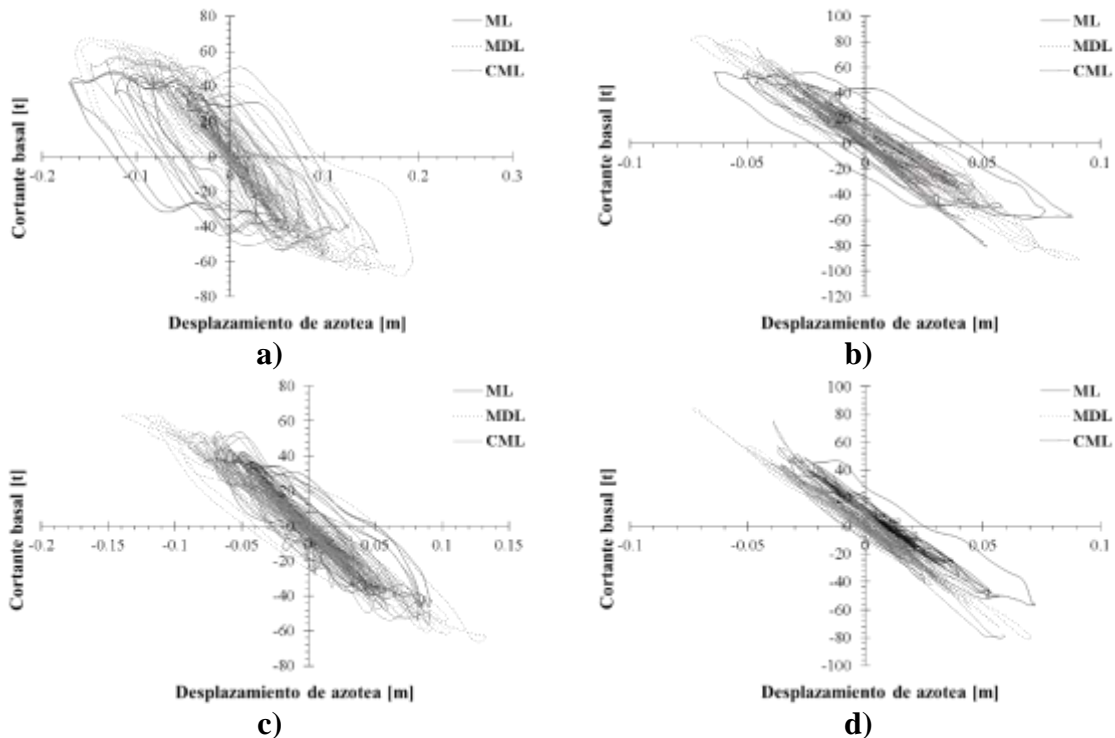


Figura 18. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la estación Miramontes en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

En esta parte del trabajo se llevaron a cabo simulaciones empleando registros de sismos pequeños de las siguientes estaciones: Culhuacán (CH84), Escuela Secundaria Técnica No. 95 (IB22), Parque Jardines de Coyoacán (JC54), Liconsa (LI33), Lindavista (LV17), Miramontes (MI15), San Simón (SI53) y Unidad Colonia IMSS (UC44) con los cuales se determinó la respuesta estructural a través de ANLPP. Los diagramas de comportamiento sísmico que se muestran a continuación pertenecen únicamente a tres estaciones el resto de ellas, se pueden consultar en la parte de anexos de esta tesis.

La Figura 19 muestra la respuesta estructural para estructuras de cinco niveles diseñadas con ambos reglamentos ante un posible evento de M8.2; empleando los registros sísmicos simulados para la estación Culhuacán (CH84), donde estructuras diseñadas con RCDF-1977 (DDF, 1977a) presentan un comportamiento inelástico (figuras 19a y 19c), mientras que las diseñadas con RCDF-2004 (GDF, 2004a) (figuras 19b y 19d) tuvieron un comportamiento elástico, esto indica que las modificaciones realizadas a la normativa de construcción después del terremoto de 1985 fueron las adecuadas ya que supone que las acciones de diseño son mayores a las esperadas ante este tipo de eventos.

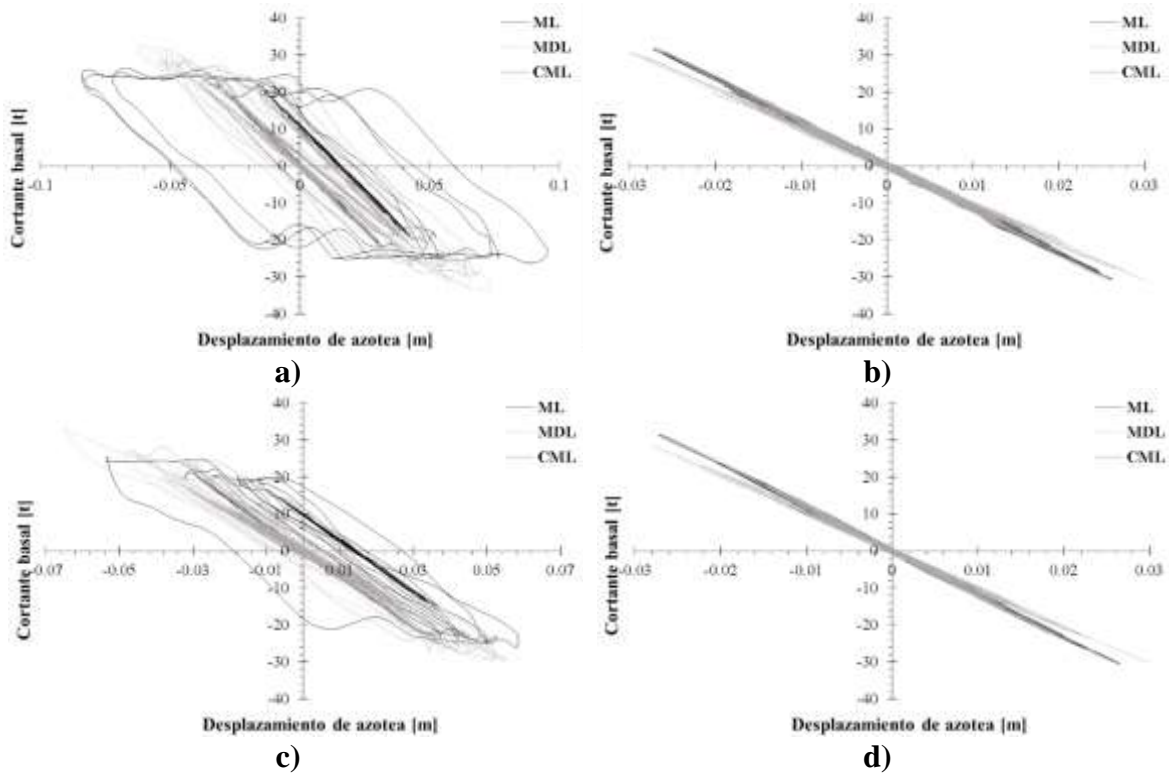
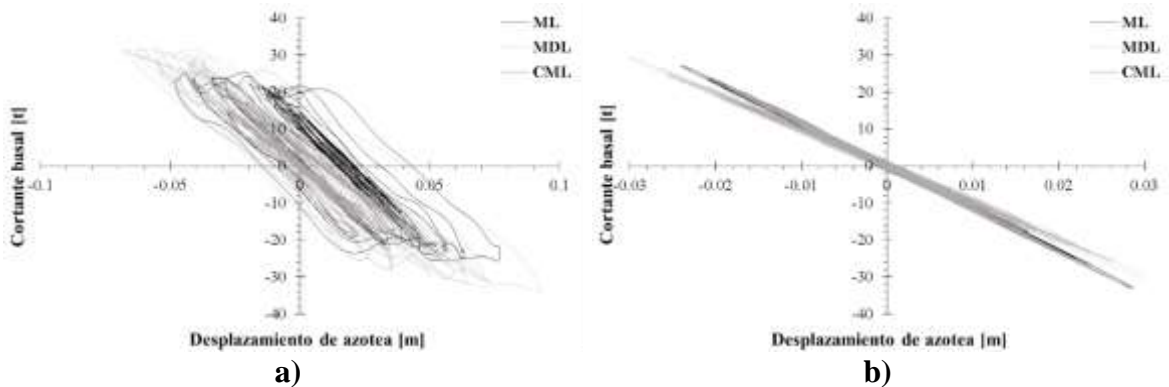


Figura 19. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro CH84SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

Por otro lado, cuando las estructuras se analizaron con los registros sísmicos simulados para la estación Parque Jardines de Coyoacán (JC54), se observa que las estructuras diseñadas con RCDF-1977 (DDF, 1997a) (20a y 20c) exhiben un comportamiento inelástico en ambas direcciones, además, de que tienen una mayor capacidad para disipar energía en comparación a las diseñadas con RCDF-2004 (GDF, 2004a) las cuales presentan un comportamiento elástico, es decir, estas últimas tienen mayor capacidad para soportar las demandas y deformarse sin sufrir daño alguno.



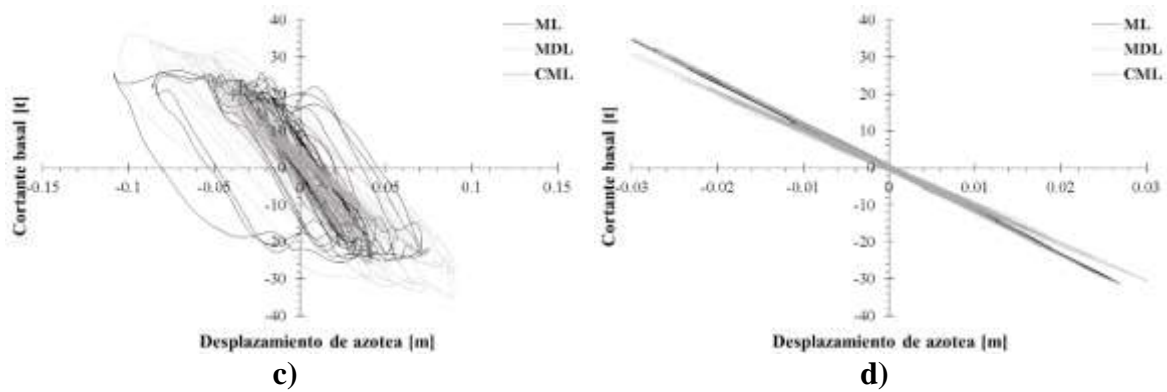


Figura 20. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro JC54SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004

Para la estación Miramontes (MI15) estructuras de cinco niveles diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977a) presentan un comportamiento inelástico ante un probable evento de M8.2, de acuerdo con la figura 21c los mayores desplazamientos en azotea corresponden a la dirección E-W, quizás debido a que las mayores demandas y por ende daños en la estructura se presentaron en esta dirección, debido a ello las estructuras tratan de disipar la mayor cantidad de energía posible con el fin de reducir lo más posible el daño en las mismas. En la figura 21b y 21d se aprecia que para estructuras con ML diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004a) apenas si se presenta el daño.

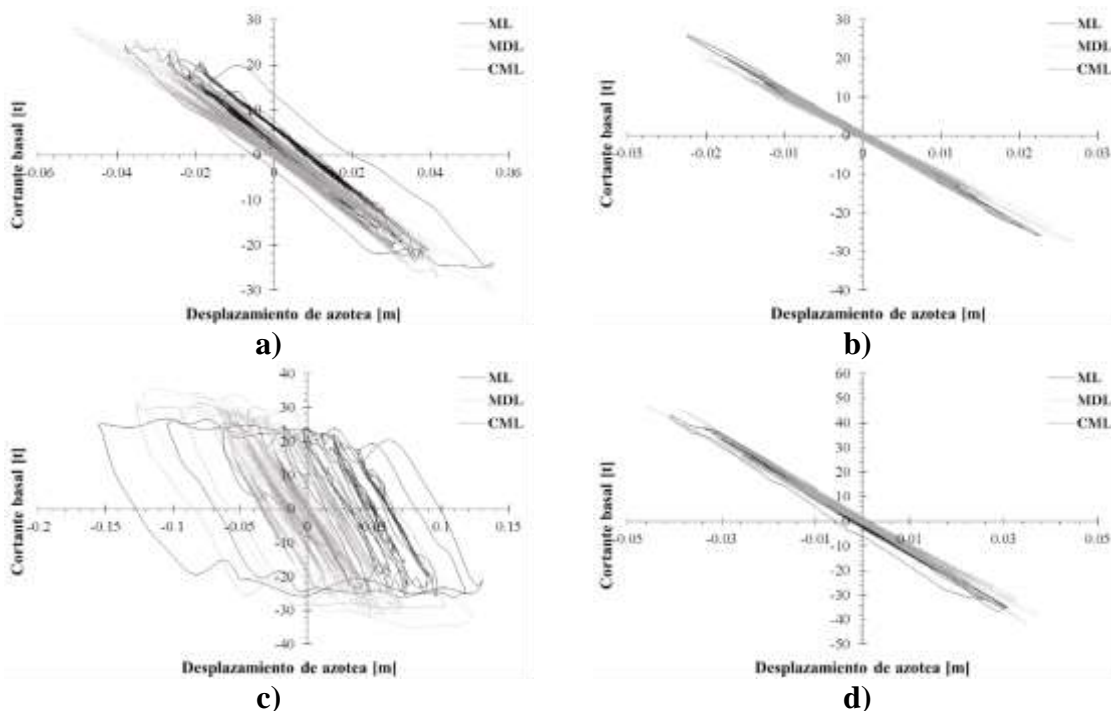


Figura 21. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro MI15SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

Las figuras 22a y 22c muestran un comportamiento inelástico para estructuras de 7 niveles diseñadas con RCDF-1977 (DDF, 1977) para la estación CH84 que comparadas con las estructuras de 5 niveles los desplazamientos que se presentan las primeras fueron mayores.

Por otro lado, estructuras diseñadas con RCDF-2004 (GDF, 2004) se exhibe únicamente comportamiento inelástico para estructuras con ML en ambas direcciones, en el caso de estructuras con MDL y CML el comportamiento es elástico, es decir, en caso de que se presente un evento de M8.2, estas últimas no presentarían ningún daño.

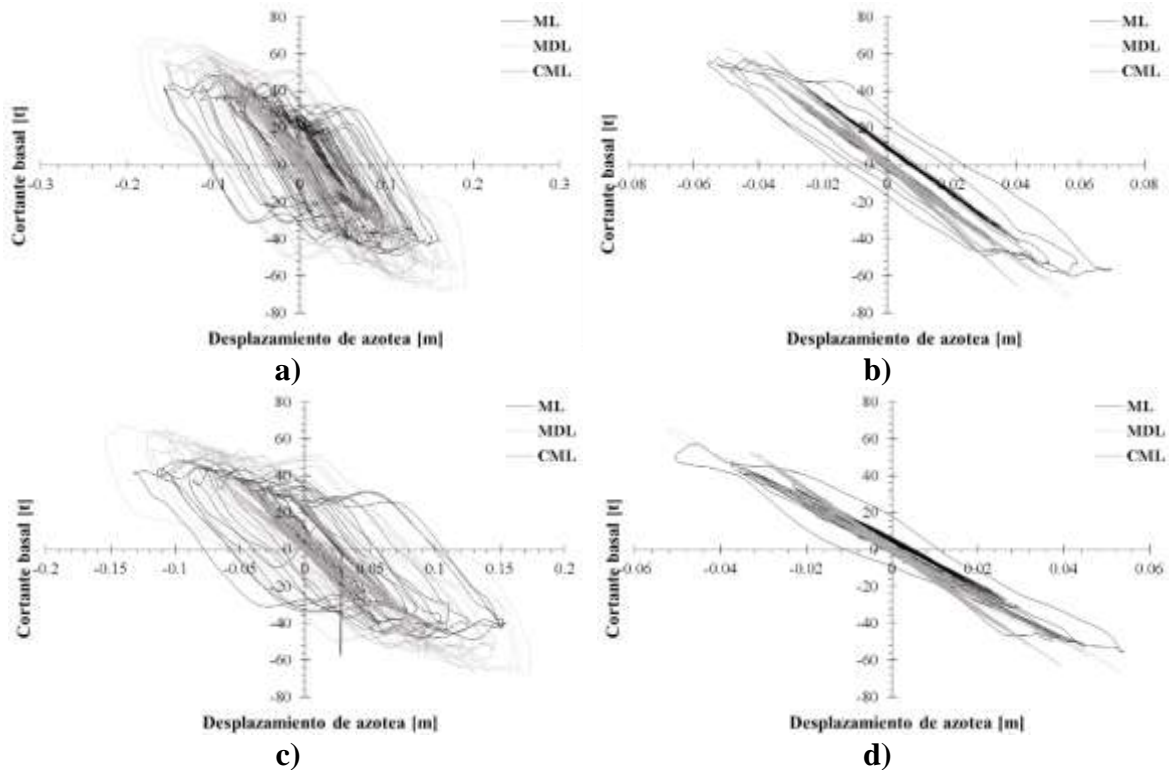


Figura 22. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro CH84SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

De acuerdo con las figuras 23a y 23c se muestra un comportamiento inelástico para estructuras diseñadas con RCDF-1977 (DDF, 1977) para la estación JC54, se observa que las edificaciones con MDL son las que presentarían mayor daño en ambas direcciones, debido a que las estructuras más antiguas se ven sometidas a demandas mayores en comparación con la más recientes, las cuales presentan un comportamiento elástico, es decir, que las demandas que se previeron que pudiesen llegar a presentarse ni siquiera fueron rebasadas.

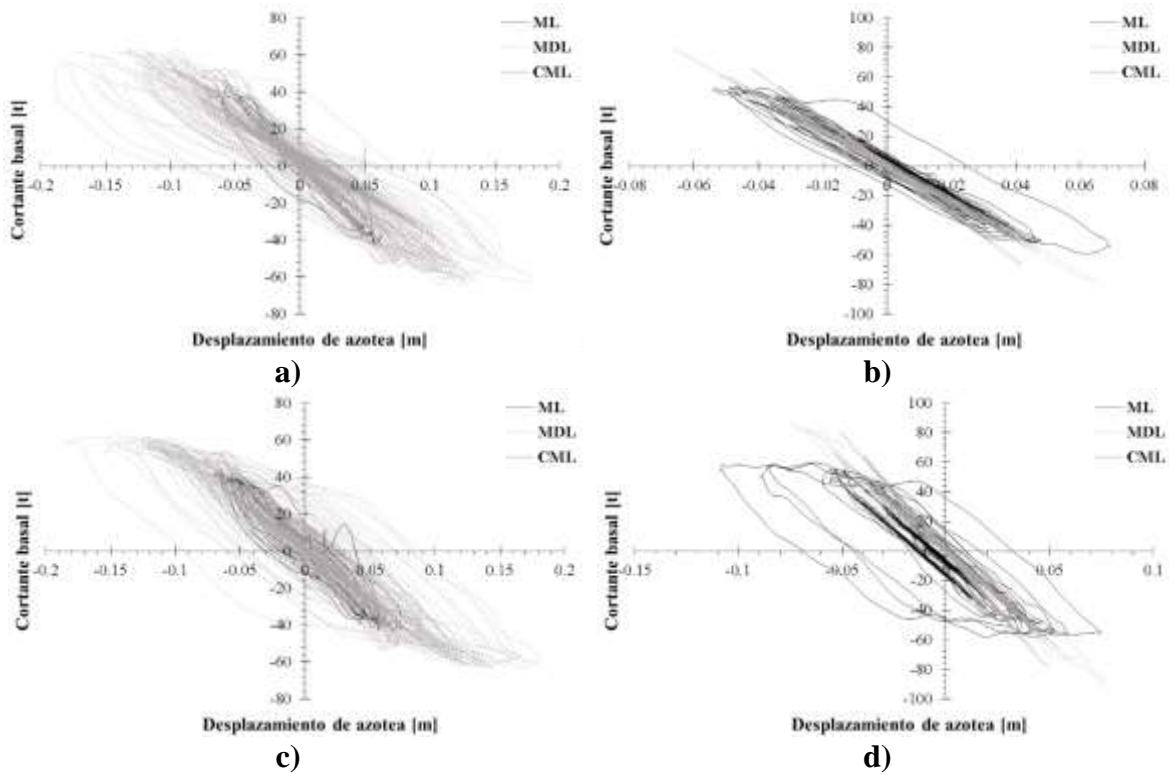
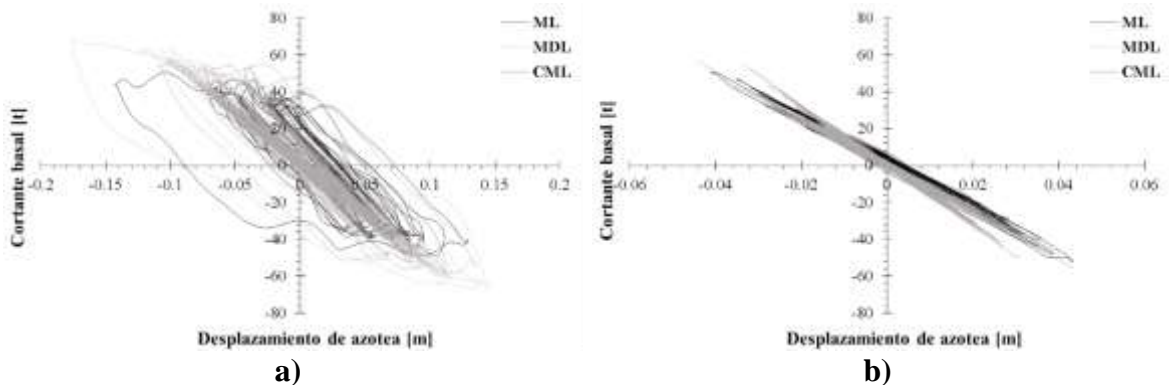


Figura 23. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro JC54SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

Al igual que en los casos anteriores las estructuras diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977) (figuras 24a y 24c) presentan un comportamiento inelástico, por otro lado, las diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004) tienen un comportamiento elástico en la dirección E-W (figura 24b) mientras que en la dirección N-S (figura 24d) apenas si se presenta un comportamiento inelástico para edificaciones ML.



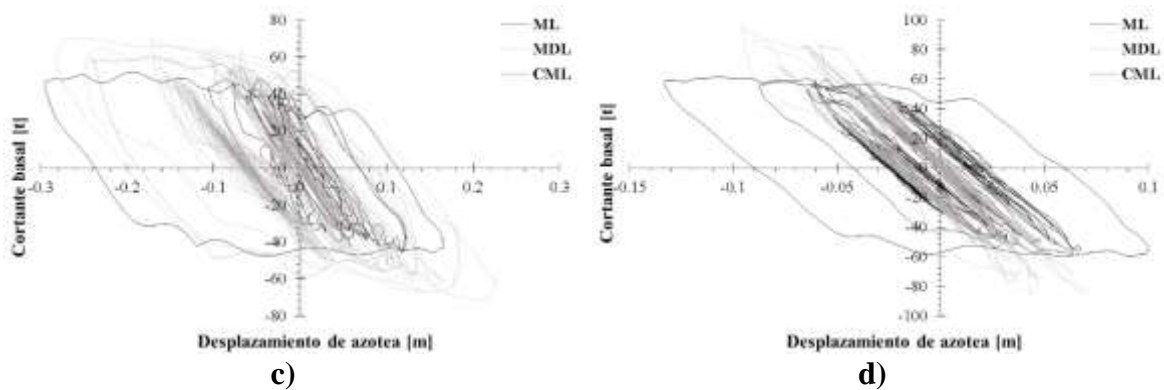


Figura 24. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro MIISSIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

De los resultados mostrados anteriormente ante un posible sismo de M8.2, se observó que las estructuras más afectadas serían las construcciones más antiguas, tanto para cinco y siete niveles, mientras que en edificaciones más recientes el daño fue menor. Por otro lado, estructuras MDL presentaron menor daño debido a la gran capacidad de deformación que tiene y que les permite disipar mayor cantidad de energía, en comparación a estructuras ML y CML. Estas últimas al ser construcciones más rígidas, tanto sus desplazamientos como deformaciones se ven limitados como resultado de la participación de los muros de mediana altura en la respuesta global de la estructura. Esto indica que las modificaciones realizadas en los códigos de construcción de país han sido adecuadas, porque han permitido caracterizar mejor la amenaza sísmica ante un posible evento con estas características.

Por último, cabe mencionar que entre los alcances de este trabajo se incluye determinar el comportamiento estructural para los casos de estudio mencionados aquí con el sismo del 19 de septiembre de 1985, sin embargo, ya que todas las estructuras para ambos reglamentos incurrieron en el rango elástico, es decir, no presentaron ningún daño. Esto debido a que las características de dicho evento no afectó a estructuras menores a 10 niveles, ya que, las mayores aceleraciones se presentaron para periodos mayores a un segundo, por tanto, dichos resultados se muestran en el Anexo C de esta tesis.

5.2.2. CURVAS DE CAPACIDAD

Hasta el momento se ha mencionado de manera breve las diferencias existentes entre cada caso de estudio a partir de los resultados obtenidos, por ello, se retomará la información presentada hasta aquí de manera más profunda con el fin de entender el por qué las construcciones tienden a presentar una respuesta estructural diferente aunque poseen características similares en la Ciudad de México y, más concretamente, en suelo blando. Un aspecto importante a considerar son los periodos de vibrar de la estructuras cuyo parámetro es un buen indicador para determinar qué tan rígido o flexible es cada edificio, además, definen las acciones sísmicas a las que van estar sometidos. Por ejemplo, donde el desplazamiento lateral se ve restringido parcialmente debido a la presencia de los muros de mediana altura, esto ocasiona un incremento en la demanda de fuerza cortante y deformaciones sobre la porción libre de la columna y haciendo que esta falle de forma frágil como resultado del efecto de columna corta. En este sentido, es posible establecer que bajo las condiciones “reales”, las estructuras MDL terminan sobre-diseñadas por flexocompresión y flexión en aproximadamente un 27% y 25% respectivamente comparadas con las ML; sin

embargo, se consideran subdiseñadas por cortante en la misma proporción. Las dimensiones de los elementos estructurales influyen en gran medida, por ejemplo, las secciones de columnas son la misma cuando se diseña para un reglamento específico, no obstante, no es así si se comparan las obtenidas con ambos reglamentos empleados en esta tesis, donde las secciones difieren en 5 cm, por otra parte, las dimensiones en vigas son las mismas a excepción de las usadas en edificaciones de siete niveles con MDL para el RCDF-2004 (GDF, 2004), donde el peralte de estas se incrementa 5 cm, debido a las demandas de diseño. La respuesta global de la estructura también puede compararse en términos de cortante basal resistente, es decir, la máxima capacidad resistente que tienen las edificaciones ante cargas laterales, para ello, este se determinó a partir de lo que establecen los códigos de construcción aquí mencionados y de un análisis pushover, además, se incluyó el cortante basal obtenido de la curva de capacidad dinámica resultado de IDAs.

En relación con lo anterior, las figuras 25a y 25b muestran las curvas de capacidad pushover y dinámica respectivamente, asociadas únicamente a las acciones probables de daño para edificaciones de cinco niveles diseñadas con el RCDF-1977 (DDF, 1977a), para los tres casos de estudio, en ellas se aprecia que las estructuras MDL son más flexibles en comparación con las ML y CML, de las gráficas es posible determinar la variación de la rigidez en el tiempo cuando son sometidas a un evento sísmico como se indica en la Figura 25c. Esta se obtiene a partir de calcular la pendiente para cada instante de la curva de capacidad que relaciona cortante y desplazamiento; cómo se puede ver al inicio de estas gráficas la rigidez es muy grande y conforme transcurre el tiempo ésta disminuye hasta que se mantiene constante, después hay nuevamente una pérdida hasta que finalmente las construcciones colapsan.

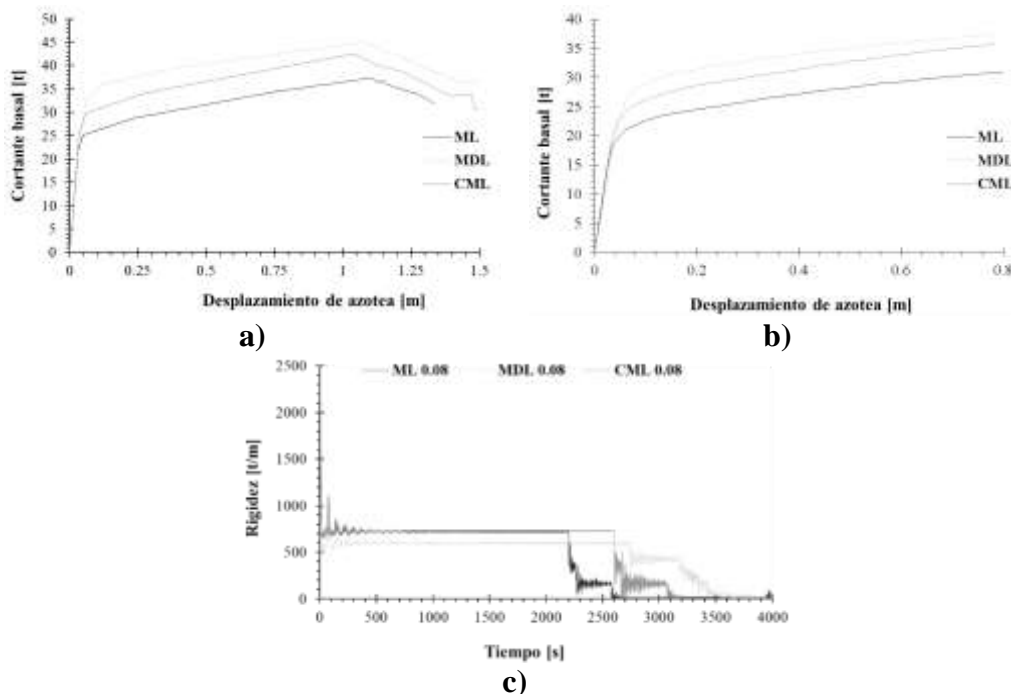


Figura 25. Respuesta estructural de MCR de 5 niveles diseñadas con RDF-1977 (DDF, 1977) en término de: a) Curva de capacidad Pushover, b) Curva de capacidad dinámica y c) Degradación de la rigidez en el tiempo.

La Tabla 14 y Tabla 15 muestran el cortante basal para cada caso de estudio para reglamento, es importante señalar que en términos de cortante obtenido de los análisis pushover son muy parecidos; sin embargo, cuando se habla de la parte dinámica (IDA) se aprecia una clara dispersión. Las construcciones con mayor capacidad cortante son las MDL mientras que las ML resultaron menos resistentes que las CML.

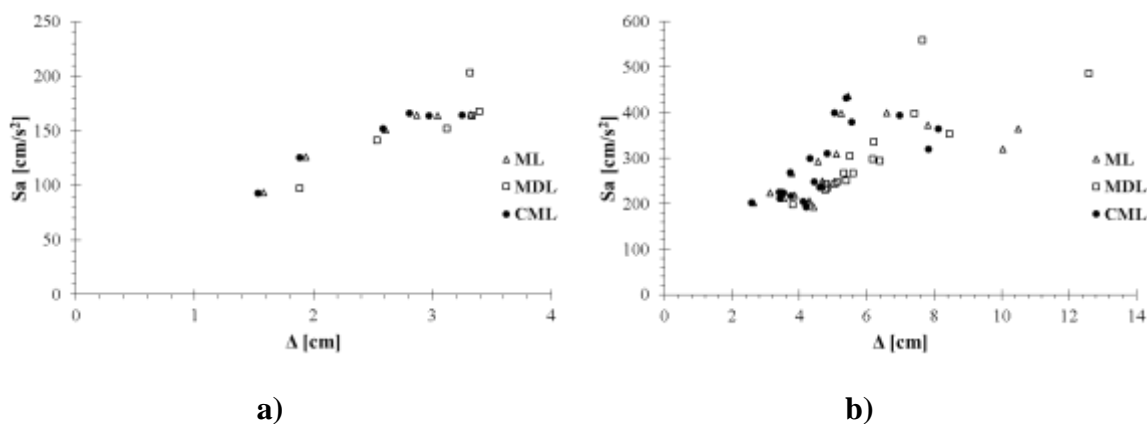
Tabla 14. Comparación del cortante basal dinámico y estático para el RCDF-1977 (DDF, 1977)

Tipo de estructura	Cortante estático, V_e [ton]	Cortante Pushover, V_P [ton]	Cortante Dinámico, V_D [ton]	V_P / V_e [%]	V_D / V_e [%]
5ML	43.01	21.60	18.37	50.22	42.71
5MDL	43.01	32.80	30.18	76.26	70.17
5CML	43.01	25.51	22.56	59.31	52.45
7ML	86.84	39.70	42.51	45.72	48.95
7MDL	86.84	61.38	49.23	70.68	56.69
7CML	86.84	52.04	43.46	59.93	50.05

Tabla 15. Comparación del cortante basal dinámico y estático para el RCDF-2004 (GDF, 2004)

Tipo de estructura	Cortante estático, V_e [ton]	Cortante Pushover, V_P [ton]	Cortante Dinámico, V_D [ton]	V_P / V_e [%]	V_D / V_e [%]
5ML	44.10	45.57	37.75	103.33	85.60
5MDL	44.10	51.24	47.19	116.19	107.01
5CML	44.10	49.50	37.69	112.24	85.46
7ML	81.54	50.59	45.69	62.04	56.03
7MDL	84.66	84.13	75.30	99.37	88.94
7CML	84.66	80.12	70.16	94.64	82.87

A continuación en la Figura 26 se resume la tendencia del comportamiento para estructuras de cinco niveles (ML, MDL y CML), graficando el desplazamiento máximo de azotea (Δ) vs. pseudo-aceleración (S_a) obtenido de los ANLPP realizados con los registros mencionados al inicio de este capítulo. Cabe mencionar que para los sismos de 1985 (Figura 26y Figura 26c) la tendencia se asemeja a una forma lineal, mientras que, para los registros del sismo de 2017, los valores están más dispersos, a excepción de estructuras con MDL con ambos reglamentos (Figura 26b y Figura 26d), donde la tendencia es lineal, esto da una idea de las diferentes aceleraciones que pueden llegar a imperar para el mismo tipo de estructura pero con ubicación diferente.



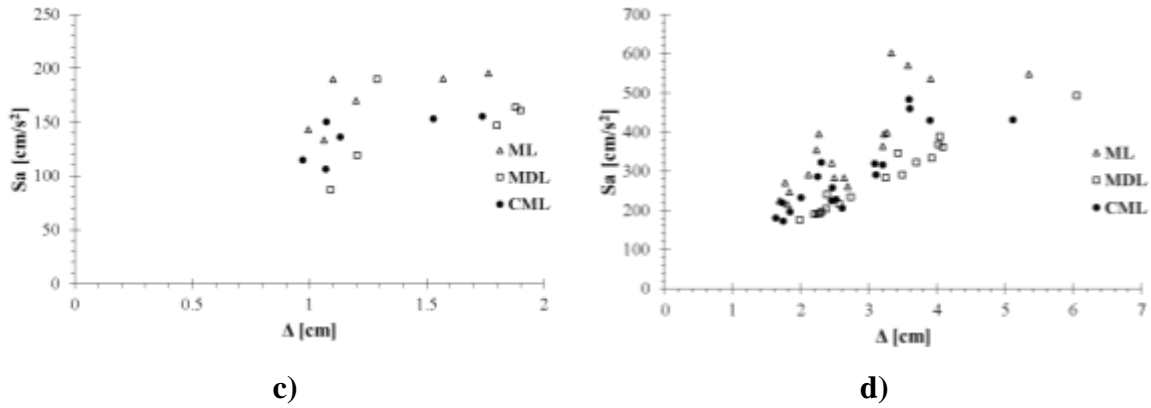


Figura 26. Tendencia en el comportamiento estructural para marcos de concreto reforzado de 5 niveles en el sismo de 1985 diseñados con: a) RCDF-1977 y c) RCDF-2004 (DDF, 1977, GDF, 2004) y el sismo de 2017 diseñados con: b) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977, GDF)

El comportamiento en estructuras de siete niveles se resume en la Figura 27, donde se aprecia una tendencia lineal más definida entre S_a y Δ . Esto puede atribuirse a las características mismas del sismo del 19 de septiembre de 1985 y 2017, donde, la variación en la aceleración espectral para periodos menores a 1 segundo es relativamente lineal para el primer evento sísmico, mientras que en el segundo evento esta tienen una variación significativa

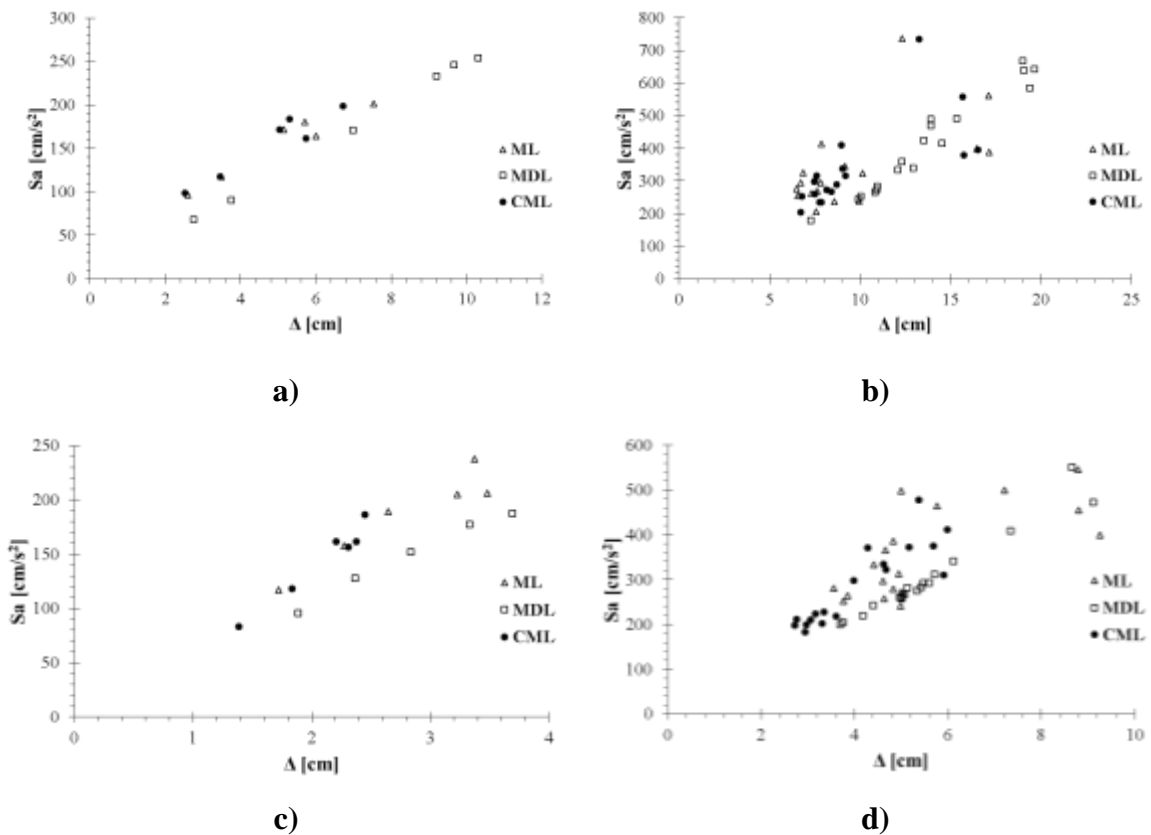


Figura 27. Tendencia en el comportamiento estructural para marcos de concreto reforzado de 7 niveles en el sismo de 1985 diseñados con: a) RCDF-1977 y c) RCDF-2004 (DDF, 1977 y GDF, 2004) y el sismo de 2017 diseñados con: b) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977 y GDF, 2004)

5.2.3. DISTORSIONES DE ENTREPISO

Como se mencionó en el Capítulo 4, las estructuras que se estudiaron en esta tesis son de uso habitacional de cinco y siete niveles diseñadas con los RCDF en sus versiones de 1977 y 2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) ubicadas en la zona III (GCDMX, 2017), con piso débil en su planta baja y muros de mampostería de mediana altura en sus entrepisos superiores.

Uno de los efectos más importantes que causa el piso débil en las estructuras, es la capacidad que tiene un entrepiso para adquirir una mayor deformación con respecto a los demás, lo anterior se observa al graficar las distorsiones en el eje de las abscisas y el número de entrepisos en el eje de las ordenadas, como se muestra en la Figura 28. Se observa que para las estructuras más antiguas que se abordan en esta tesis, las mayores deformaciones en planta baja corresponde a estructuras ML (Figura 28a y Figura 28c) para los registros sísmicos del 19 de septiembre del 2017, mientras, en estructuras más recientes estas se presentaron en CML (Figura 28b y Figura 28d).

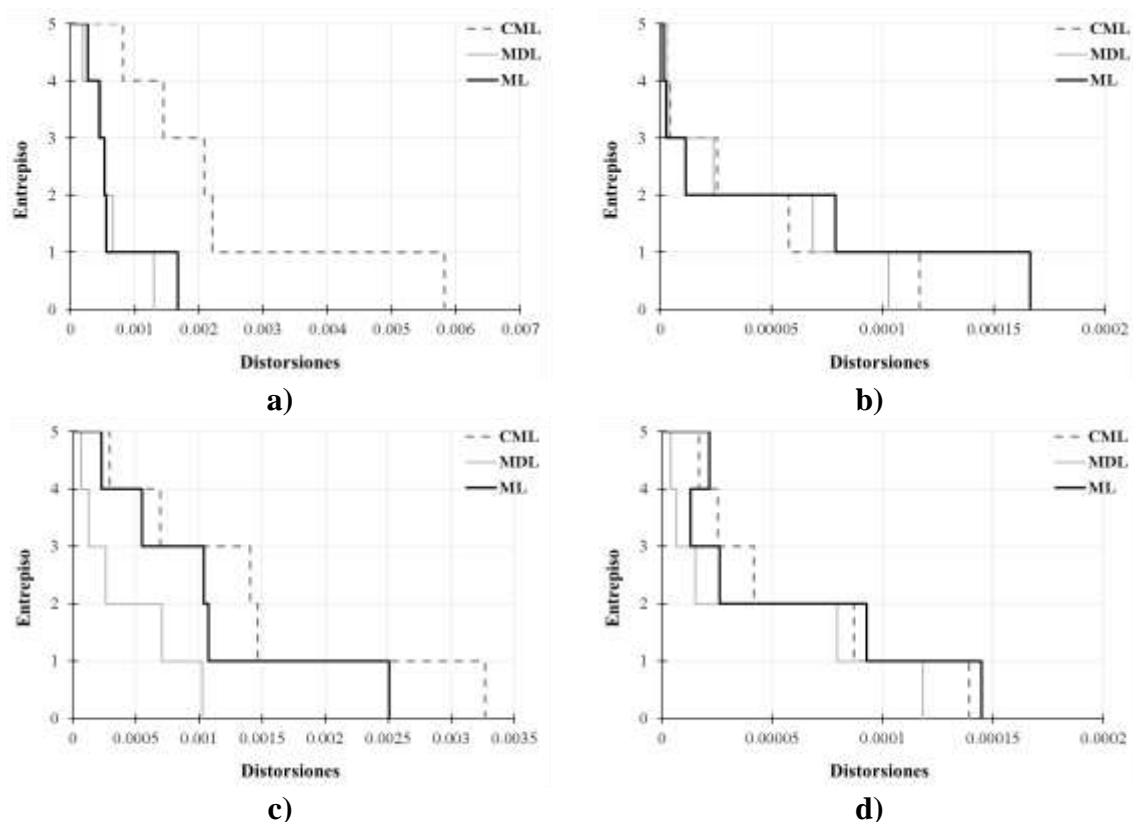


Figura 28. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación CH84 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)

En la Figura 29 se presentan las distorsiones obtenidas de las estructuras de cinco niveles ante los registros sísmicos del 19 de septiembre de 2017 de la estación Parque Jardines de Coyoacán en estructuras de cinco niveles. Se observa que las mayores distorsiones se presentan en el piso débil. Además, en la gran mayoría de los casos, las estructuras MDL tienden a presentar las mayores distorsiones con respecto a las ML (Figura 29b, Figura 29c y Figura 29d).

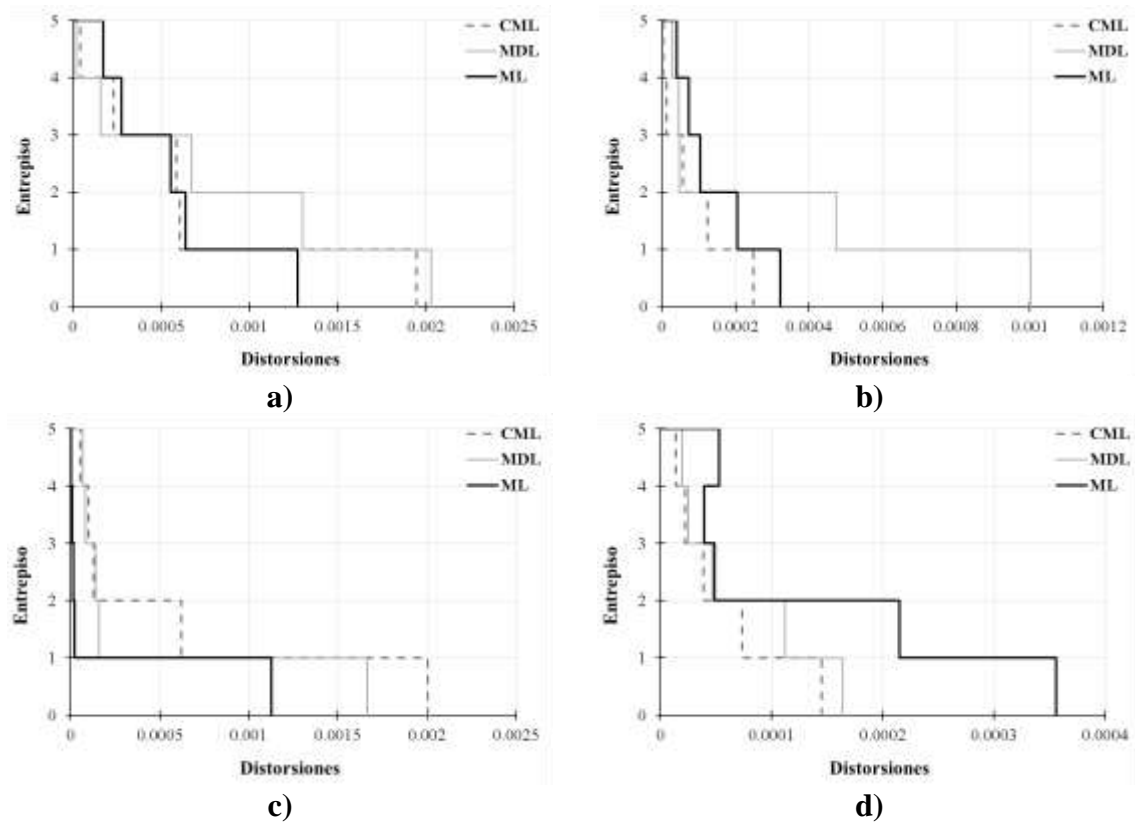
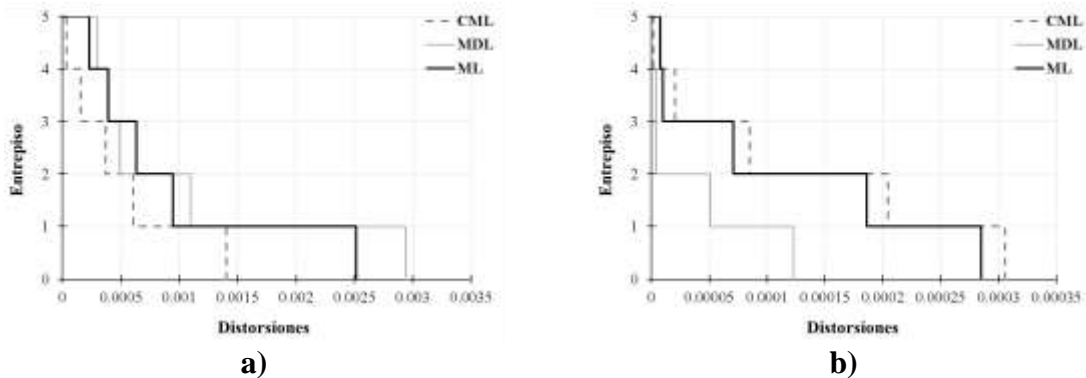


Figura 29. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación JC54 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)

La Figura 30 muestra las distorsiones obtenidas del análisis para la estación Miramontes empleando el registro sísmico del 19 de septiembre de 2017, es importante, notar que la máxima distorsión se presenta en la componente E-W en estructuras CML diseñadas con RCDF-2004 (GDF, 2004a) (Figura 30d), mientras, que en aquellas diseñadas con RCDF-1977 (DDF, 1997a) está se presentó en la dirección E-W en estructuras MDL (Figura 30a). Al igual que en el caso anterior y en los siguientes se puede apreciar que el nivel de distorsión es muy bajo, ya que está asociado a intensidades bajas, esto con el objetivo de mostrar el comportamiento que causa el piso débil en una estructura.



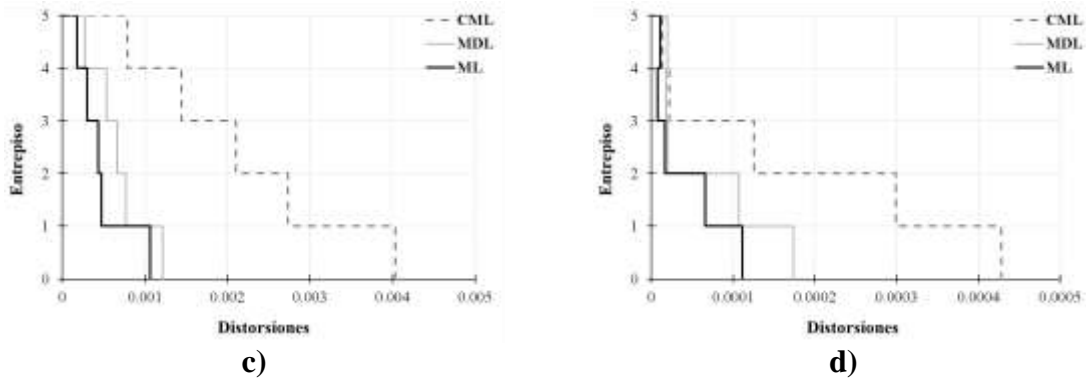


Figura 30. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación MI15 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)

En la Figura 31 se muestran los resultados de las distorsiones obtenidas para estructuras de siete niveles, con los registros sísmicos del 19 de septiembre de 2017 para la estación Culhuacán. Donde las máximas distorsiones se presentaron en estructuras CML dentro de los tres casos de estudio, tanto para las estructuras más antiguas y recientes mencionadas en este trabajo (Figura 31a, Figura 31c y Figura 31d). Por otro lado, la Figura 31d dichas deformaciones corresponden a estructuras ML, debido a que la frecuencia dominante de la componente E-W es cercana al periodo fundamental para esta última.

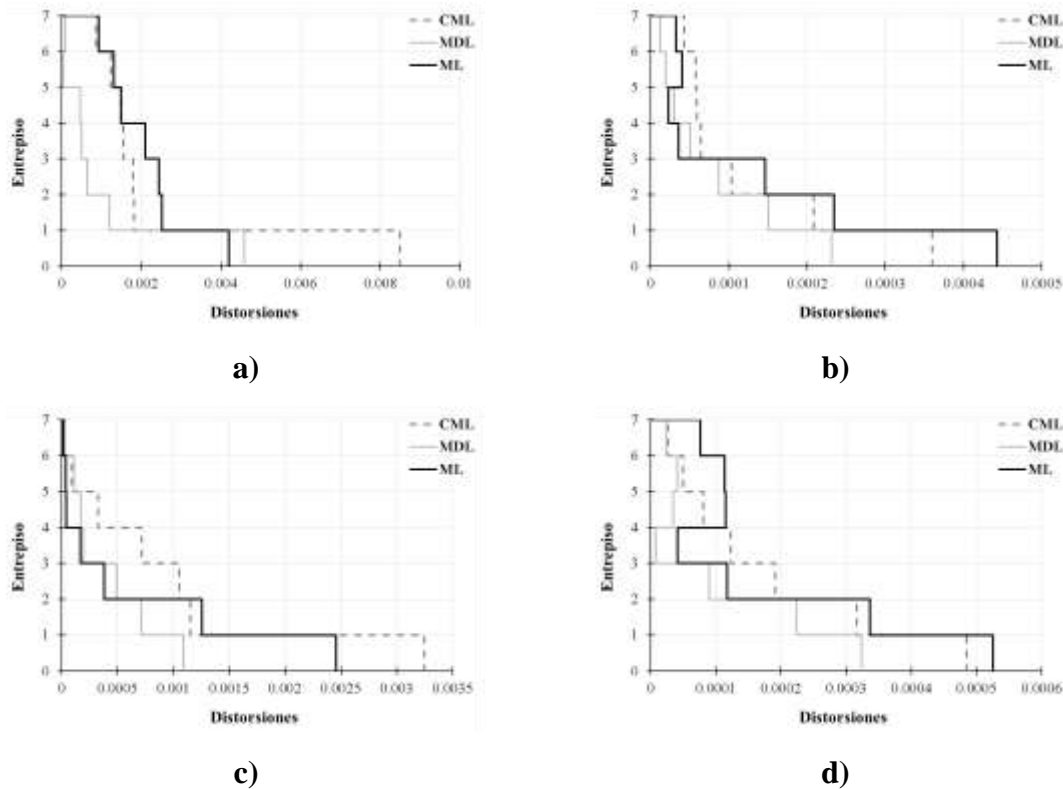


Figura 31. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación CH84 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)

Al igual que en el caso anterior, las mayores distorsiones corresponden a estructuras CML utilizando el registro sísmico del 19 de septiembre de 2017 en la estación Parque Jardines de Coyoacán (Figura 32a, Figura 32b y Figura 32c) a excepción de la Figura 32d donde estas se presentaron en edificaciones MDL. Lo anterior, se debe a que las demandas reales asociadas al periodo fundamental de cada una de las estructuras rebasaron a las demandas de diseño con las cuales se concibieron.

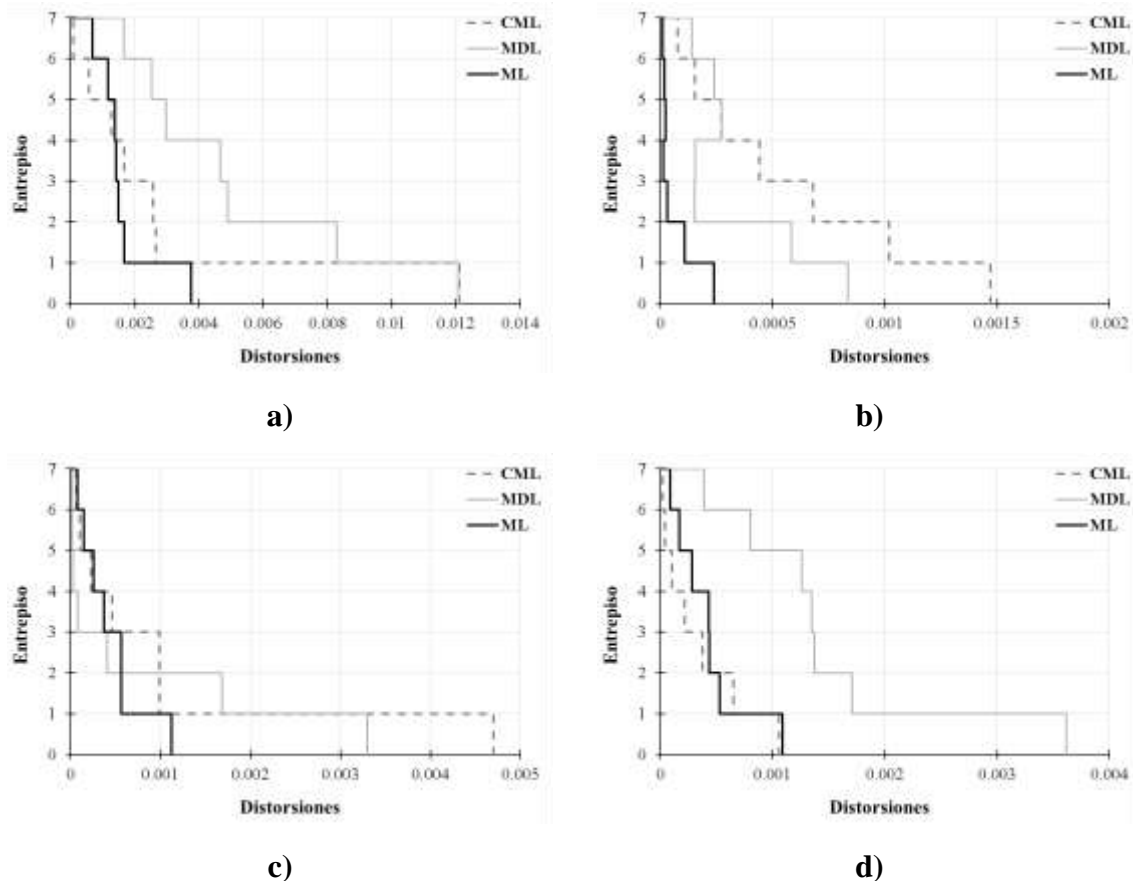


Figura 32. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación JC54 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)

Las Figura 33a y Figura 33c indican que las estructuras CML para el RCDF-1977 (DDF, 1977a) tienden a desarrollar grandes distorsiones en comparación a las MDL y ML, mientras, que en las Figura 33b y Figura 33d las mayores deformaciones corresponde a las MDL para ambas direcciones y siendo ML la que presenta las distorsiones más pequeñas en algunos casos.

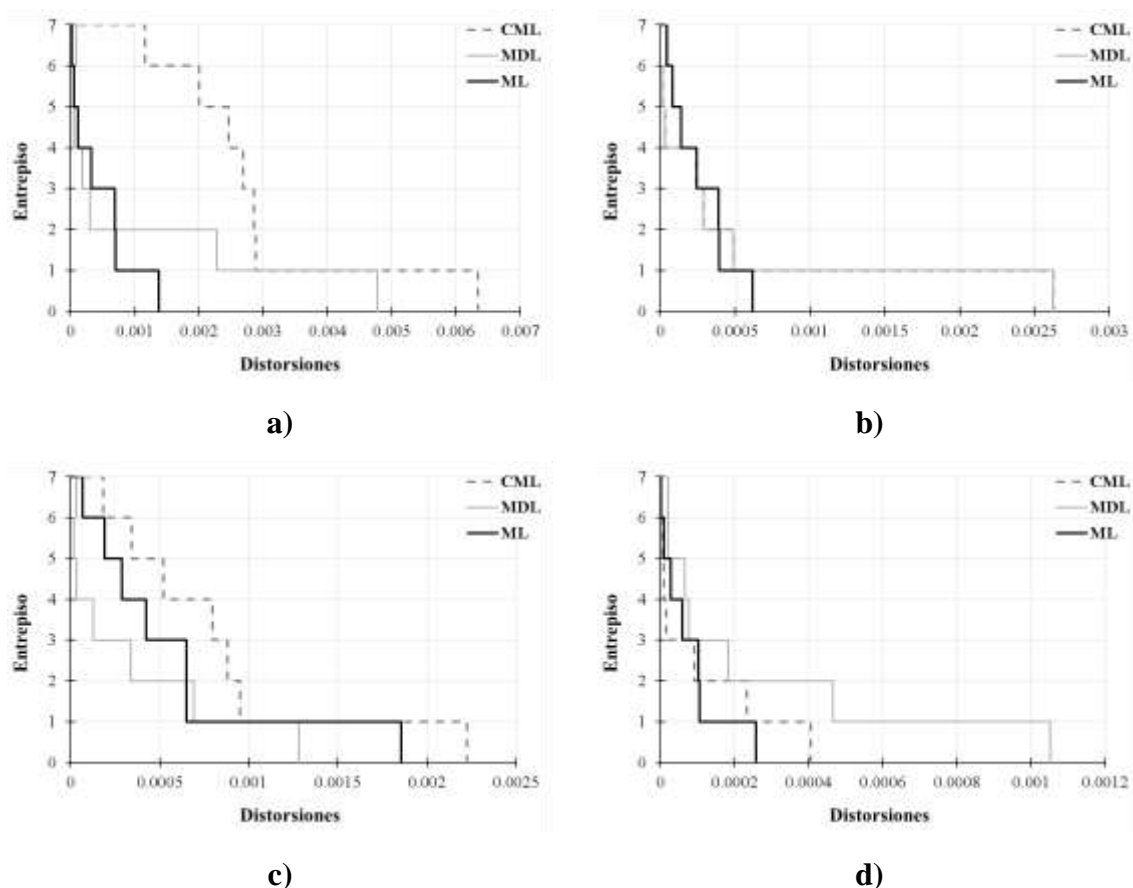


Figura 33. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación MI15 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)

Es importante notar que el nivel de distorsiones que se muestran son muy bajas, debido a que las intensidades asociadas a estas también lo son, ya que al incrementar las intensidades mayores también lo hacen las distorsiones, sin embargo, estas tienden a presentarse en otro nivel debido al efecto de columna corta.

A continuación se muestra el nivel de distorsiones de entrepiso correspondiente a la historia completa del registro sísmico para cada una de las estructuras estudiadas en esta tesis para la estación Culhuacán (CH84). Además, edificaciones diseñadas con la normatividad de 1977 (Figura 34a y Figura 34c) (DDF, 1977), presentan las máximas distorsiones en su segundo entrepiso, mientras que las diseñadas con el RCDF-2004 (GDF, 2004) se presentan en su planta baja a excepción de las MDL. Las distorsiones máximas permisibles asociadas al estado límite de falla, están dadas por las líneas vertical punteada y continua; la línea punteada corresponde a elementos que restrinjan el movimiento lateral del orden de 0.008 (NTCS-77) y 0.006 (NTCD-04), mientras que la línea continua se refiere a cuando no existen dichos elementos y estas podrán ser del orden de 0.016 (NTCD-77) y 0.012 (NTCS-04). En el caso de las construcciones más antiguas, las distorsiones que se obtuvieron del análisis fueron superiores a las permitidas, de igual manera, se observa que en la mayoría de estos casos, las máximas distorsiones se presentan en el segundo entrepiso y no en el primero, como se hubiera esperado; inicialmente sí ocurre así; sin embargo, al incurrir más en el rango inelástico, debido a la distribución de elementos mecánicos y a la media altura de los muros,

el efecto de piso débil se ve rebasado por el efecto de columna corta. Para estructuras diseñadas con normativa de 1977 dicho efecto se presenta en estructuras ML y CML (Figura 34a) en el rango inelástico, y en la dirección N-S solamente para estructuras ML (Figura 34c), mientras que estructuras CML ML (Figura 34c) este se presenta cuando inicia la fluencia; por otro lado, estructuras diseñadas con normativa 2004 se presenta en el rango elástico para ambas direcciones (Figura 34b y Figura 34d).

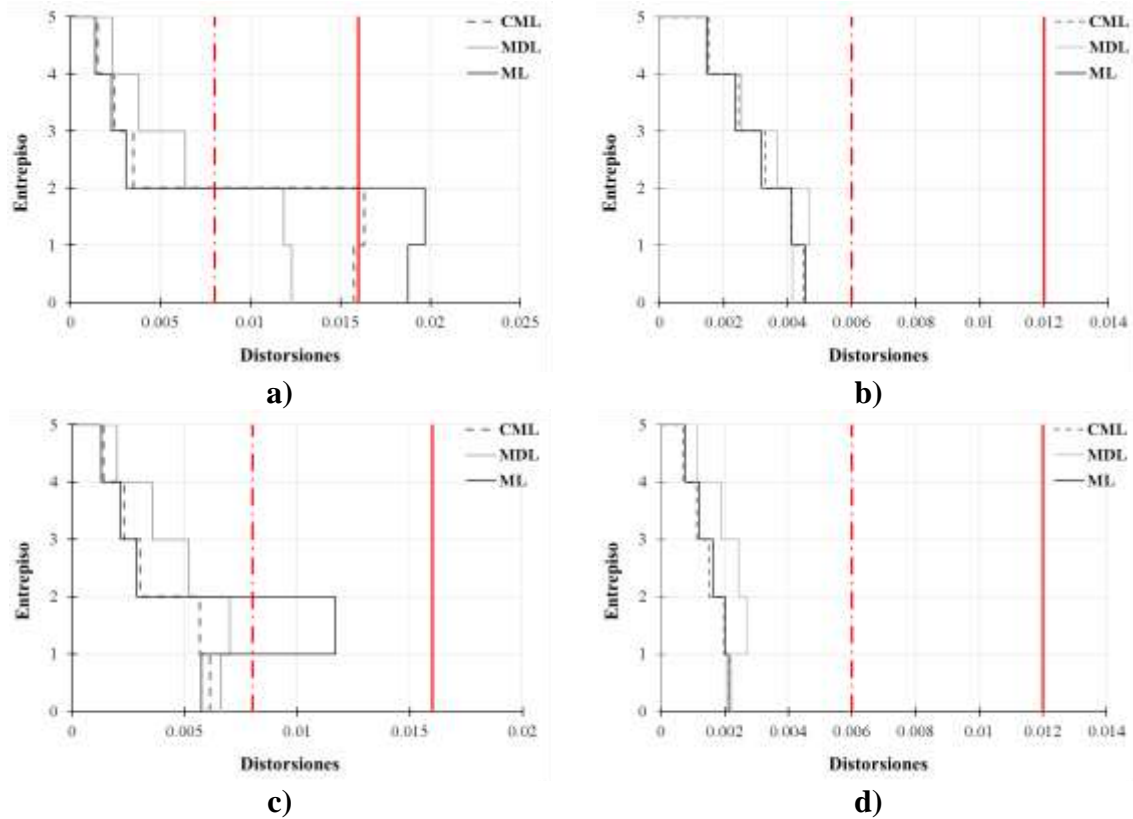


Figura 34. Distorsiones de entrepiso para MCR de 5 niveles para la estación CH84 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)

En la Figura 35 se observa que las mayores distorsiones para estructuras de cinco niveles corresponden a ML y MDL, diseñadas con normativa de 1977 y 2004 respectivamente (DDF, 1977a y GDF, 2004a), para el registro sísmico del 19 de septiembre de 2017 obtenido de la estación Parque Jardines de Coyoacán (JC54), en ambos casos, las mayores deformaciones se presentaron en el segundo piso, si bien, en un inicio estas se presentan en el primer nivel al incurrir en el rango inelástico la distribución de fuerzas y muros de media altura, ocasionan que el efecto de piso débil sea menos notorio debido al efecto de columna corta. De los ANLPP las distorsiones obtenidas para estructuras antiguas fueron superiores a las permitidas, definidas por las líneas vertical punteada y continua, la primera corresponde cuando existen elementos que restrinja el movimiento lateral y la segunda cuando no existan dichos elementos de acuerdo con el RCDF en sus versiones de 1977 y 2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a).

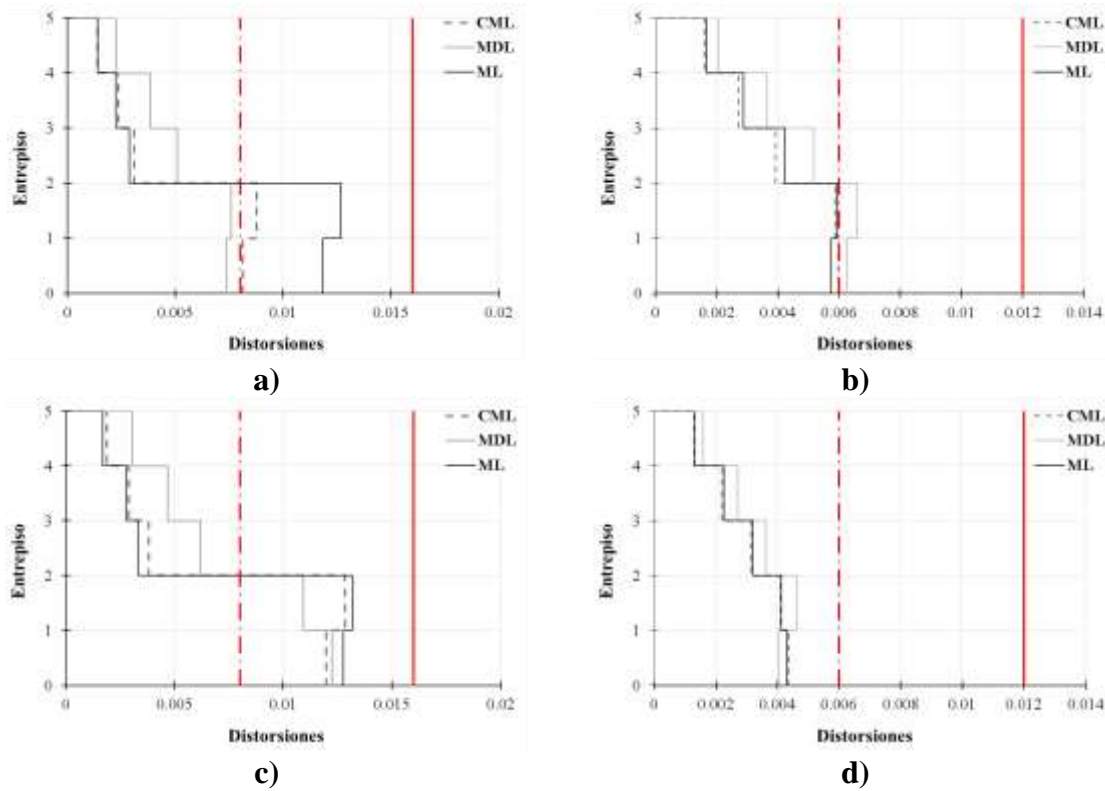
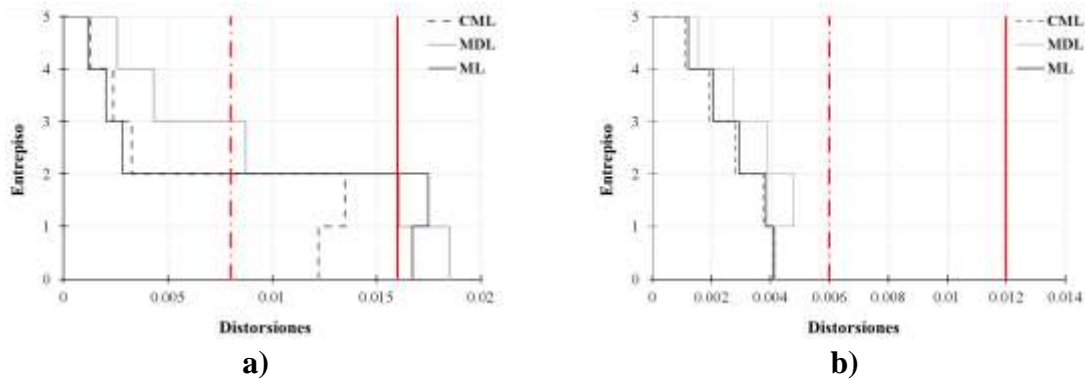


Figura 35. Distorsiones de entrepiso para MCR de 5 niveles para la estación JC54 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)

En estructuras de cinco niveles donde la amenaza sísmica se definió a partir del registro sísmico del 19 de septiembre de 2017 obtenido en la estación Miramontes (MI15), Figura 36c muestra que las máximas distorsiones corresponden a estructuras CML, mientras que en las Figura 36a, Figura 36b y Figura 36d estas se presentan en MDL. Si bien, en la gran mayoría de los casos las distorsiones más importantes se presentan en el segundo nivel y no en el primero como se esperaba que ocurriera, esto se debe a que al incurrir en el rango inelástico así como a la distribución de fuerzas, ocasionan que el efecto de piso débil sea menos notorio en comparación al de columna corta.



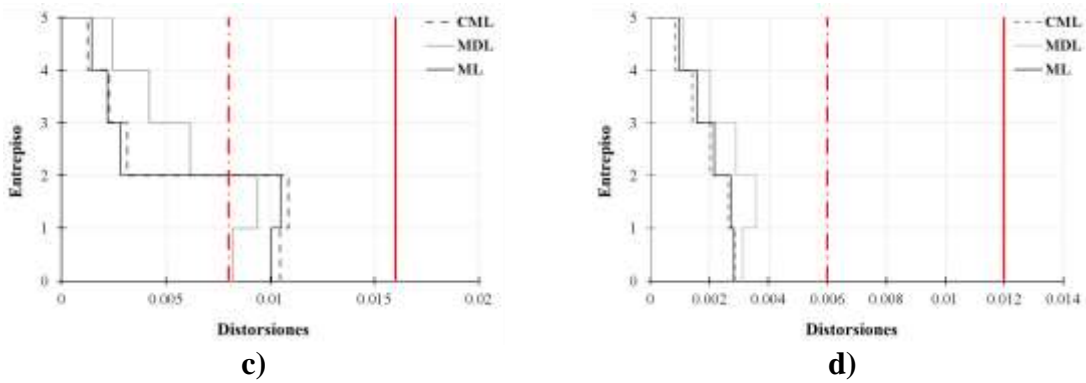
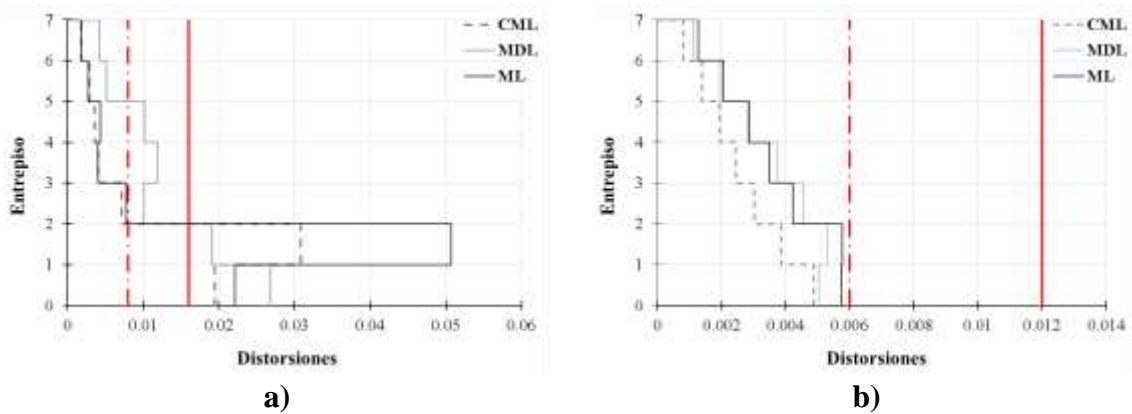


Figura 36. Distorsiones de entrepiso para MCR de 5 niveles para la estación MI15 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)

En cuanto a estructuras de siete niveles se observa que las mayores distorsiones se localizan en la dirección E-W con ML para los registros sísmicos de la estación Culhuacán del 19 de septiembre de 2017, como se puede ver en la Figura 37a. De acuerdo con las normativas empleadas en esta tesis las distorsiones máximas permisibles asociadas al límite de falla, están dadas por las líneas vertical punteada y continua, la primera cuando existen elementos que restrinjan el movimiento lateral del orden de 0.008 (NTCS-77) y 0.006 (NTCS-04), mientras que la segunda asociada a cuando no existen dichos elementos entonces estas podrán ser de 0.016 (NTCS-77) y 0.012 (NTCS-04). De igual forma que en los casos anteriores las máximas distorsiones se presentan en el segundo nivel y no en la planta baja como se hubiera esperado, sin embargo, esto si se presenta en un inicio y conforme se incurre en el rango inelástico, el efecto de columna domina sobre el de piso débil. Para estructuras diseñadas con normativa más antigua se observa que para la dirección E-W se rebasaron las distorsiones permisibles para los tres casos de estudio (Figura 37a), mientras que en la dirección N-S solamente lo hicieron las ML (Figura 37c), en cuanto a estructuras diseñadas con normativas más recientes únicamente se rebasaron en la dirección E-W para el caso de las ML (Figura 37b).



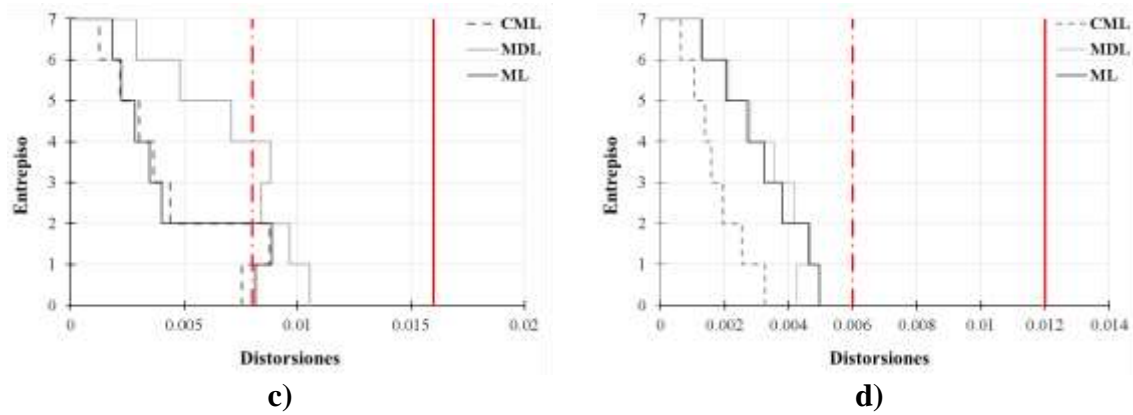
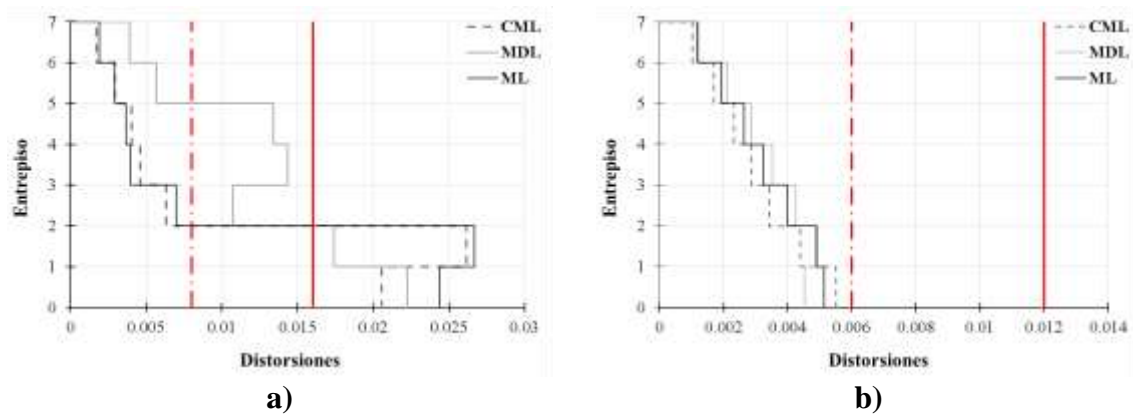


Figura 37. Distorsiones de entepiso para MCR de 7 niveles para la estación CH84 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)

Las distorsiones que se obtuvieron del análisis para estructuras de siete niveles empleando el registro sísmico del 19 de septiembre de 2017 en la estación Parque Jardines de Coyoacán (JC54); se presentaron en la gran mayoría en su segundo entepiso de acuerdo con la Figura 38. Esto se debe a que cuando las edificaciones incurren en el rango inelástico el comportamiento de estas también lo hacen debido a la distribución de los elementos mecánicos, es decir, cuando las estructuras se encuentran en el rango elástico las mayores deformaciones se presentan en la planta baja, sin embargo, al rebasar dicho rango es precisamente el efecto de columna corta el que termina dominando sobre el de piso débil. Por otra partes, en estructuras diseñadas con normativa de 1977 y de acuerdo con las Figura 38a y la Figura 38c, se observa que para los casos de estudio tratados en esta tesis rebasa las distorsiones permisibles en ambas direcciones, mientras, estructuras diseñadas con normativa de 2004 solo lo hacen las ML (Figura 38b y Figura 38d).



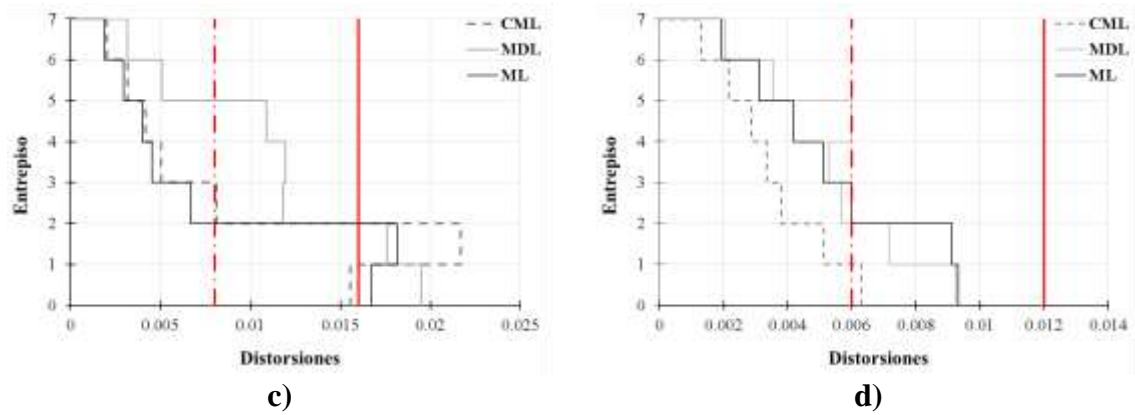


Figura 38. Distorsiones de entrepiso para MCR de 7 niveles para la estación JC54 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)

Al igual que en el caso anterior las mayores distorsiones se presentaron en las edificaciones más antiguas, las cuales superan de forma importante los límites establecidos en las NTCS-77 (DDF, 1977d) en ambas componentes horizontales sísmicas para la estación Miramontes (Figura 39a y Figura 39c). Sin embargo, en estructuras más recientes las deformaciones más importantes se obtuvieron en la componente E-W para estructuras ML, de acuerdo con la Figura 39b. Donde la deformación más importantes se presenta en el segundo entrepiso, y al igual que en los casos anteriores se debe a que estas incurren en el rango inelástico donde el efecto que termina dominando es el de columna corta, sin embargo, en un inicio es el de piso débil el que domina.

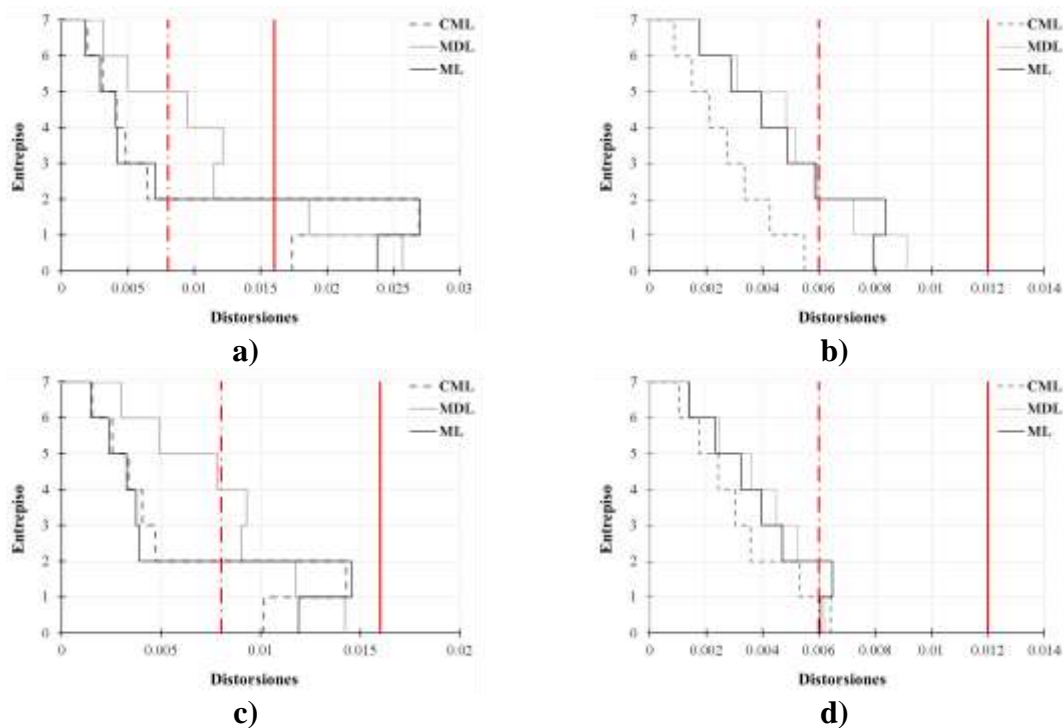


Figura 39. Distorsiones de entrepiso para MCR de 7 niveles para la estación MI15 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004)

Hasta el momento se ha mostrado el comportamiento de las estructuras en términos del cortante *vs* desplazamiento y en cuanto a distorsiones, lo anterior, permite al ingeniero civil identificar si las estructuras sufrieron algún tipo de daño y qué lo originó, a partir de esta información, es posible tomar las medidas pertinentes para solucionar el problema.

5.3. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

La vulnerabilidad sísmica define el daño esperado asociado a una excitación sísmica, con ello, es posible identificar bajo qué intensidades las estructuras en estudio se verían afectadas ante un evento sísmico futuro, además, permite, a través de un estudio de riesgo, identificar las zonas más susceptibles a presentar un nivel de daño determinado y así, establecer planes de contingencia más efectivos frente a este tipo de desastres naturales. La metodología empleada para determinar la vulnerabilidad es la propuesta por Jaimes y Niño (2017), la cual consiste en: 1) definir la amenaza sísmica, 2) definir las características geométricas de la estructura, el modelo de comportamiento histerético y las propiedades mecánicas y no lineales de las estructuras en estudio, 3) realizar IDA's, 4) definir el modelo de estimación de daño y obtener una curva que relacione la respuesta de las estructuras *vs* daño esperado y 5) relacionar la respuesta estructural con la medida de intensidad de la amenaza sísmica. Los IDA's se realizaron con el programa OpenSees (McKenna, 2006), considerando un comportamiento inelástico concentrado en los extremos de los elementos representado por el modelo de comportamiento histerético ModIMKPeakOriented (Ibarra *et al.*, 2005). Para dicho análisis se emplearon 50 eventos sísmicos reales con ambas componentes horizontales (N-S y E-W), registrados en las estaciones: Culhuacán (CH84), Jardín de Niños Luz García Campillo (GC38), Escuela Secundaria Técnica No. 95 (IB22), Parque Jardines de Coyoacán (JC54), LICONSA (LI33), Miramontes (MI15), San Simón (SI53) y Sismex Viveros (SXVI); que se presentan en la Tabla 16, la nomenclatura está compuesta por: 1) clave de la estación representada por los primeros cuatro dígitos, 2) fecha del evento sísmico (AAMMDD) y 3) dirección.

Tabla 16. Registros utilizados en los IDA's (SMIS, 1999)

Registro	Registro	Registro	Registro	Registro
CH84890425EW	GC38970111EW	JC54890425EW	LI33960715EW	SI53890425EW
CH84890425NS	GC38970111NS	JC54890425NS	LI33960715NS	SI53890425NS
CH84900531EW	GC38970522EW	JC54900531EW	LI33970111EW	SI53960225EW
CH84900531NS	GC38970522NS	JC54900531NS	LI33970111NS	SI53960225NS
CH84931024EW	GC38170919EW	JC54931024EW	LI33170919EW	SI53960715EW
CH84931024NS	GC38170919NS	JC54931024NS	LI33170919NS	SI53960715NS
CH84960225EW	IB22890425EW	JC54960715EW	MI15890425EW	SI53970111EW
CH84960225NS	IB22890425NS	JC54960715NS	MI15890425NS	SI53970111NS
CH84960715EW	IB22900531EW	JC54970111EW	MI15931024EW	SI53970522EW
CH84960715NS	IB22900531NS	JC54970111NS	MI15931024NS	SI53970522NS
CH84970111EW	IB22930515EW	JC54980203EW	MI15940314EW	SI53170919EW
CH84970111NS	IB22930515NS	JC54980203NS	MI15940314NS	SI53170919NS
CH84970522EW	IB22931024EW	JC54170919EW	MI15960225EW	SXVI811025EW
CH84970522NS	IB22931024NS	JC54170919NS	MI15960225NS	SXVI811025NS
CH84980203EW	IB22960225EW	LI33890425EW	MI15960715EW	SXVI850919EW
CH84980203NS	IB22960225NS	LI33890425NS	MI15960715NS	SXVI850919NS
CH84170919EW	IB22960715EW	LI33931024EW	MI15970111EW	SXVI850921EW
CH84170919NS	IB22960715NS	LI33931024NS	MI15970111NS	SXVI850921NS
GC38900531EW	IB22170919EW	LI33960225EW	MI15170919EW	SXVI890425EW
GC38900531NS	IB22170919NS	LI33960225NS	MI15170919NS	SXVI890425NS

Las curvas de vulnerabilidad reflejan el daño esperado de una estructura en función de la intensidad, en ellas se aprecia que una vez iniciado el daño este evoluciona hasta llegar al colapso, la Tabla 17 contiene la clasificación del daño que va desde cero a uno. En la figura 34 se muestran las curvas de vulnerabilidad obtenidas para estructuras de 5 (Figura 40a y Figura 40b) y 7 niveles (Figura 40c y Figura 40d) diseñadas con ambos reglamentos, donde se aprecia que las estructuras más antiguas son más propensas a sufrir daños ante la ocurrencia de un evento sísmico en comparación a las diseñadas con códigos de construcción recientes. Por ejemplo, la aparición de grietas en vigas y/o columnas, si son perpendiculares a su sección transversales son consecuencia de la flexión, mientras que si aparecen a 45° son por acción de la fuerza cortante, en el mejor de los casos, se resuelve a través de inyecciones de epoxi, así como de la colocación de acero de refuerzo, y en el peor de los casos, es preferible demoler y remplazar el elemento. Por otro lado, si las grietas se encuentran en las uniones entre los muros y los elementos de concreto, será necesario mejorar la adherencia de los anclajes y colocar anclajes adicionales, sin embargo, si la grieta es escalonada deberá picarse a lo largo de esta en ambos lados y posteriormente rellenarse con mortero expansivo.

Tabla 17. Clasificación para grado de daño (Garzón, 2018)

ID	Nivel de daño	Descripción física del daño
$0 \leq ID < 0.1$	Mínimo	Menor, localizado, fisuras/grietas
$0.1 \leq ID < 0.4$	Menor	Fisuras/grietas menores localizadas a través de toda la estructura. Aplastamiento local de concreto.
$0.4 \leq ID < 1.0$	Moderado	Grietas en superficies amplias. Falla de elementos flexibles de concreto reforzado.
$ID = 1.0$	Total	Colapso total o parcial.

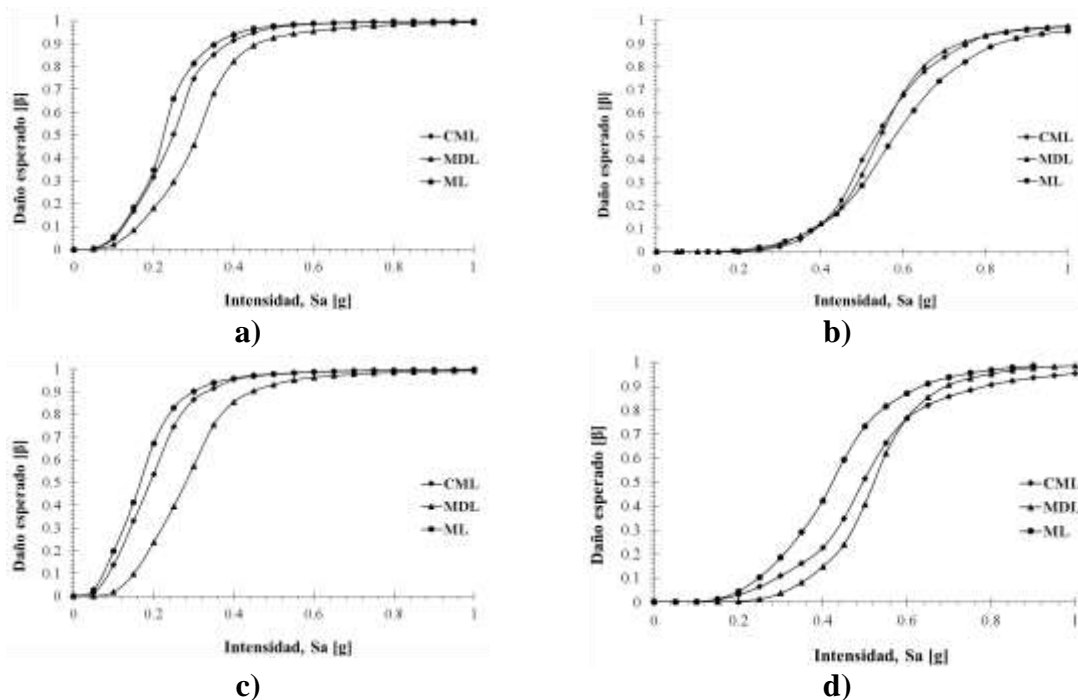


Figura 40. Curvas de vulnerabilidad para marcos de concreto reforzado de 5 niveles diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y marcos de concreto reforzado de 7 niveles diseñados con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

De acuerdo con las Figura 40a y Figura 40c resulta contraproducente diseñar estructuras con ML que haberlas diseñado con MDL y cometer el error de ligarlas en la construcción, debido a que las demandas de diseño son mayores en estructuras con MDL, ya que al ser estructuras más flexibles su periodo de vibrar es mayor que aquellas donde se considera la participación de los muros, de esta manera las demandas quedan definidas por la meseta del espectro. Por otra parte, en el caso de estructuras con ML las demandas. La demanda estructural en las columnas depende de las características del diseño para el caso de edificaciones MDL s a flexión y para las ML a cortante, mientras que para las estructuras CML tienen una mayor capacidad a flexión debido a que parten del diseño de una MDL, no obstante, esto genera que su capacidad cortante se reduzca al ligar los muros. Debido a que la columna queda dividida en dos partes una inferior y una superior: la primera compuesta por la mitad de la columna más el muro y la segunda únicamente por la mitad de la columna. Al tener un elemento más corto la rigidez es mayor y por tanto la demanda a córtate es más grande, lo que a su vez produce un momento flexionante dado por un brazo de palanca menor al que se tiene cuando el elemento no está restringido a desplazamiento laterales. También conocido como efecto de columna corta, un error muy común en la construcción. Es decir, al presentarse las demandas reales sobre las estructuras las columnas fallan primero en la parte superior antes que la inferior, en el caso de las edificaciones ML es por flexión, mientras que las CML es a cortante.

Por otro lado, en estructuras diseñadas con normativas más recientes ya toma en cuenta la participación de muros de mediana altura en el diseño, pues el comportamiento mejora significativamente respecto a las estructuras diseñadas con reglamentos más antiguos. Esto se debe en gran medida a que los reglamentos de construcción actuales consideran un factor de irregularidad, de esta manera, es posible definir las demandas que pudieran presentarse en este tipo de edificaciones debido a estas patologías estructurales.

6. CONCLUSIONES

Se presentó el comportamiento y vulnerabilidad estructural sísmica para edificaciones similares a las dañadas por los sismos ocurridos el 19 de septiembre de 1985 y 2017, diseñadas con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal en sus versiones de 1977 y 2004. A partir de estos análisis se tiene lo siguiente:

- Considerar la participación de muros de mediana altura en el diseño de edificaciones de cinco y siete niveles con piso débil, reduce significativamente la capacidad para resistir fuerzas cortantes resultantes de un sismo respecto aquellas en donde no se consideró, ya que el muro, aporta resistencia y rigidez a la estructura. Su influencia se ve reflejada en la obtención de elementos mecánicos, donde en términos de cortante de diseño en ambas estructuras es casi la misma. Sin embargo, en cuanto a flexión se presentan mayores demandas en estructuras con MDL, esto modifica el armado de las secciones así como su capacidad para resistir las demandas.
- El efecto de columna corta se prevé desde el diseño de esta manera se prepara a las edificaciones de tal forma que sean capaces de resistirlo y con ello reducir los daños que pudiesen llegar a presentarse.
- Para la simulación de un evento de M8.2 se observó que la respuesta estructural es mejor en estructuras diseñadas con reglamentos de construcción recientes, que definen las demandas de diseño considerando que tan regulares o irregulares son la estructuras, así como las propiedades de los materiales, factores y coeficientes de diseño. Ante la posible ocurrencia de un evento de esta magnitud, este estudio sugiere que las estructuras consideradas aquí no tendrían por qué verse afectadas, sin embargo, también es un llamado de atención para reforzar aquellas edificaciones diseñadas con normativas más antiguas para que cumplan con los límites permisibles establecidos en las normativas más recientes.
- El efecto de piso débil, se aprecia de forma importante ante grandes intensidades, ocasionando que las demandas sean mayores prevista, de esta manera las edificaciones intentan disipar la mayor cantidad de energía posible a través de las deformaciones.
- Con base en las curvas de vulnerabilidad se puede inferir que las estructuras más susceptibles a dañarse primero son las de siete niveles, sin embargo, de los tres casos de estudio el más desfavorable corresponde a la condición de CML en el diseño para normativas de construcción más recientes, ya que al ser estructuras más rígidas las demandas a las que se ve sometida son mayores a las de diseño.

- En estructuras diseñadas con el RCDF-77 o en versiones anteriores no consideran la irregularidad de las estructuras por lo que las demandas de diseño supuestas son menores en comparación a las demandas reales, razón por la cual al considerar estructuras diseñadas con ML estas resultan ser más vulnerables.
- Este trabajo representa la primera etapa para determinar el comportamiento estructural de edificaciones similares a las dañadas en el pasado sismo de 2017, diseñadas con el RCDF en sus versiones de 1977 (DDF, 1977) y 2004 (GDF, 2004), sin embargo, se espera complementar la información presentada aquí empleando los RCDF de 1942 y 1987, la cual será publicará en otro artículo.

En el pasado sismo del 19 de septiembre de 2017 demostró que las construcciones que existen actualmente en la Ciudad de México, están mejor preparadas para resistir las demandas sísmicas que hace 33 años, donde la cantidad de inmuebles dañados y colapsados fue mayor. Por otra parte, la ingeniería sísmica mexicana está avanzando de manera importante, con el objetivo de obtener diseños estructurales más seguros, que consideran los efectos de sitio tan peculiares que tiene la capital del país. Esto último se debe que a pesar de que una o más construcciones estén ubicadas en la misma zona no significa que el nivel de daño sea el mismo para todas, ya que intervienen factores como: diseño estructural, calidad de los materiales, año de construcción, etc.

REFERENCIAS

- Alcocer, S. M. (1997), Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión, *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México.
- Arlekar, J.N., Jain, S.K. y Murty, C.V.R. (1997), Seismic Response of RC Frame Buildings with Soft First Storeys, *Golden Jubilee Conference on Natural Hazards in Urban Habitat*, New Delhi.
- Arroyo, R., Magallanes, Z. N. y Jaimes, J. C. (2002), Comportamiento estructural de edificios con distribución asimétrica de muros de mampostería confinados por marcos de concreto, ubicados en la Ciudad de Chilpancingo, GRO., *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, México.
- Bazán, E. y Meli, R. (2001), Diseño sísmico de edificios, Ed. Limusa, Distrito Federal, México.
- Bitrán, D. (2001), Características del impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en México en el periodo de 1980-99, 1ª ed., CENAPRED, Distrito Federal, México.
- Bozzo, L. M. y Barbat, A. H. (2004), Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas, Ed. Reverté, Barcelona, España.
- Buendia, L. (2016), Estimación de espectros de vulnerabilidad para el diseño sísmico de estructuras, *Tesis de maestría*, Programa de Posgrado de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Distrito Federal, México.
- Calvi, G.M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J.J., Restrepo-Vélez, L.F. y Crowley, H. (2006), Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies Over the Past 30 Years, *Journal of Earthquake Technology*, Vol. 43, No. 472, septiembre, pp. 75-104.
- CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres (2014), Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligro y Riesgo, Distrito Federal, México.
- Chopra, A. K. (2014), Dinámica de estructuras, 4ª edición, Ed. Person Educación, Estado de México, México.
- CICMX, Colegio de Ingenieros Civiles de México (2017), Sismos México. Recuperado de <https://www.sismosmexico.org/mapas> el 16 de agosto de 2018.
- CIRES, Centro de instrumentación y registro sísmico a.c. (2003), El sismo del 19 de septiembre de 1985, Recuperado de http://www.cires.org.mx/1985_es.php el 5 de junio de 2018.
- CSI, Computers and Structures, Inc. (2018), *Csi Spain*, Recuperado de <http://www.csiespana.com/software/2/sap2000> el 4 de mayo de 2018.

- Colunga, A.T. (2010), Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios, *V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil*, Mérida, Venezuela.
- Crisafulli, F. y Villafañe, E. (2017), Espectros de Respuesta y Diseño, Recuperado de <http://fing.uncu.edu.ar/catedras/sismoresistente/ISR-GE-Espectros-2017.pdf> el 3 de mayo de 2018.
- DDF, Departamento del Distrito Federal. (1977a), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Distrito Federal, México.
- DDF, Departamento del Distrito Federal. (1977b), Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Distrito Federal, México.
- DDF, Departamento del Distrito Federal. (1977c), Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Distrito Federal, México.
- DDF, Departamento del Distrito Federal. (1977d), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Distrito Federal, México.
- DDF, Departamento del Distrito Federal. (1987), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Distrito Federal, México.
- Estrada, L. A. (2012), Apuntes de sismología, Tucuman: Universidad Nacional de Tucuman.
- Faccioli, E. y Paolucci, R. (2005), Elementi di Sismologia applicata all'ingegneria, Ed. Pitagora, Bologna, Italia.
- Fakhouri, M. Y. y Igarashi, A. (2013), Multiple - slider surfaces bearing for seismic retrofitting of frame structures with soft first stories, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 42, pp. 145-161.
- Furtado, A., Rodrigues, H., Varum, H. y Costa, A.. (2014), Assessment and strengthening strategies of existing RC buildings with potential soft-storey response, *9th International Masonry Conference*, Guimarães.
- García, L. E. (1999), Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico, 2^a ed., Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Garzón, S. E. (2018), Comportamiento Estructural con un Índice de Daño para Condiciones de Suelo Blando, *Tesis de licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- GCDMX ,Gobierno de la Ciudad de México (2017), Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, Ciudad de México, México.

- GDF, Gobierno del Distrito Federal (2004a), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Distrito Federal, México.
- GDF, Gobierno del Distrito Federal (2004b), Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Distrito Federal, México.
- GDF, Gobierno del Distrito Federal (2004c), Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Distrito Federal, México.
- GDF, Gobierno del Distrito Federal (2004d), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Distrito Federal, México.
- Gholampour, A., Ghassemieh, M. y Razavi, H. (2011), A time stepping method in analysis of nonlinear structural dynamics, *Applied and Computational Mechanics*, Vol. 5, pp. 143-150.
- Gómez, S. I. (2007), Análisis sísmico moderno: ética aplicada, 1ª ed., Ed. Trillas, Distrito Federal, México.
- González, Ó. M. y Fernández, F. R. (2006), Aspectos fundamentales del concreto reforzado, 4a ed., Ed. Limusa, Distrito Federal, México.
- González, R. y Gómez, C. (2008), Efectos de la irregularidad en planta por forma arquitectónica, *Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Veracruz, México.
- Guevara, T.L. (2012), “Soft Story” and “Weak Story” in Earthquake Resistant Design: A Multidisciplinary Approach, 15 WCEE, Lisboa, Portugal.
- Gutiérrez, C., Quaas, R., Ordaz, M., Guevara, E., Muriá, D. y Krishna, S. (2011), Sismos. Serie Fascículos, 5a ed., *Centro Nacional de Prevención de Desastres*, Distrito Federal, México.
- Hejazil, F., Jilani, S., Noorzai, J., Chiengl, C.Y., Jaafar, M.S., y Abang Ali, A.A. (2011), Effect of Soft Story on Structural Response of High Rise Buildings, *Conference Materials Science and Engineering*, Vol. 17.
- Ibarra I.F., Medina R.A. y Krawinkler, H. (2005), Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, octubre, pp.1489 - 1511.
- Iglesias, J., Jara, M., Aguilar, J., Mota, O., Terán, A., Gómez, A. y Sordo, E. (1987), Estudio de las intensidades del sismo del 19 de septiembre en la Ciudad de México, México.
- Jaimés, M. A. y Reinoso, E. (2004), Comportamiento de edificios en el Valle de México ante sismos de subducción y falla normal, *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Guerrero, México.
- Jaimés, M. A. y Niño, M. (2017), Cost-benefit analysis to assess seismic mitigation options in Mexican public school buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 15, No.9, pp. 3919-3942.

- McKenna, F. (2006), Open System of Earthquake Engineering Simulation, Recuperado de <http://opensees.berkeley.edu/> el 2 de agosto de 2018.
- Meli, R. (1985), Diseño Estructural, 2ª ed., Ed. Limusa, Distrito Federal, México.
- Mishra, R.S., Kushwaha, V. y Kumar, S. (2015), A Comparative Study of Different Configuration of Shear Wall Location in Soft Story Building Subjected to Seismic Load, *International Research Journal of Engineering and Technology*, Vol. 2, No. 7, pp. 513-519.
- Montejo, L. A. y Kowalsky, M. J. (2007), Set of Codes for the Analysis of Reinforced Concrete Members. Theory and User Guide, Carolina del Norte: Department of Civil, Construction and Environmental Engineering North Carolina State University Raleigh.
- Mora, D. y Aguiar, R. (2015), Modelación de diagrama Momento-Curvatura y Momento-Rotación en secciones de acero estructural, *Ciencia*, 17, pp. 99-124.
- Moreno, R. (2006), Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona, *Tesis Doctoral*, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Muhannad, Y.F. y Akira, I. (2012), Multiple-slider surfaces bearing for seismic retrofitting of frame structures with soft first stories, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 42, mayo, pp.145-161.
- Nava, A. (1998), Terremotos, Ed. Fondo de Cultura Económica, Distrito Federal, México.
- Niño, M. P., Ayala, G. y Ordaz, M. (2018), Ground-Motion Simulation by the Empirical Green's Function Method with a Source Defined by Two Corner Frequencies and a Two-Stage Summation Scheme, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(2), pp. 901-912.
- ONNCE, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (2004), *Industria de la construcción concreto-concreto hidráulico industrializado-especificaciones*, Distrito Federal, México.
- Oviedo, R. (2004), Investigaciones en Ingeniería Civil, Recuperado de <http://oviedos.tripod.com/peligr.htm> el 3 de julio de 2018.
- Paz, M. (2002), Dinámica estructural, Ed. Reverté S.A, Barcelona, España.
- Prager, W. (1956), A New Method of Analyzing Stresses and Strains in Work-Hardening Plastic Solids, *Journal of Applied Mechanics*, American Society of Mechanical Engineers (ASMEE).
- Pujol, S., Benavent-Climent, A., Rodríguez, M.E. y Smith-Pardo, J. (2008), Masonry infill walls: an effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structure, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.

- Ramírez, D. y Niño, M. P. (2014), Evolución de la vulnerabilidad estructural tomando como base las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción para el DF. *Memorias del XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, México.
- Reinoso, E. (2007), Riesgo sísmico de la Ciudad de México, *Academia de Ingeniería de México*, Distrito Federal, México.
- Rivera, J.A. (2017), Comparación de la vulnerabilidad sísmica de marcos sismorresistentes con marcos con un primer piso débil, *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- Rodríguez, J. A. (2006), Los suelos lacustres de la Ciudad de México, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil.*, 6, pp. 20.
- Rosenblueth, E., García Acosta, V., Rojas Rabiela, T., Orozco Castellanos, J. y Núñez de la Peña, F. J. (1994), *Macrosismos: aspectos físicos, sociales, económicos y políticos*, Centro de Investigaciones y Estudios Superiores en Antropología Social.
- Salcido, I. (2015), El terremoto de 1985. Treinta años en nuestra memoria, Ed. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C., Distrito Federal, México.
- Sánchez, J., Niño, M.P. y Reinoso, E. (2017), Consideración del efecto de columna corta en el cálculo del daño estructural esperado debido a acciones sísmicas, *Memorias del XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco, México.
- SSN, Servicio Sismológico Nacional. (2018), Reportes Especiales, Recuperado de <http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportes-especiales/> el 30 de abril de 2018.
- Singh, S. y Ordaz, M. G. (1994), Sismicidad y movimientos fuertes en México: Una visión actual, *Centro Nacional de Prevención de Desastres*, Distrito Federal, México.
- Takeda, T., Sozen, M.A. y Nielsen, N.N (1970), Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division*, Vol. 96., No. 12, pp. 2557-2573.
- Tarback, E. J. y Lutgens, F. K. (2005), Ciencias de la Tierra. Una introducción a la geología física, 8ª ed., Ed. Pearson Educación S.A., Madrid, España.
- Tedesco, G. (2005). Introduzione allo studio dei terremoti, Milano, Italia: Alpha Test.
- Torres, C. (2017), Efectos de sitio del sismo del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México, *Geotecnia*, pp. 18-22.

ANEXO A. ESPECTROS DE RESPUESTA

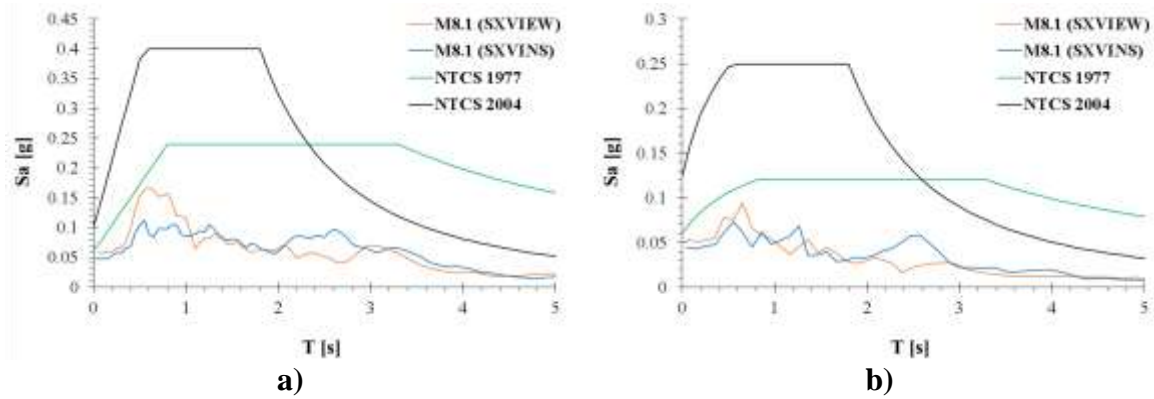


Figura A.1. Espectros de respuesta para la estación SXVI del 19 de septiembre de 1985, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos.

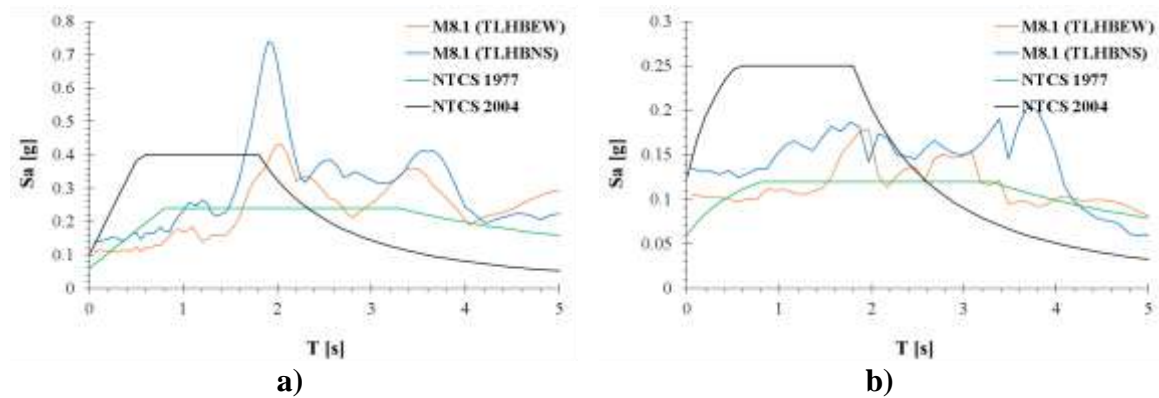


Figura A.2. Espectros de respuesta para la estación TLHB del 19 de septiembre de 1985, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos.

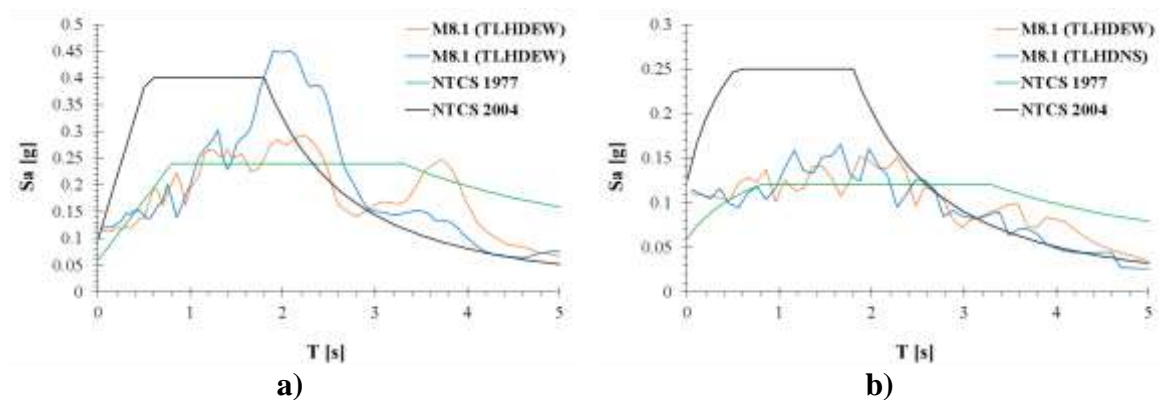


Figura A.3. Espectros de respuesta para la estación TLHD del 19 de septiembre de 1985, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos.

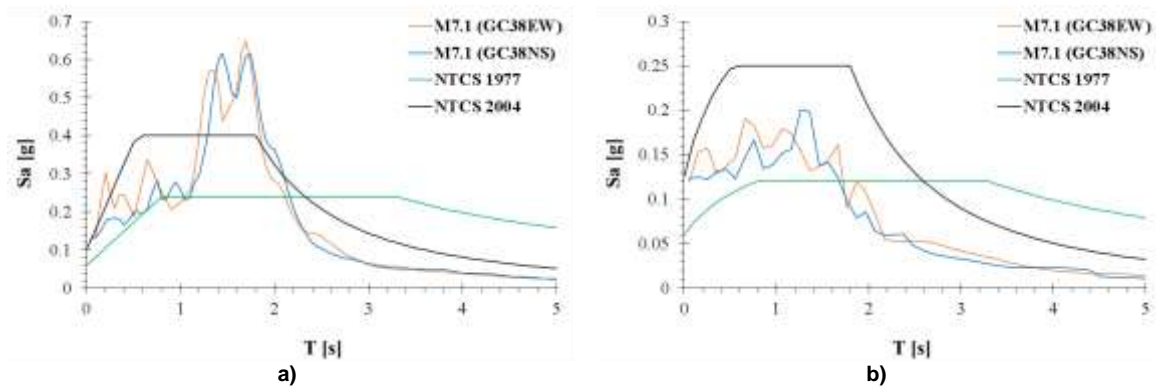


Figura A.4. Espectros de respuesta para la estación GC38 del 19 de septiembre de 2017, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos.

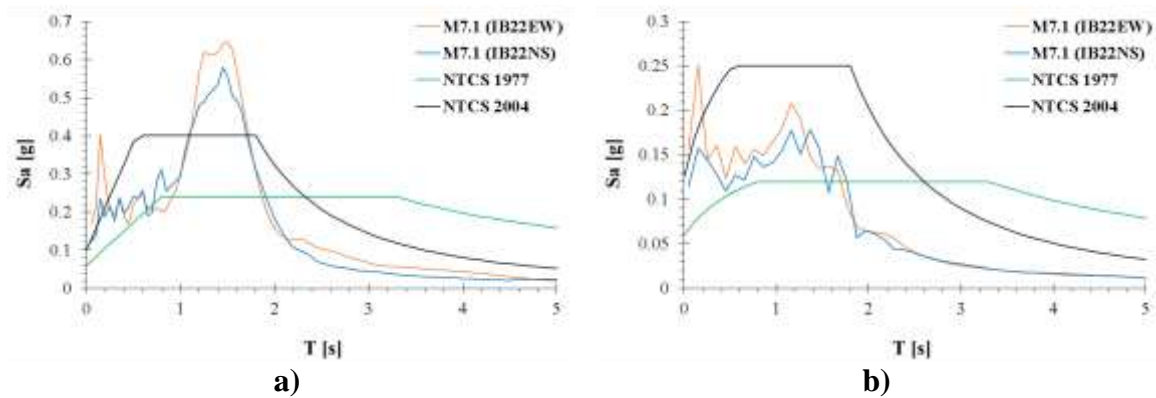


Figura A.5. Espectros de respuesta para la estación IB22 del 19 de septiembre de 2017, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos.

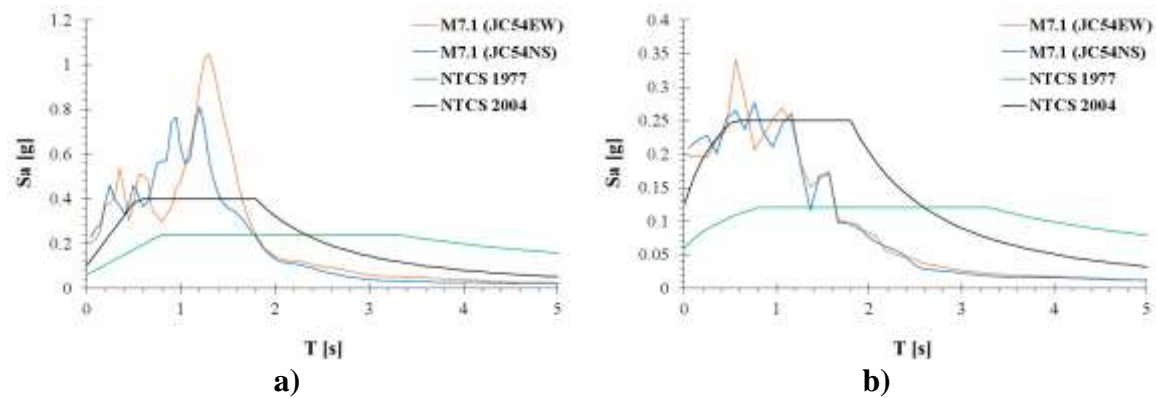


Figura A.6. Espectros de respuesta para la estación JC54 del 19 de septiembre de 2017, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos.

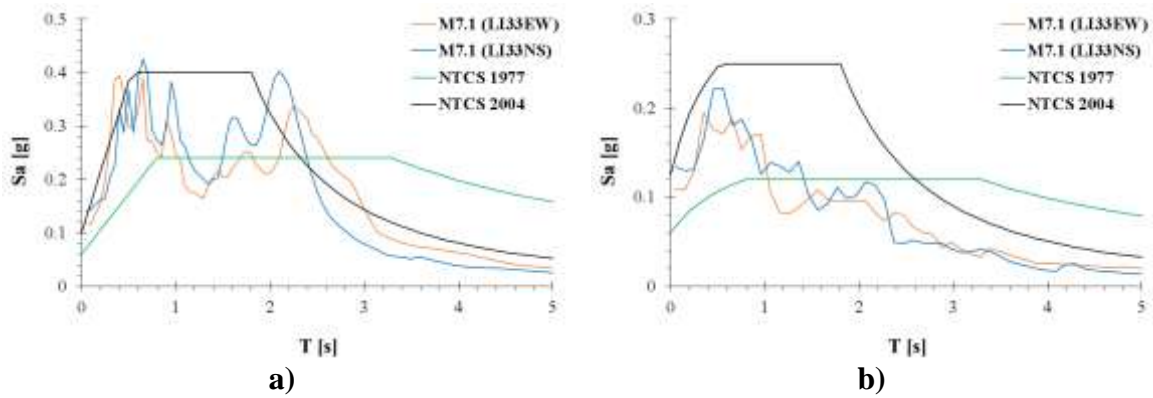


Figura A.7. Espectros de respuesta para la estación LI33 del 19 de septiembre de 2017, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos.

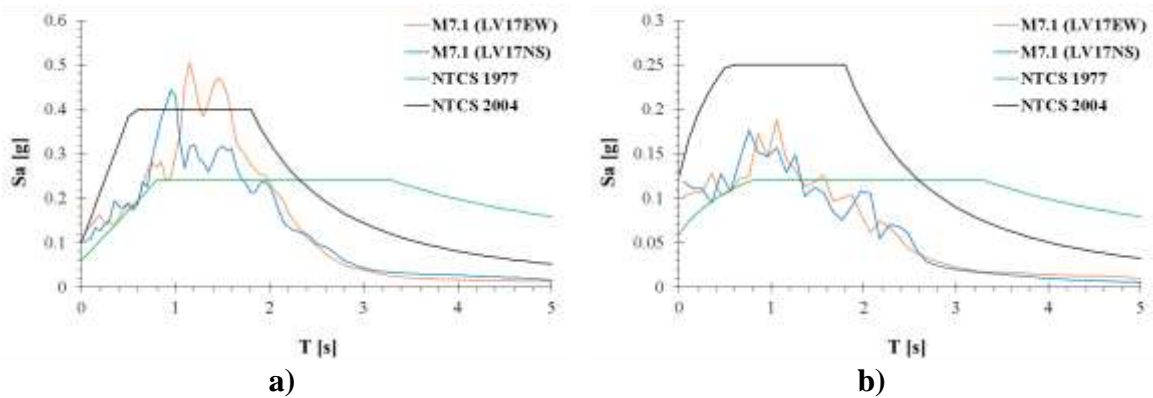


Figura A.8. Espectros de respuesta para la estación LV17 del 19 de septiembre de 2017, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos.

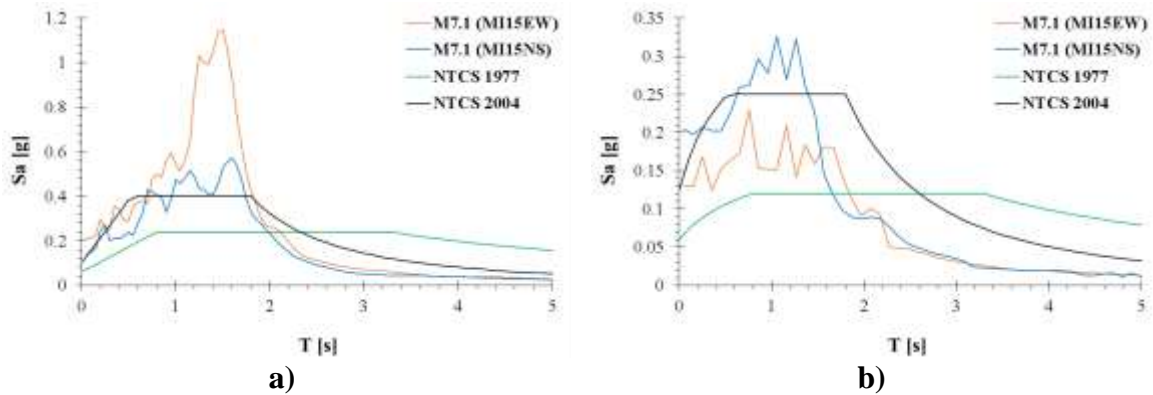


Figura A.9. Espectros de respuesta para la estación MI15 del 19 de septiembre de 2017, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos.

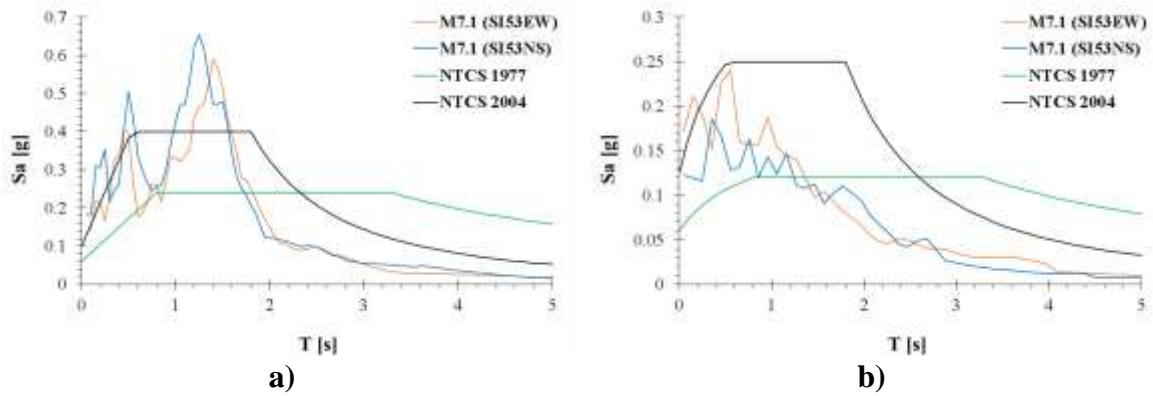


Figura A.10. Espectros de respuesta para la estación SI53 del 19 de septiembre de 2017, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos.

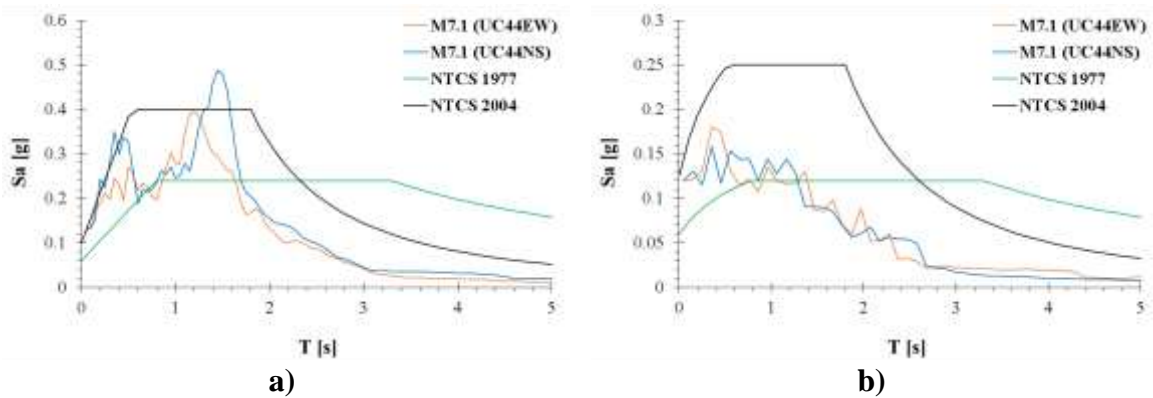


Figura A.11. Espectros de respuesta para la estación UC44 del 19 de septiembre de 2017, en comparación con los espectros de diseño: a) Elásticos y b) Inelásticos.

ANEXO B. CURVAS DE CAPACIDAD PUSHOVER Y DINÁMICAS

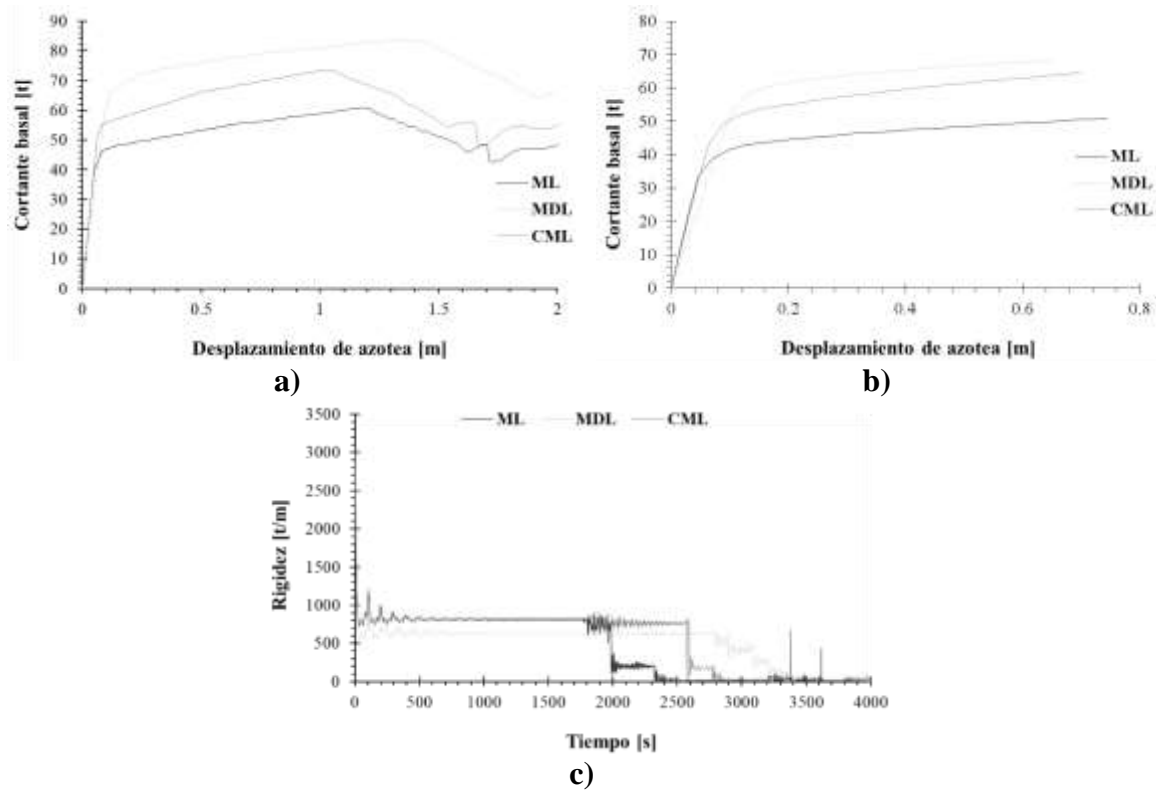
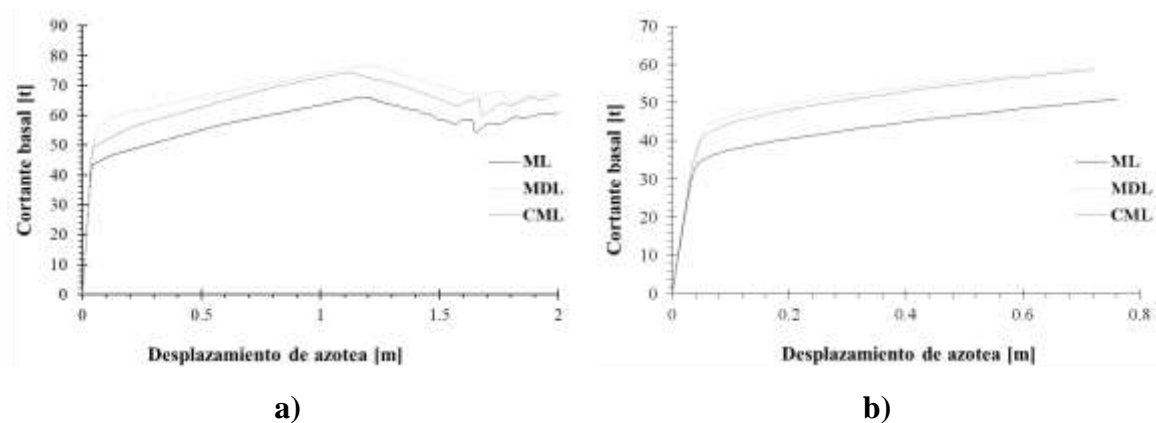
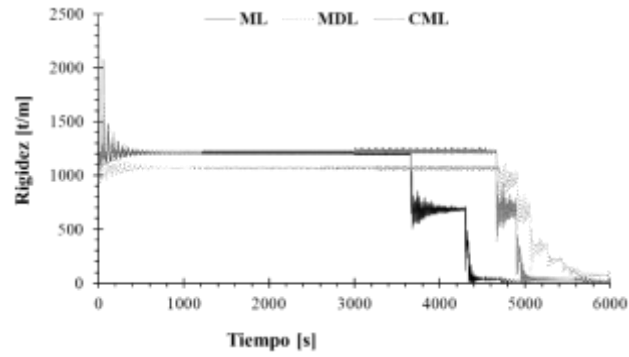


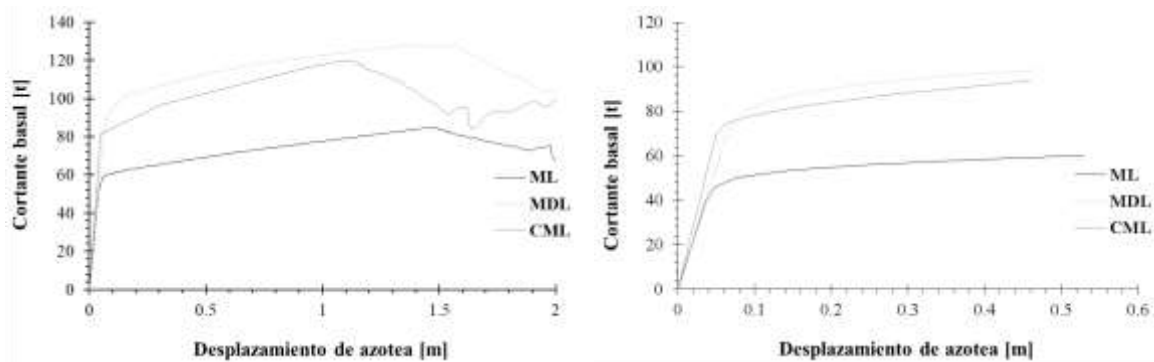
Figura B.1. Respuesta estructural de MCR de 7 niveles diseñadas con RDF-1977 (DDF, 1977) en término de: a) Curva de capacidad Pushover, b) Curva de capacidad dinámica y c) Degradación de la rigidez en el tiempo.





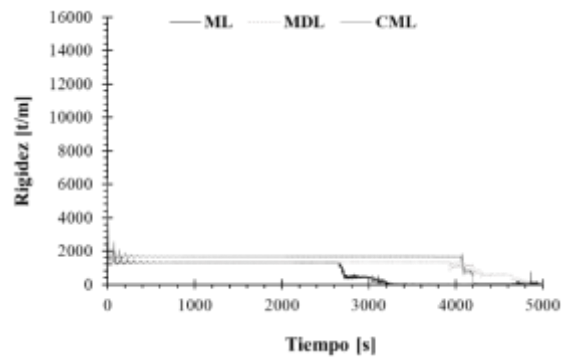
c)

Figura B.2. Respuesta estructural de MCR de 5 niveles diseñadas con RDF-2004 (GDF, 2004) en término de: a) Curva de capacidad Pushover, b) Curva de capacidad dinámica y Degradación de la rigidez en el tiempo.



a)

b)



c)

Figura B.3. Respuesta estructural de MCR de 7 niveles diseñadas con RDF-2004 (GDF, 2004) en término de: a) Curva de capacidad Pushover, b) Curva de capacidad dinámica y Degradación de la rigidez en el tiempo.

ANEXO C. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

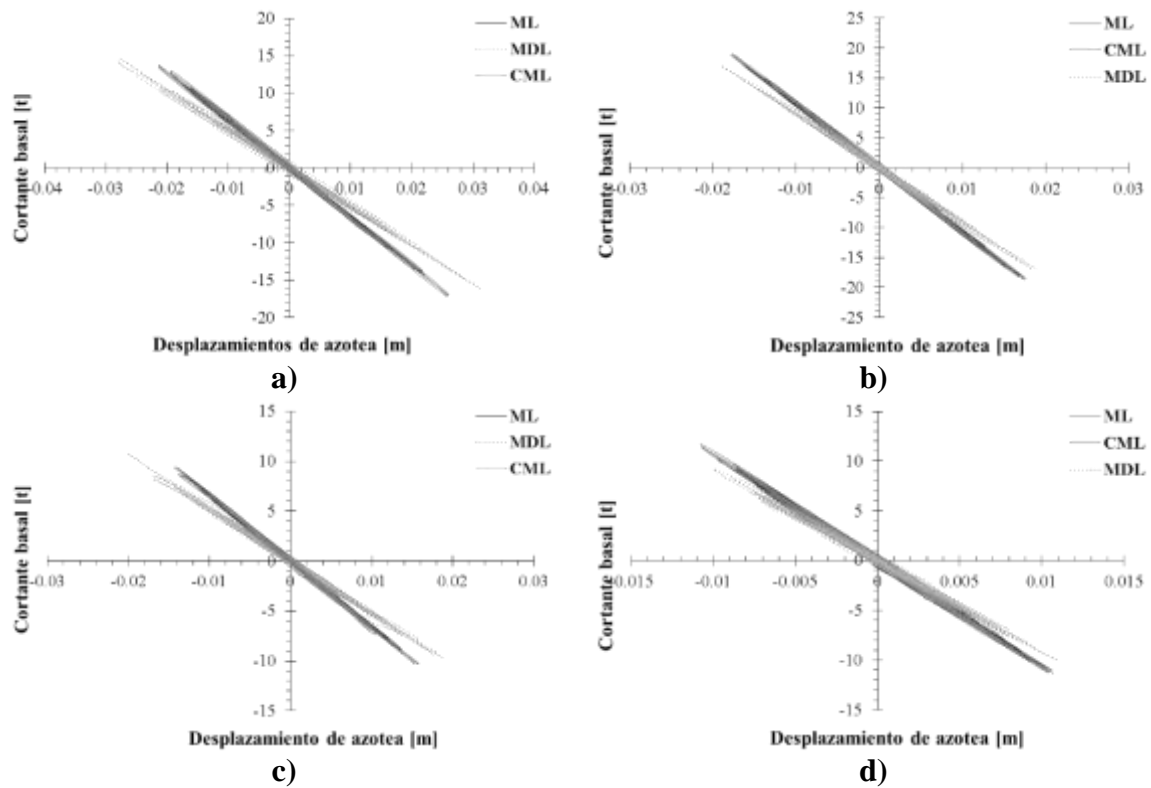
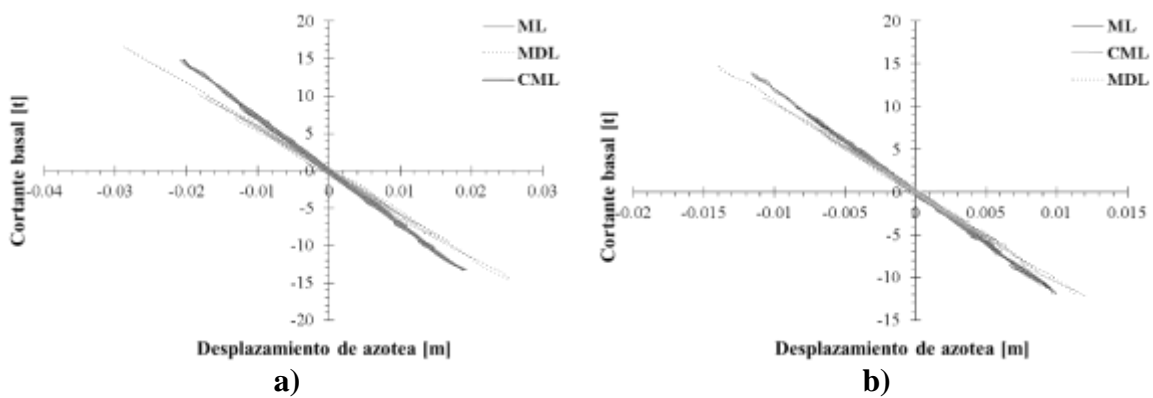


Figura C.1. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la estación Sismex Viveros en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)



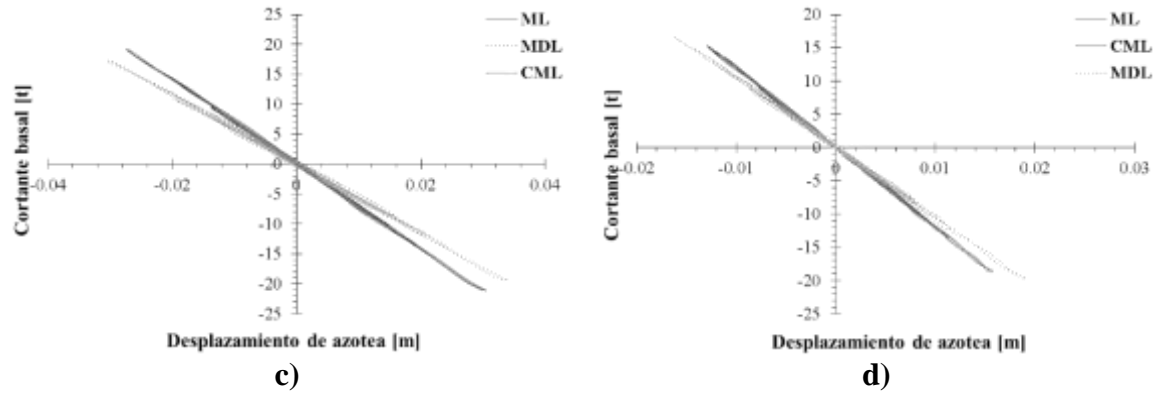


Figura C.2. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la estación Tláhuac Bombas en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

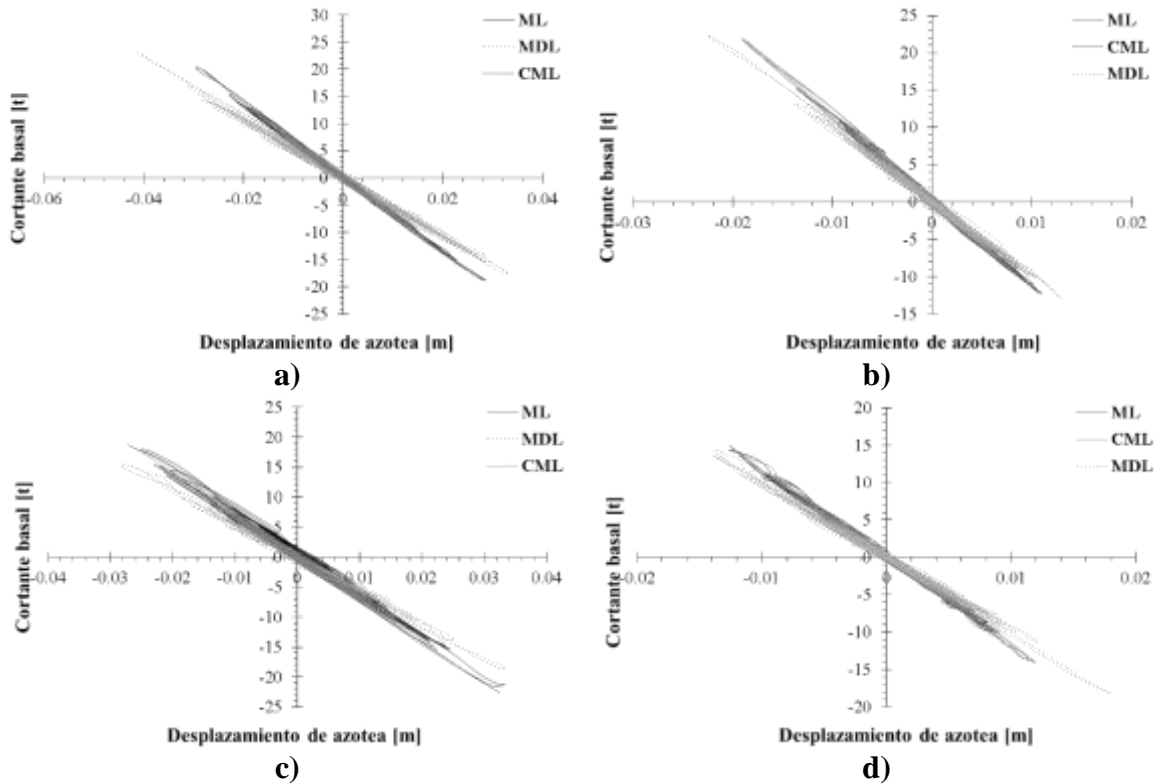


Figura C.3. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la estación Tláhuac Deportivo en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

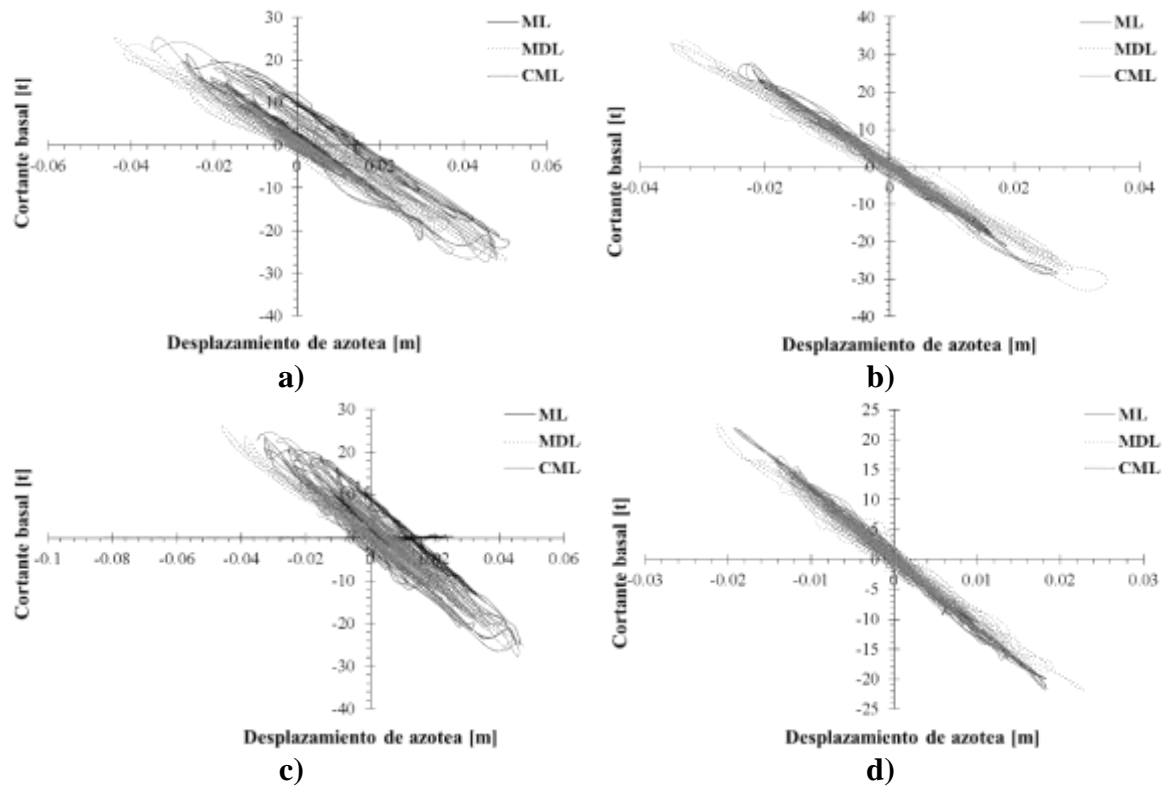
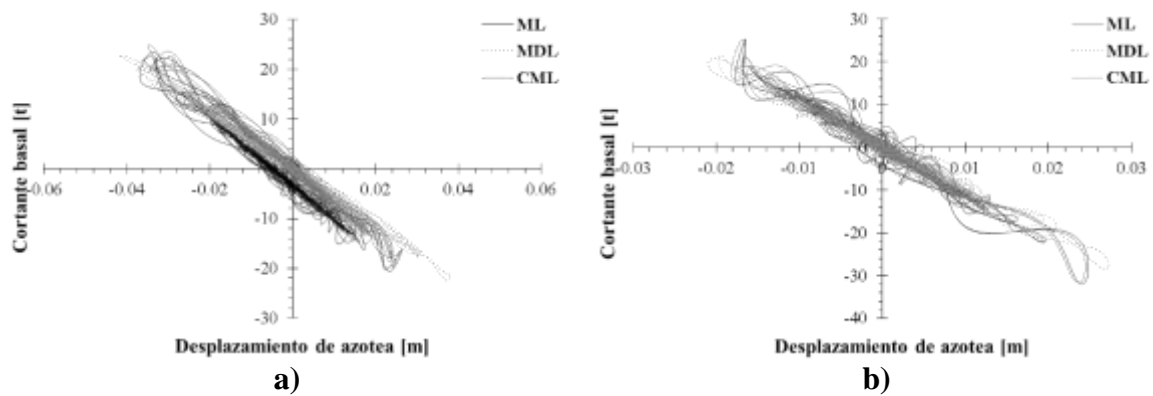


Figura C.4. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la estación Jardín de Niños Luz García Campillo en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)



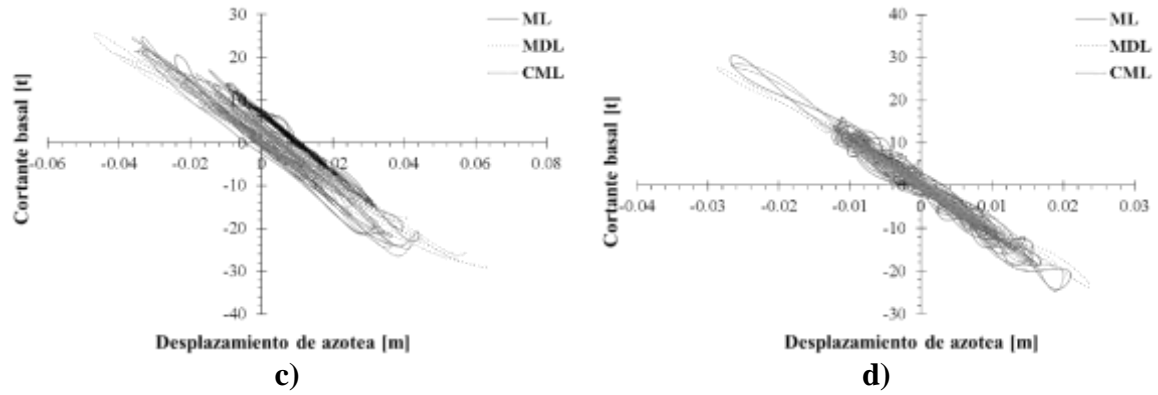


Figura C.5. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la estación Escuela Secundaria Técnica No.95 en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

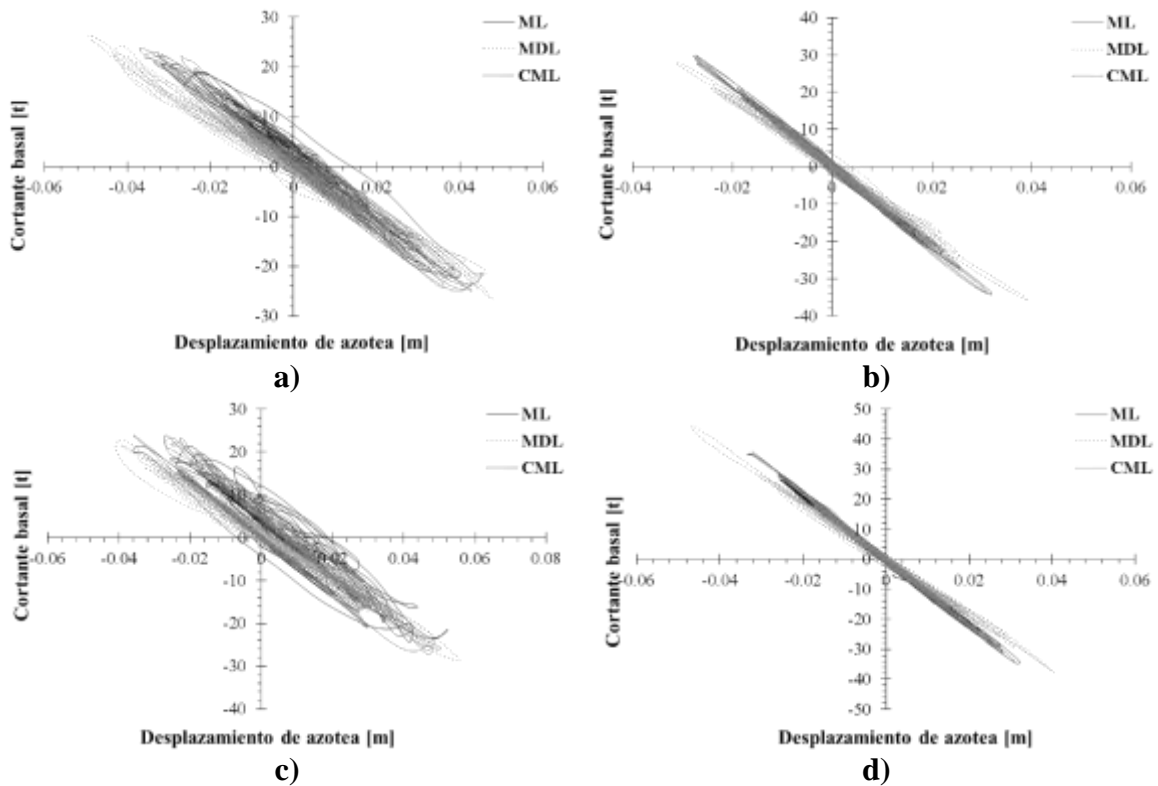


Figura C.6. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la estación Liconsa en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

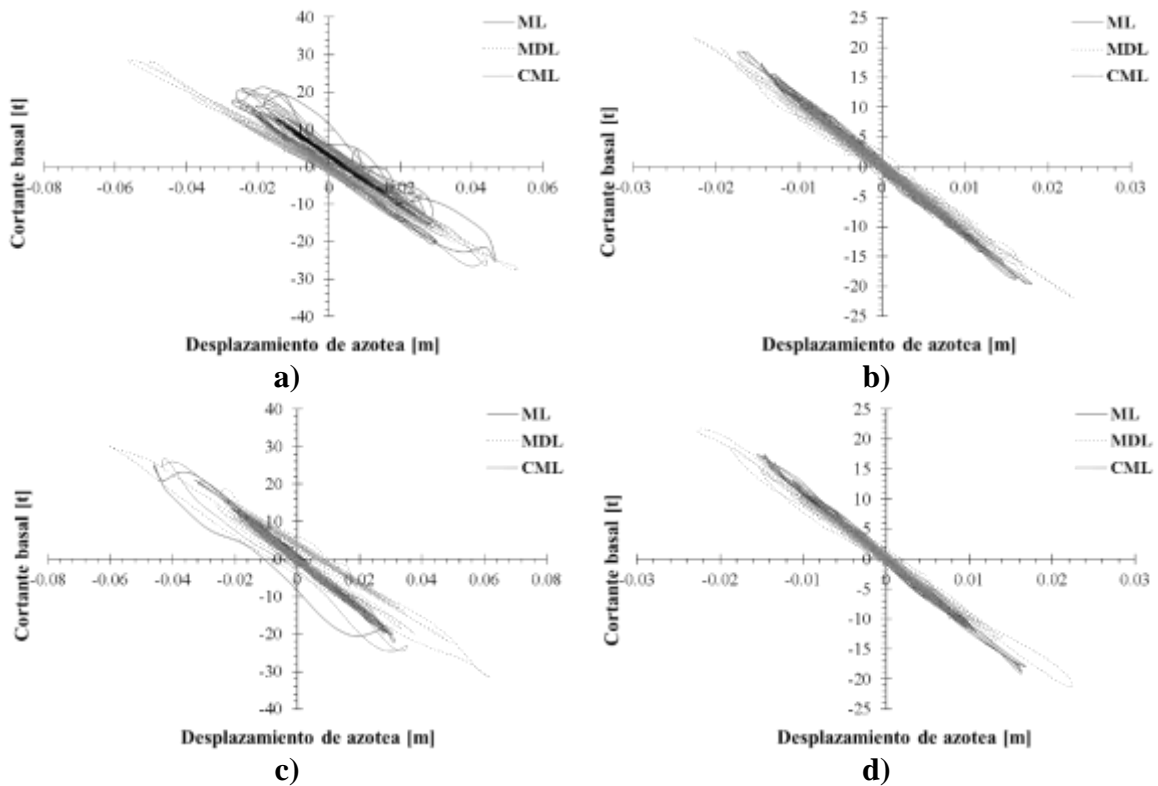
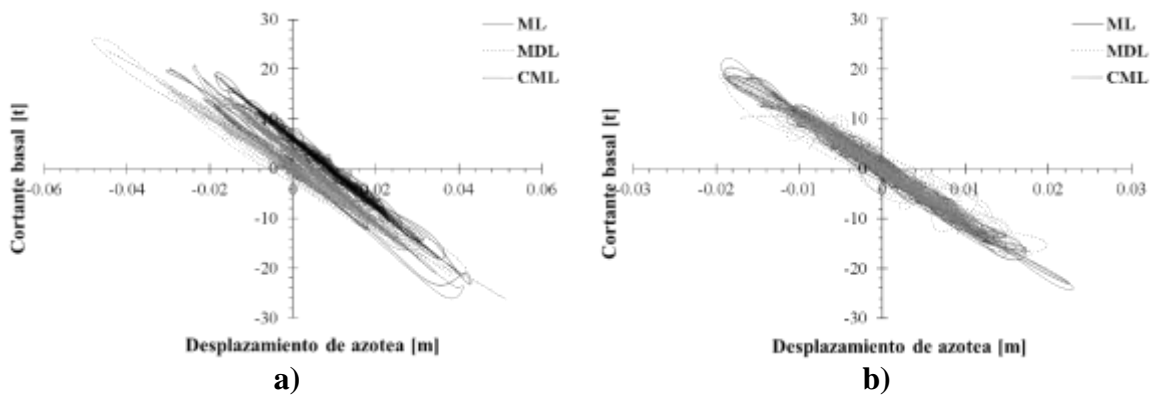


Figura C.7. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la estación Lindavista en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)



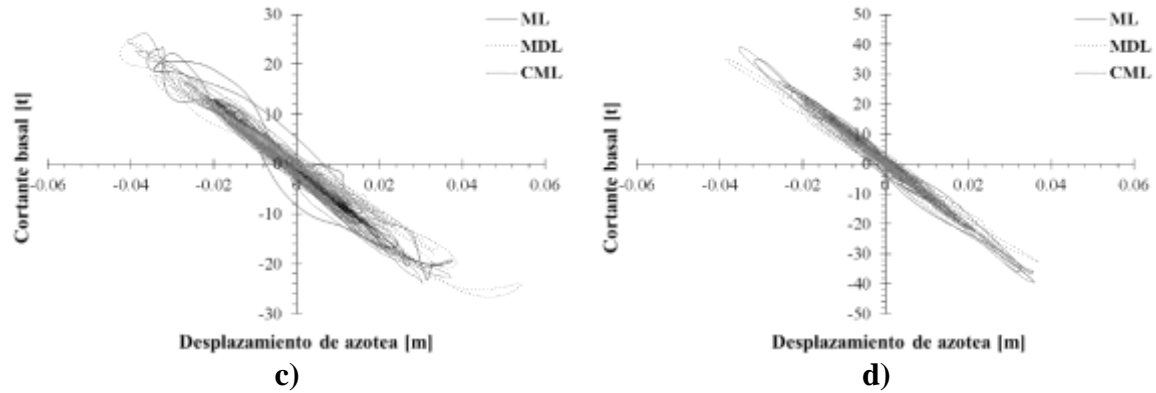


Figura C.8. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la en la estación San Simón en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

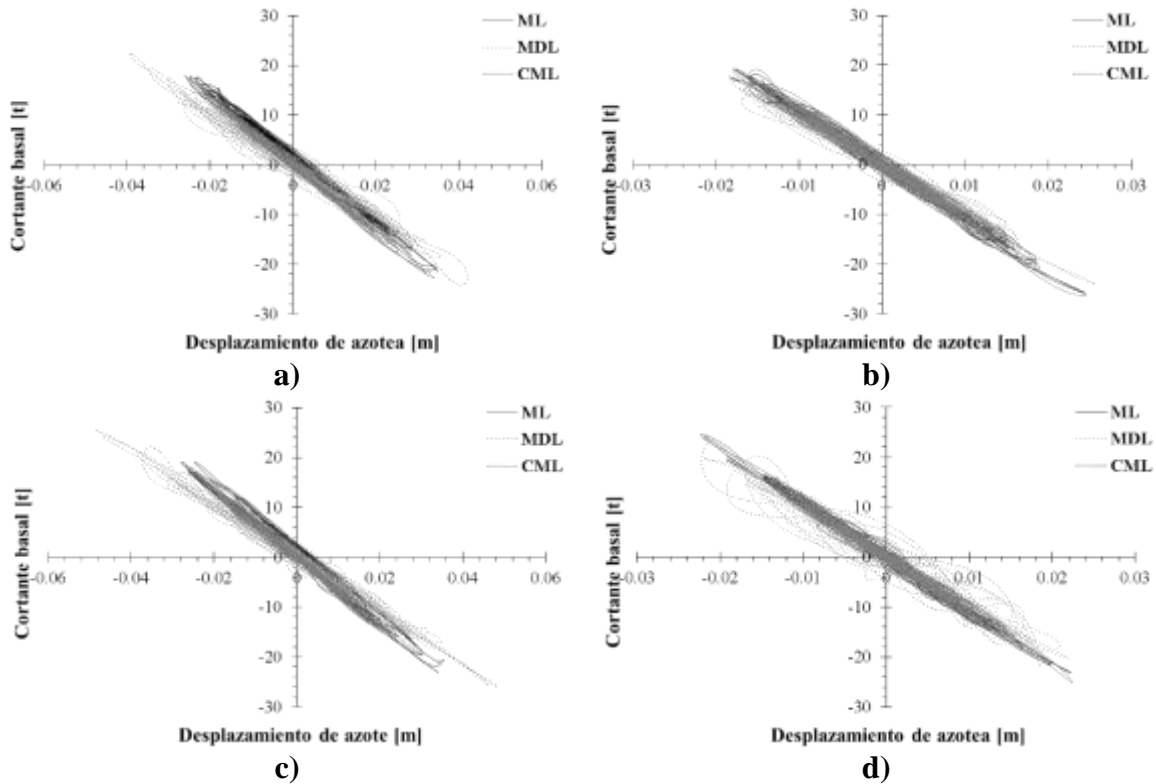


Figura C.9. Comportamiento sísmico de MCR de 5 niveles empleando el registro obtenido en la en la estación Unidad Colonia IMSS en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

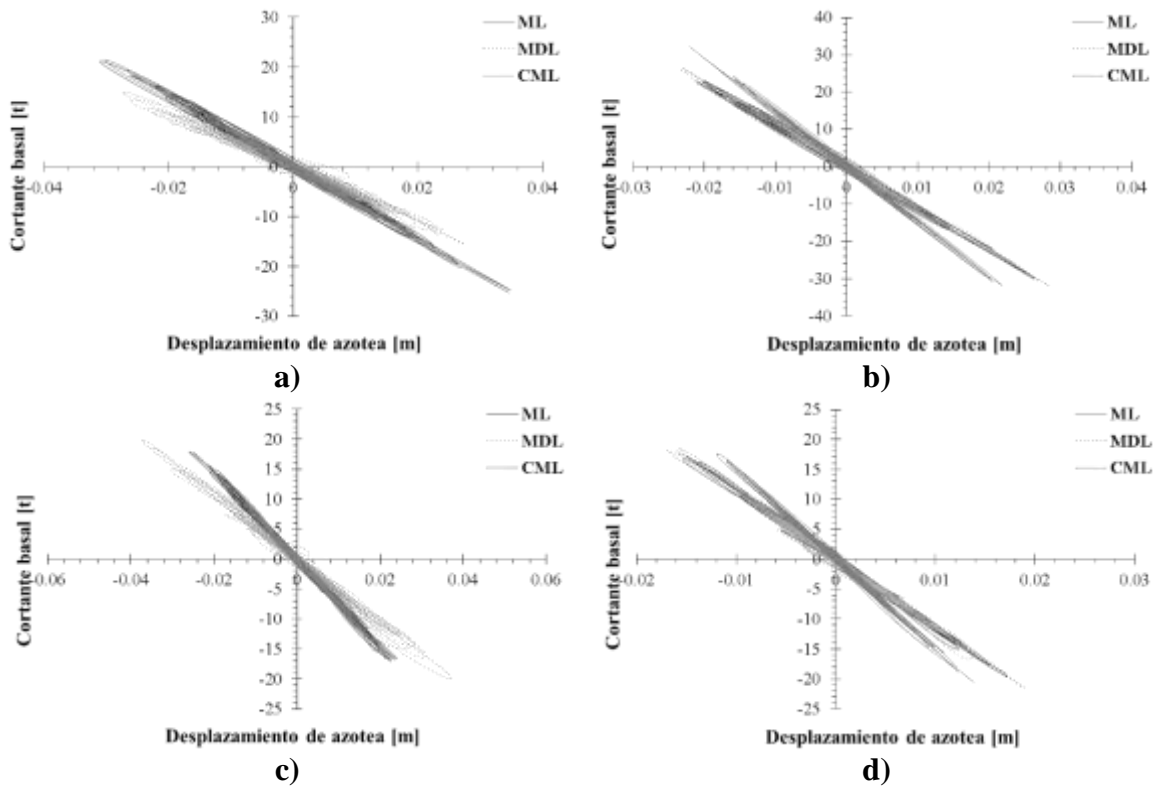
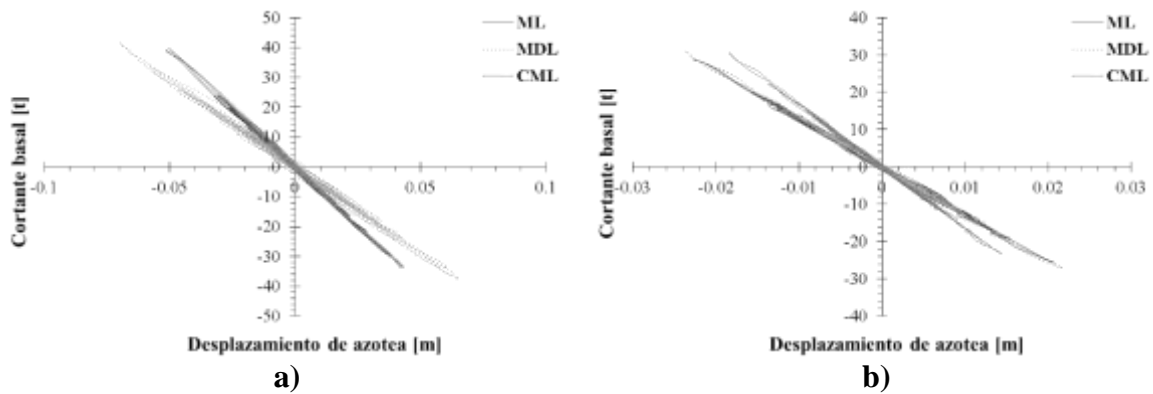


Figura C.10. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la estación Sismex Viveros en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)



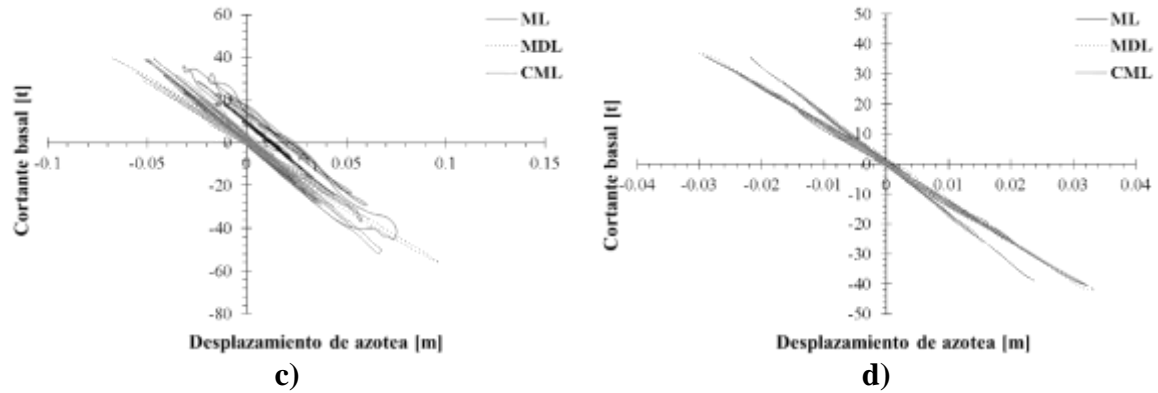


Figura C.11. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la en la estación Tláhuac Bombas en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

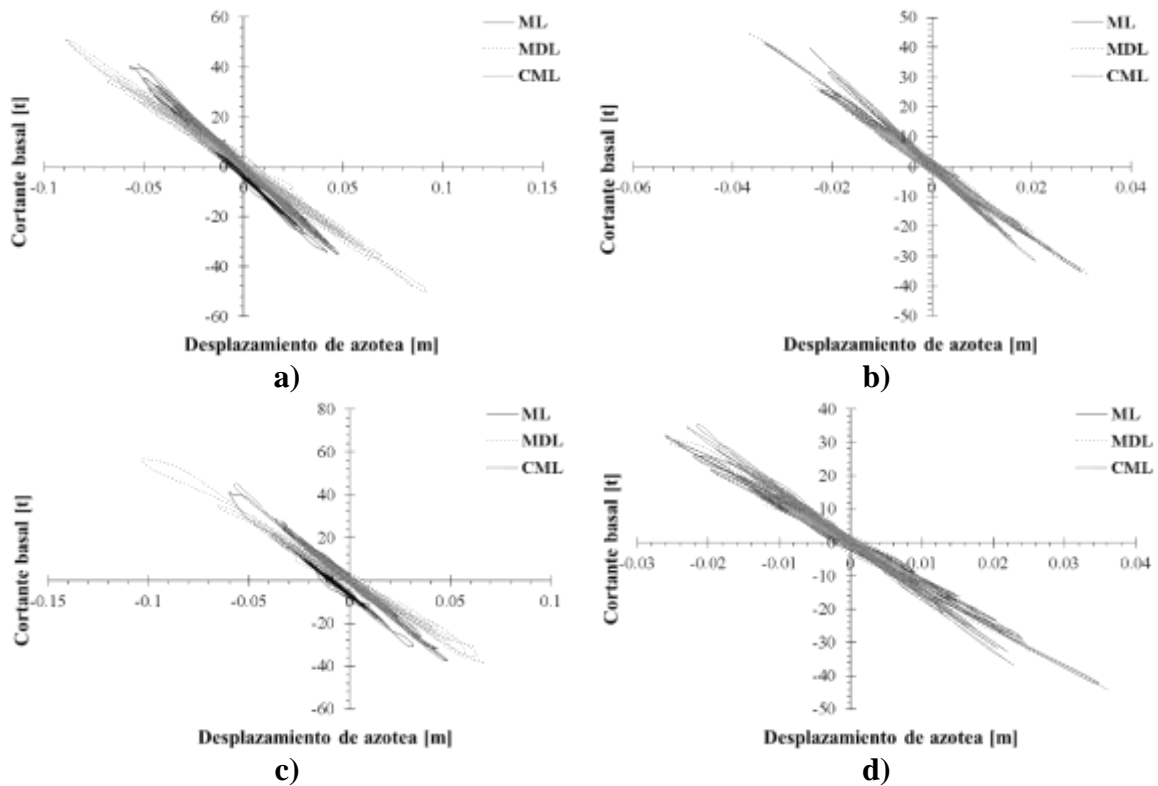


Figura C.12. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la en la estación Tláhuac Deportivo en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

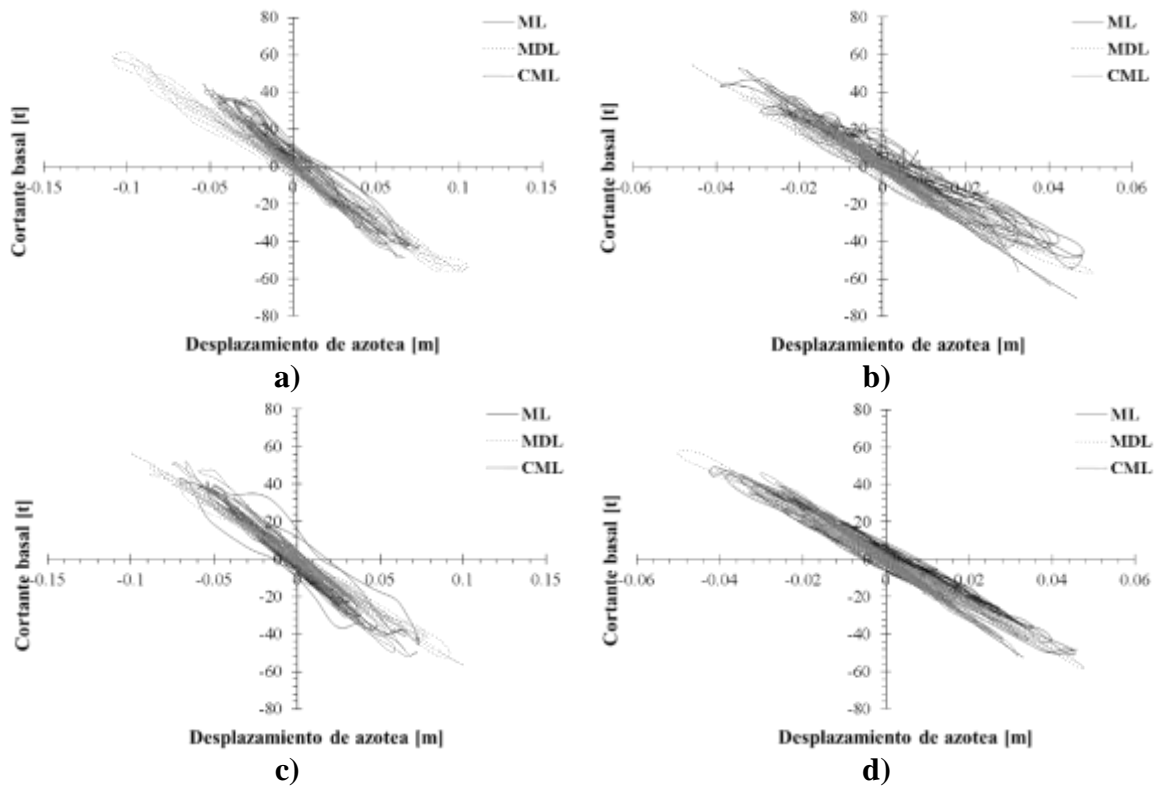
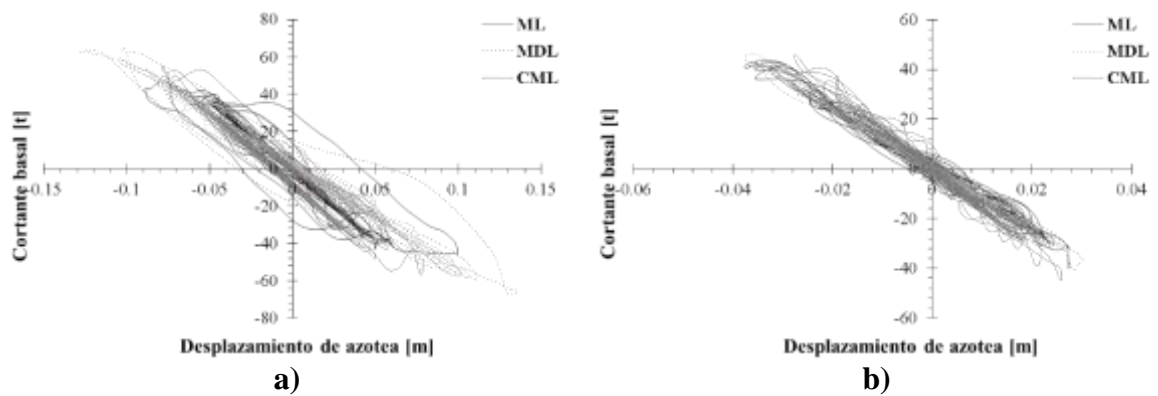


Figura C.13. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la estación Jardín de Niños Luz García Campillo en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)



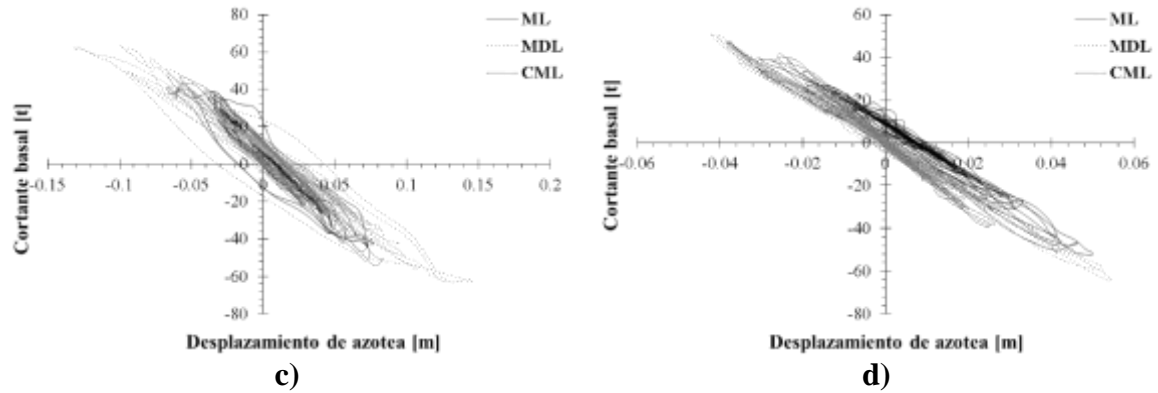


Figura C.14. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la estación Escuela Secundaria Técnica No.95 en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñados con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

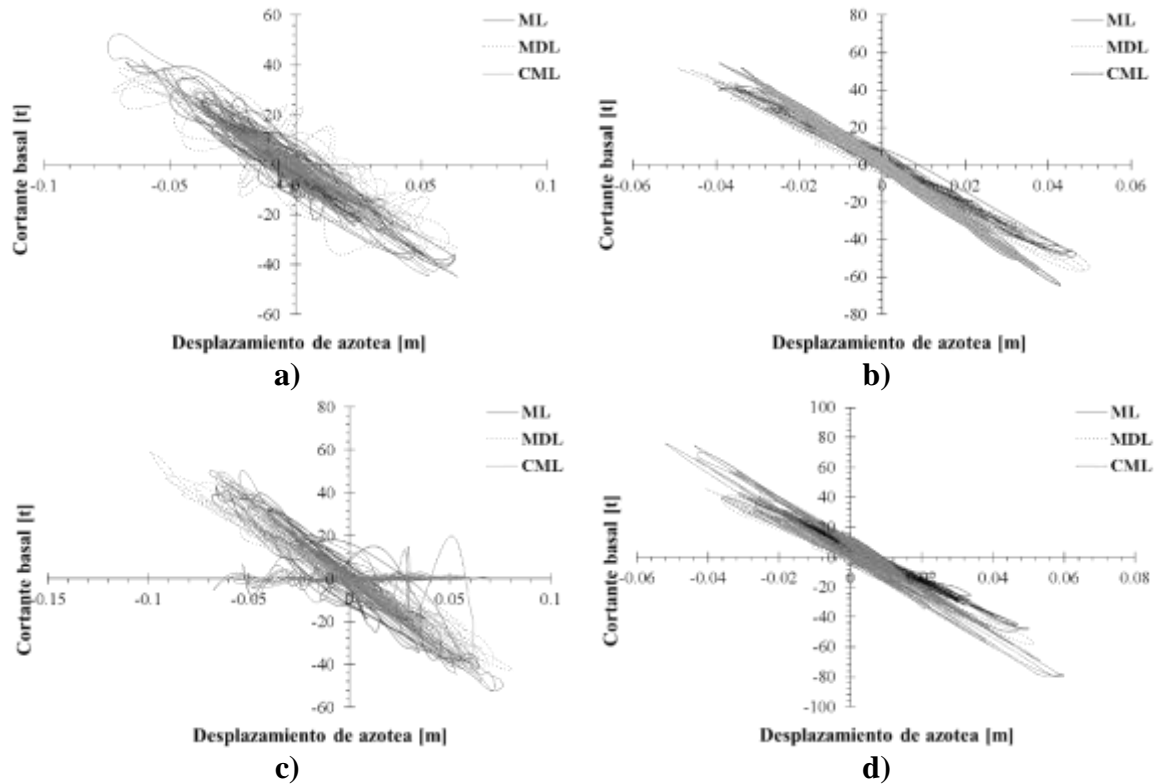


Figura C.15. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la estación Liconsa en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñados con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

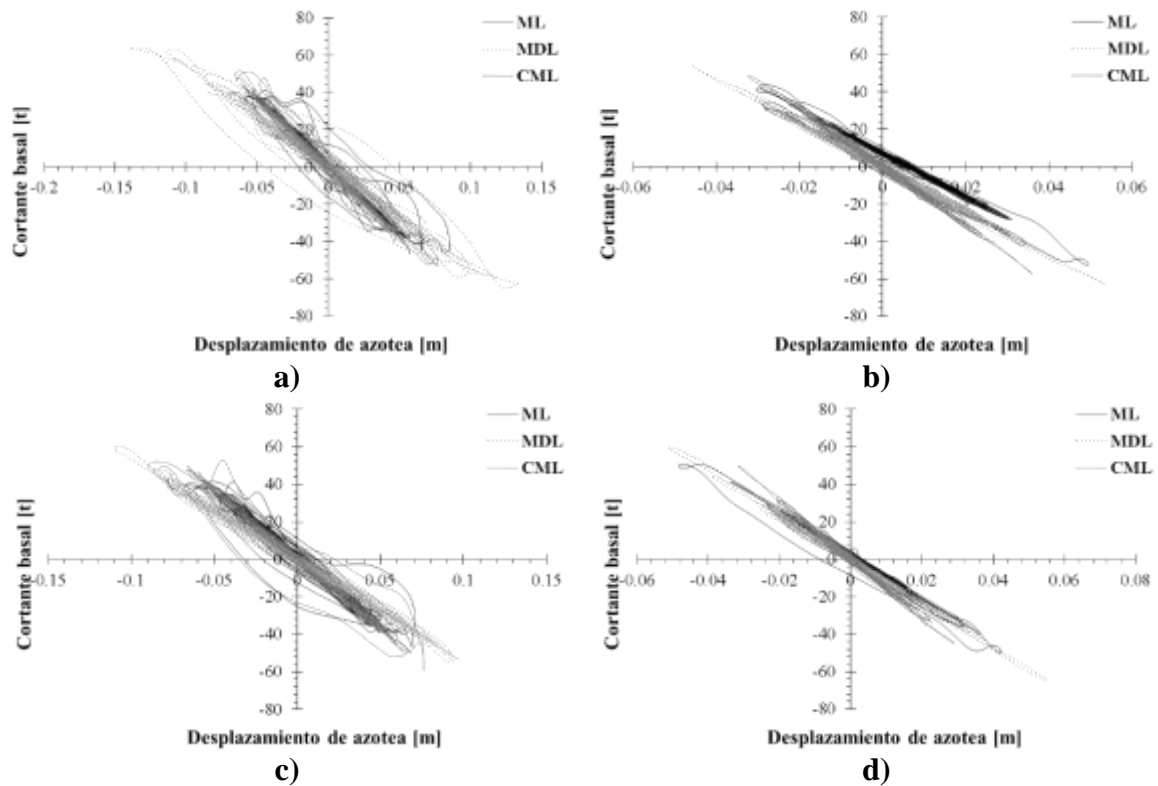
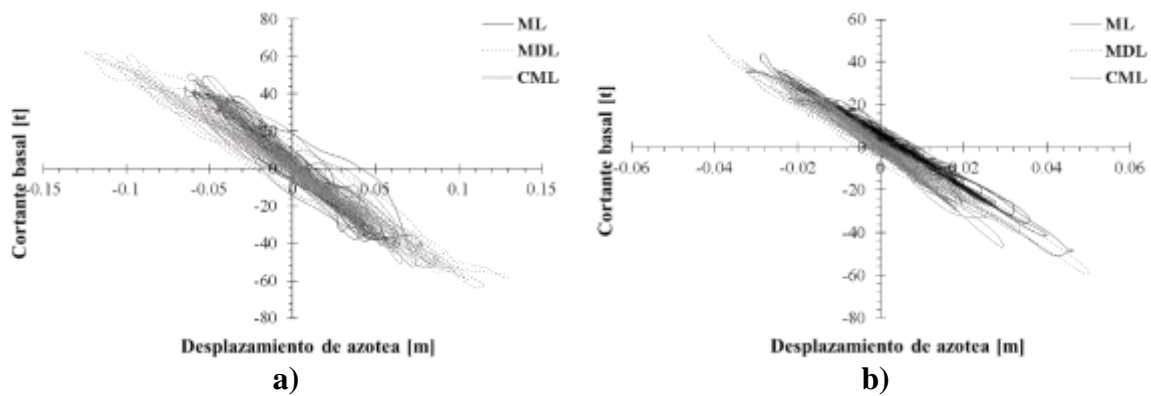


Figura C.16. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la en la estación Lindavista en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)



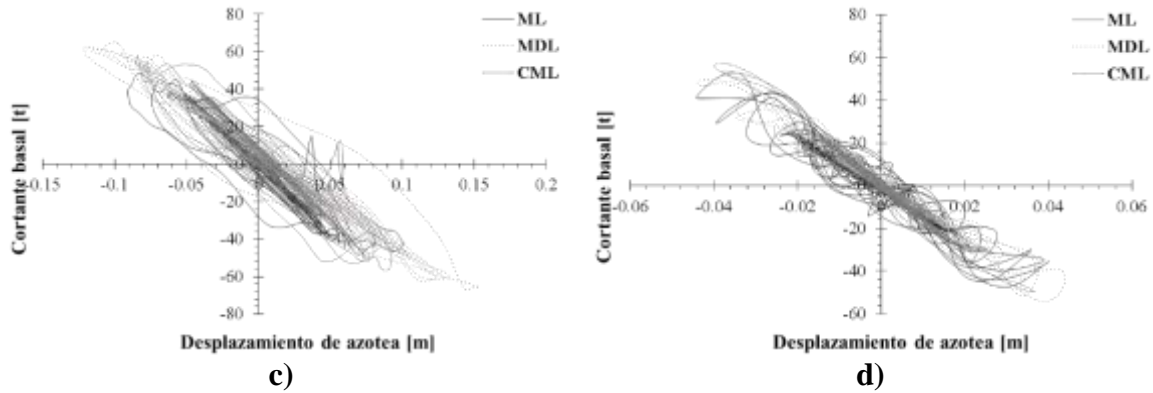


Figura C.17. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la estación San Simón en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

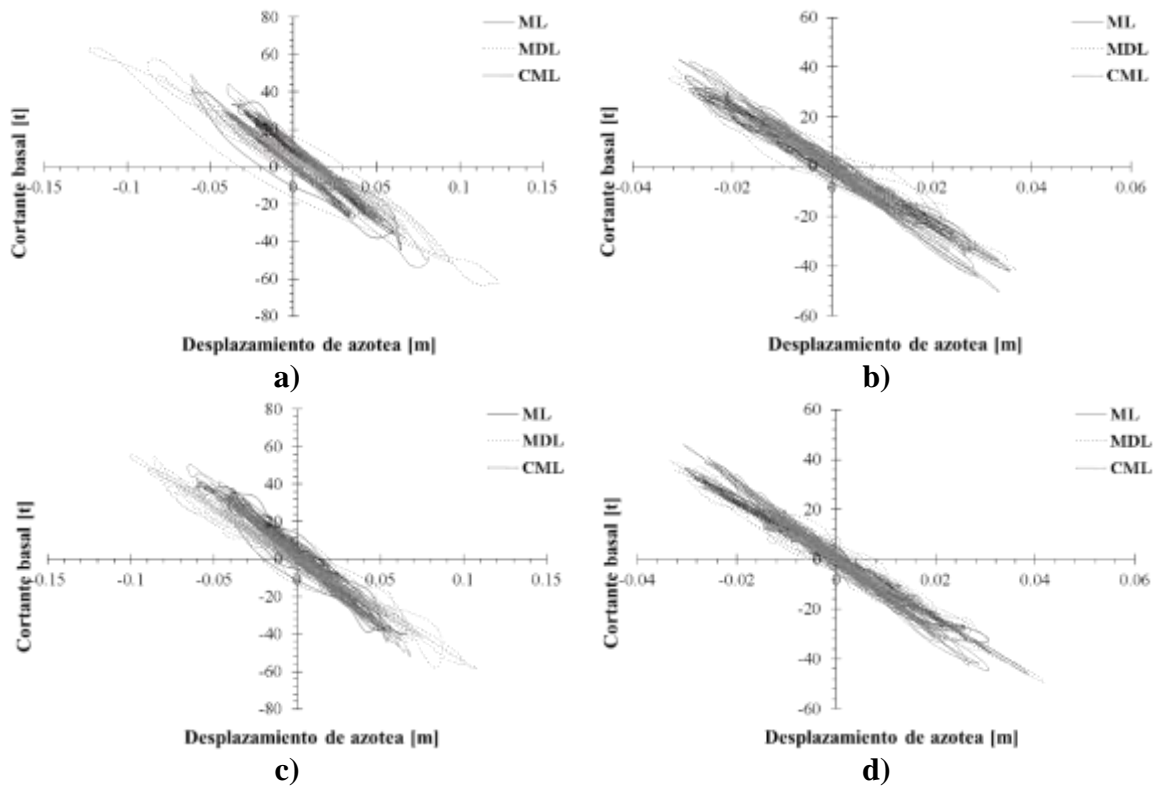


Figura C.18. Comportamiento sísmico de MCR de 7 niveles empleando el registro obtenido en la estación Unidad Colonia IMSS en la dirección EW diseñados con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

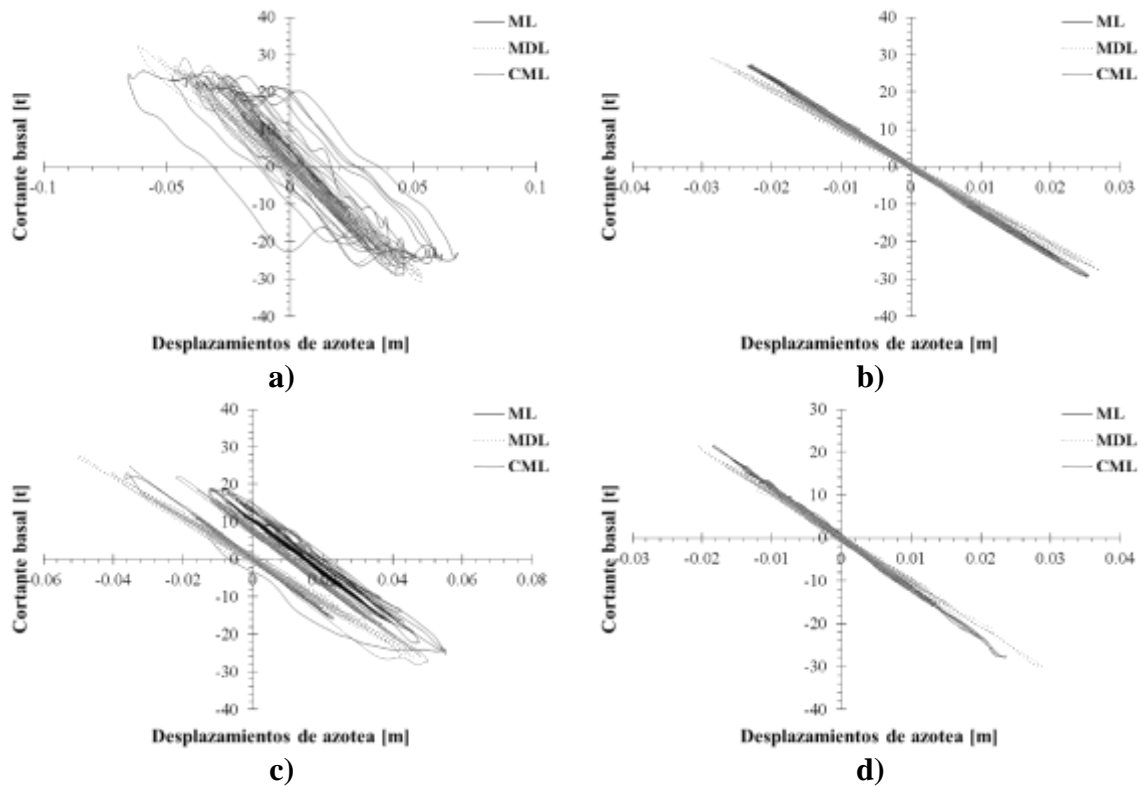
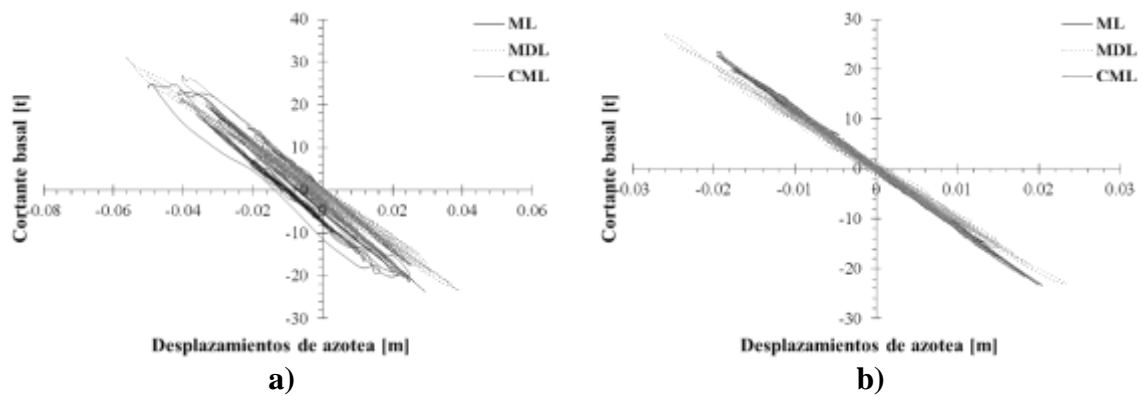


Figura C.19. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro CH84SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)



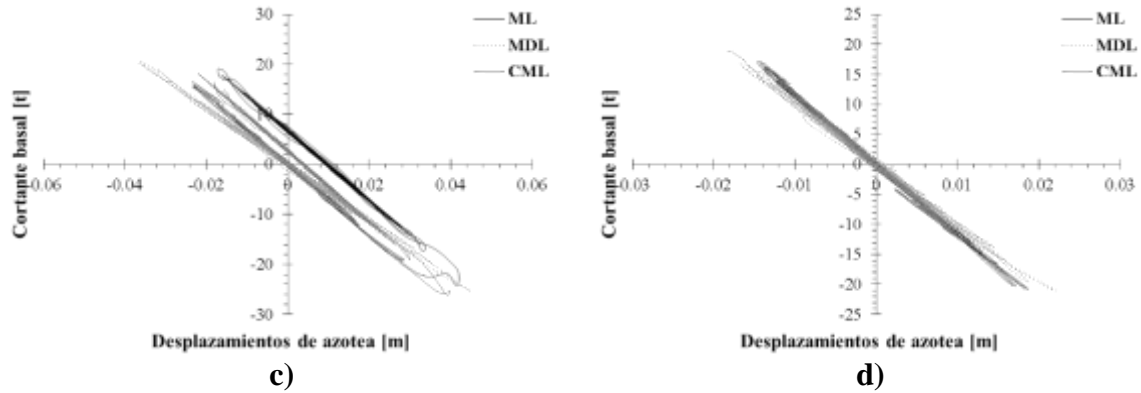


Figura C.20. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro IB22SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

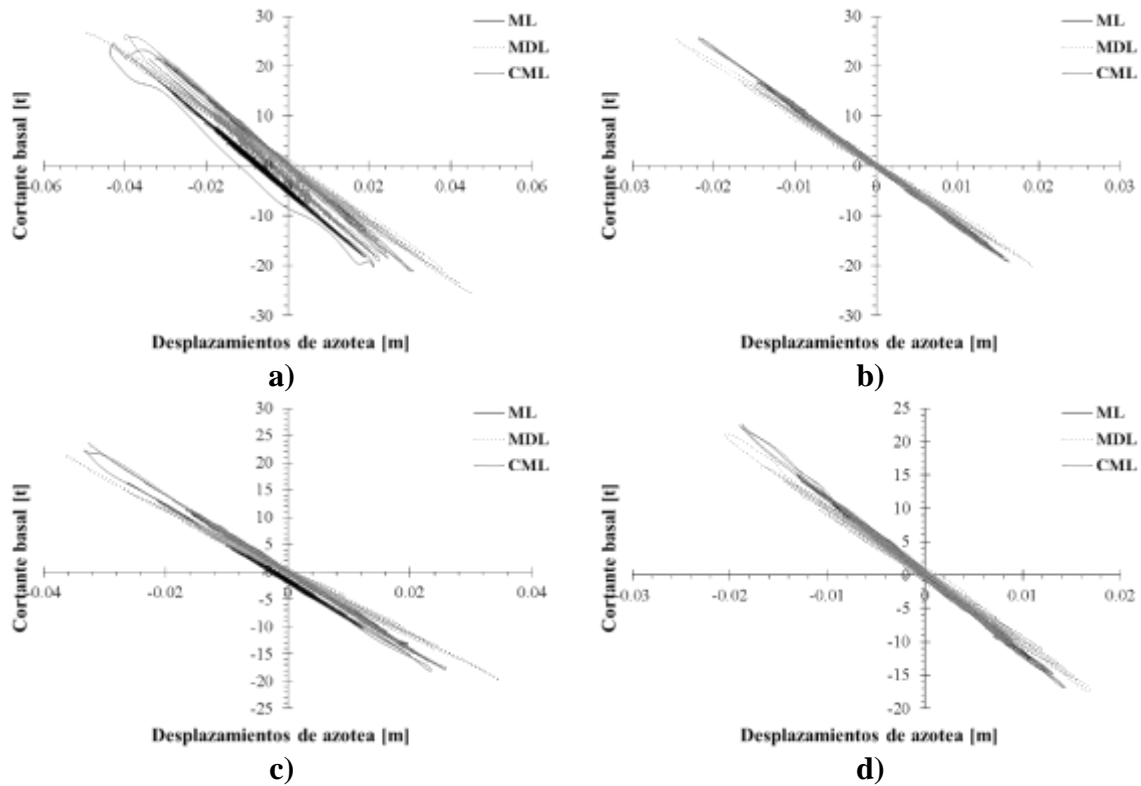


Figura C.21. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro IB22SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

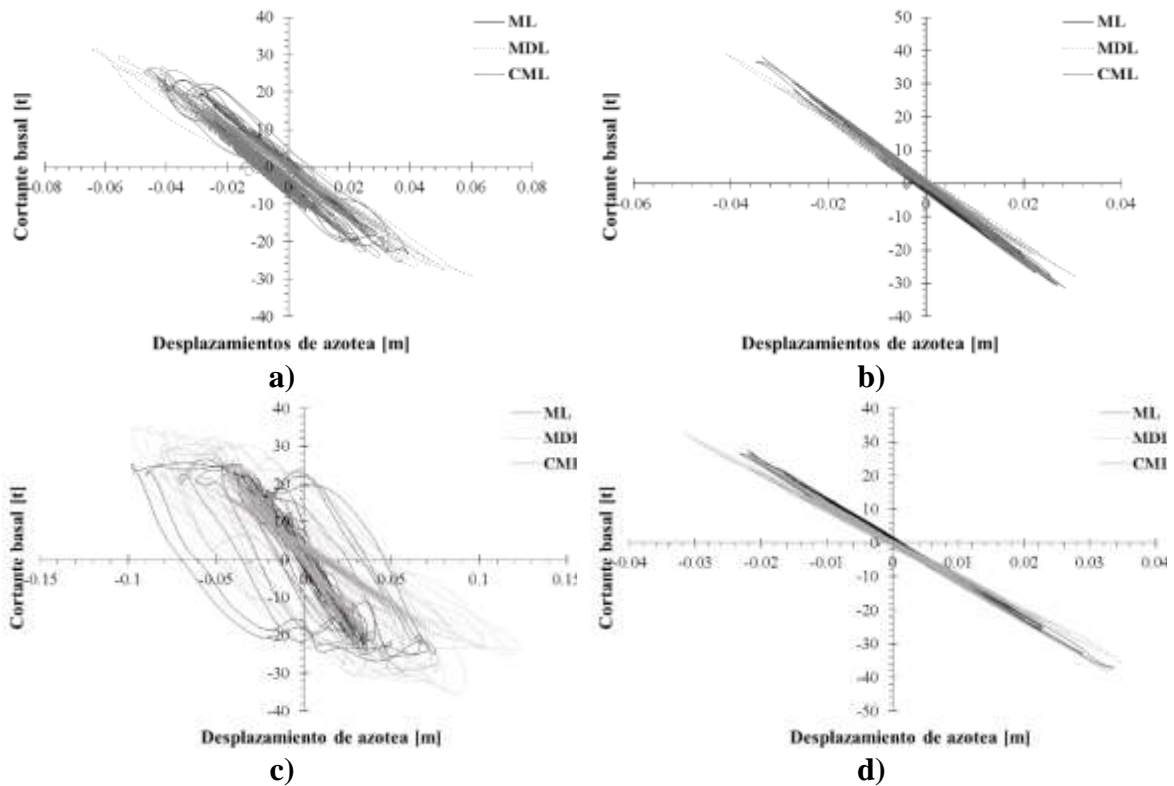
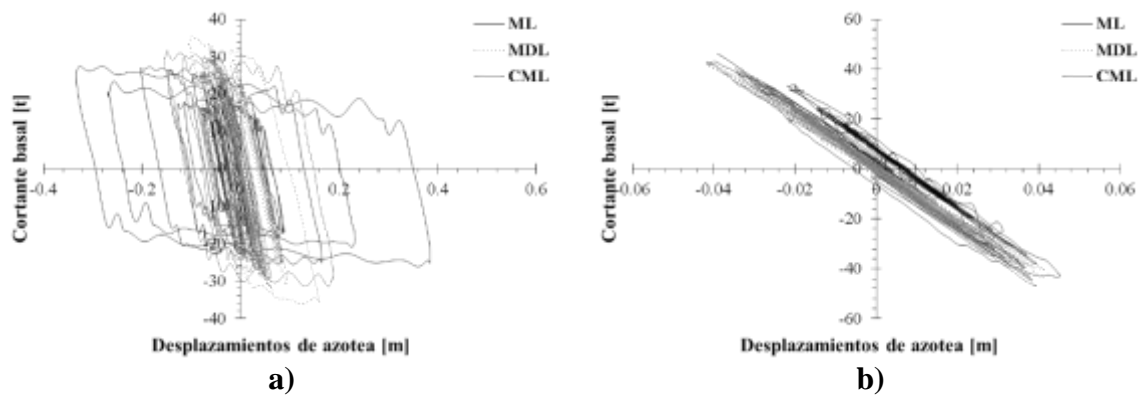


Figura C.22. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro JC54SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)



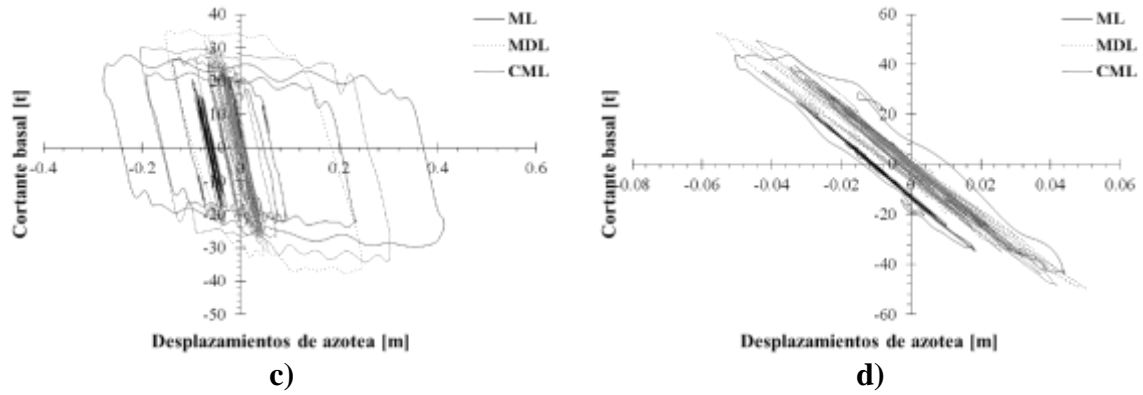


Figura C.23. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro LI33SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

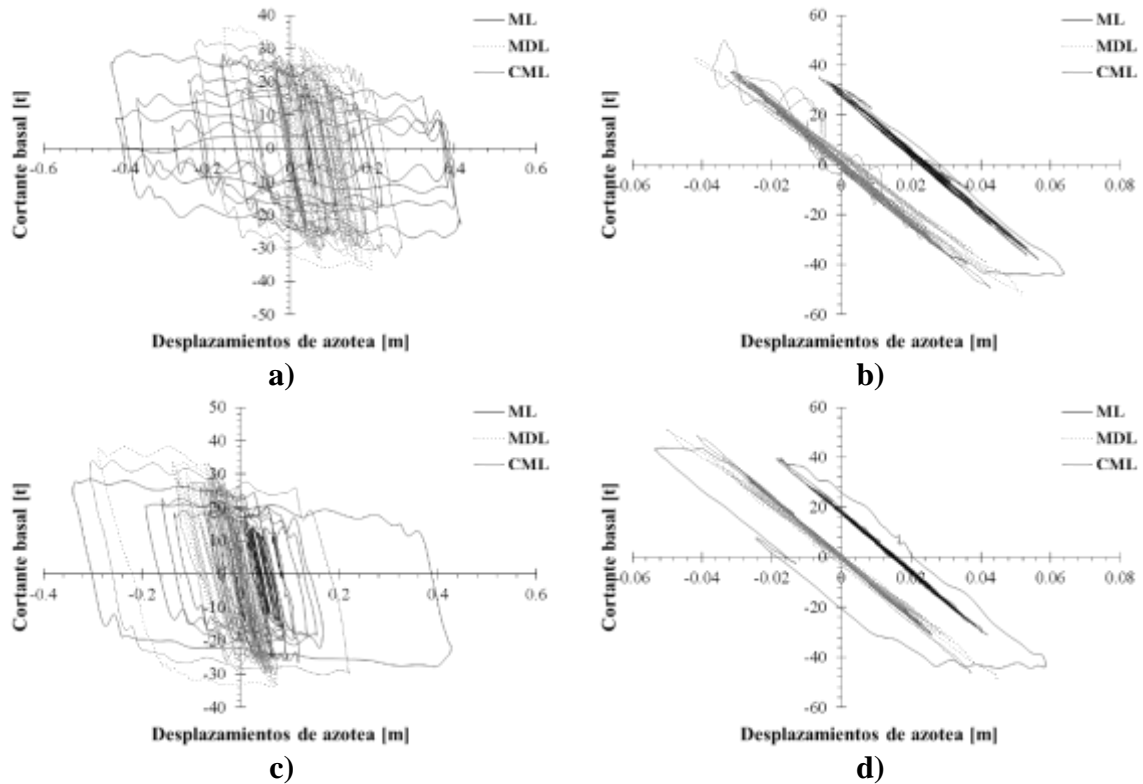


Figura C.24. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro LI33SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

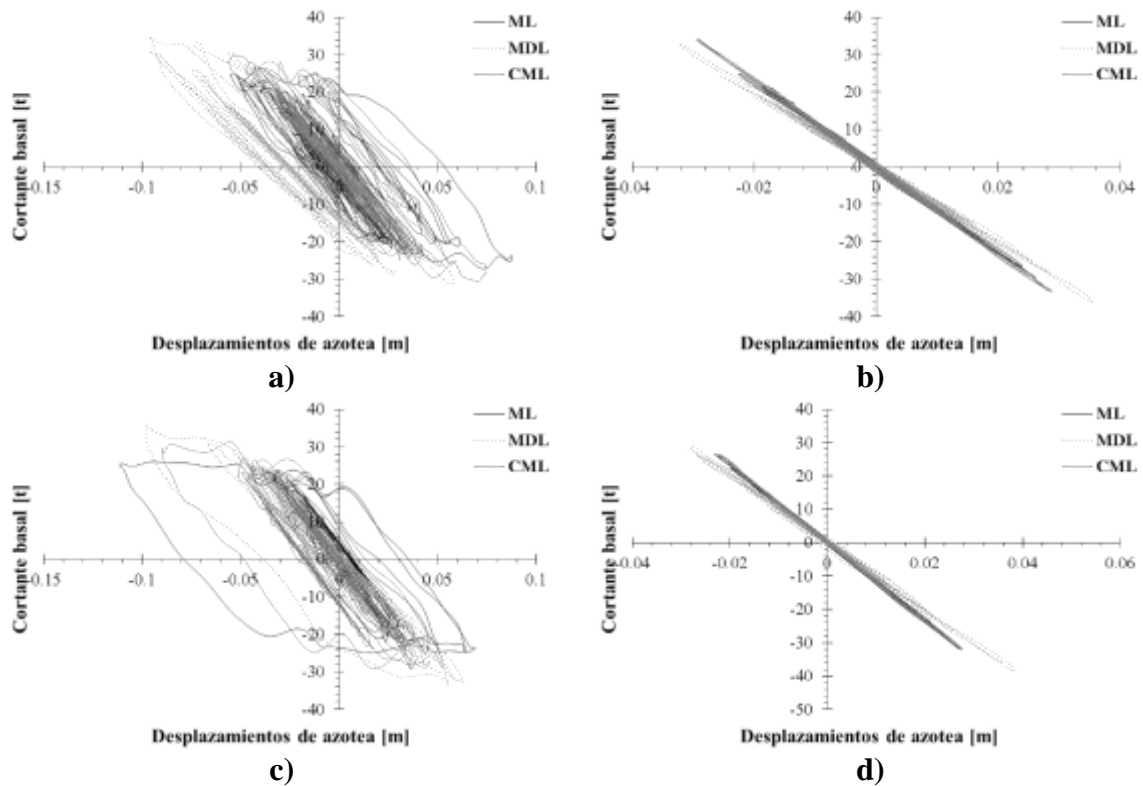
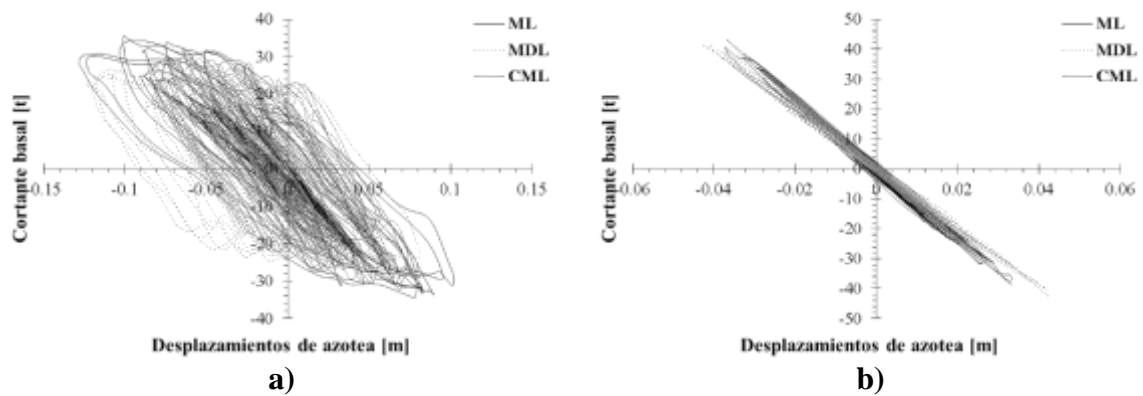


Figura C.25. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro LV17SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)



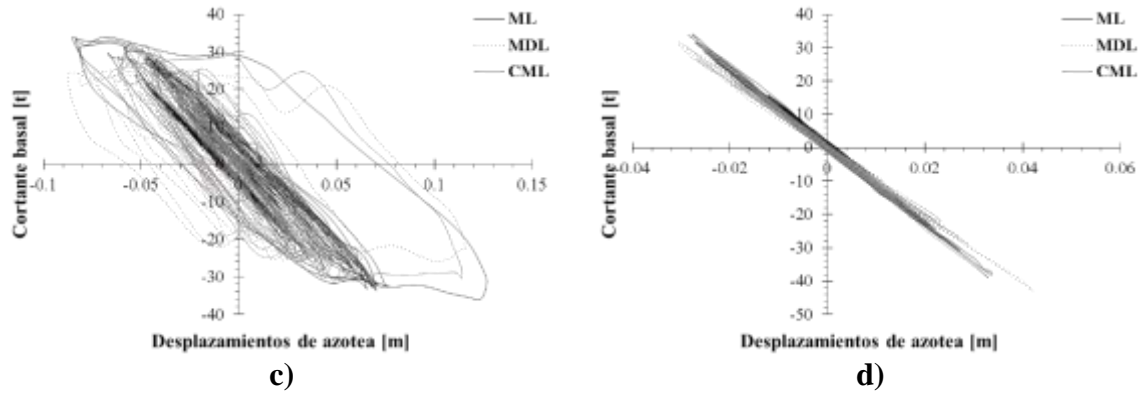


Figura C.26. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro LV17SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

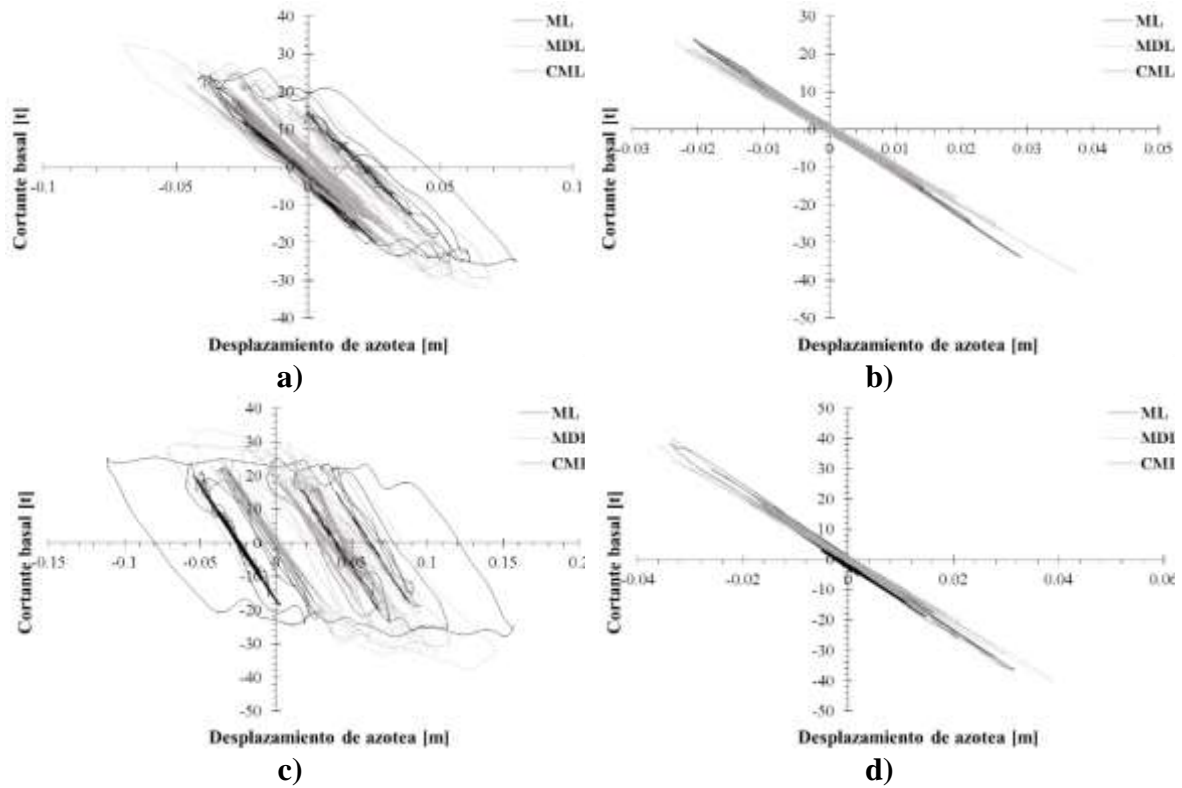


Figura C.27. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro MI15SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

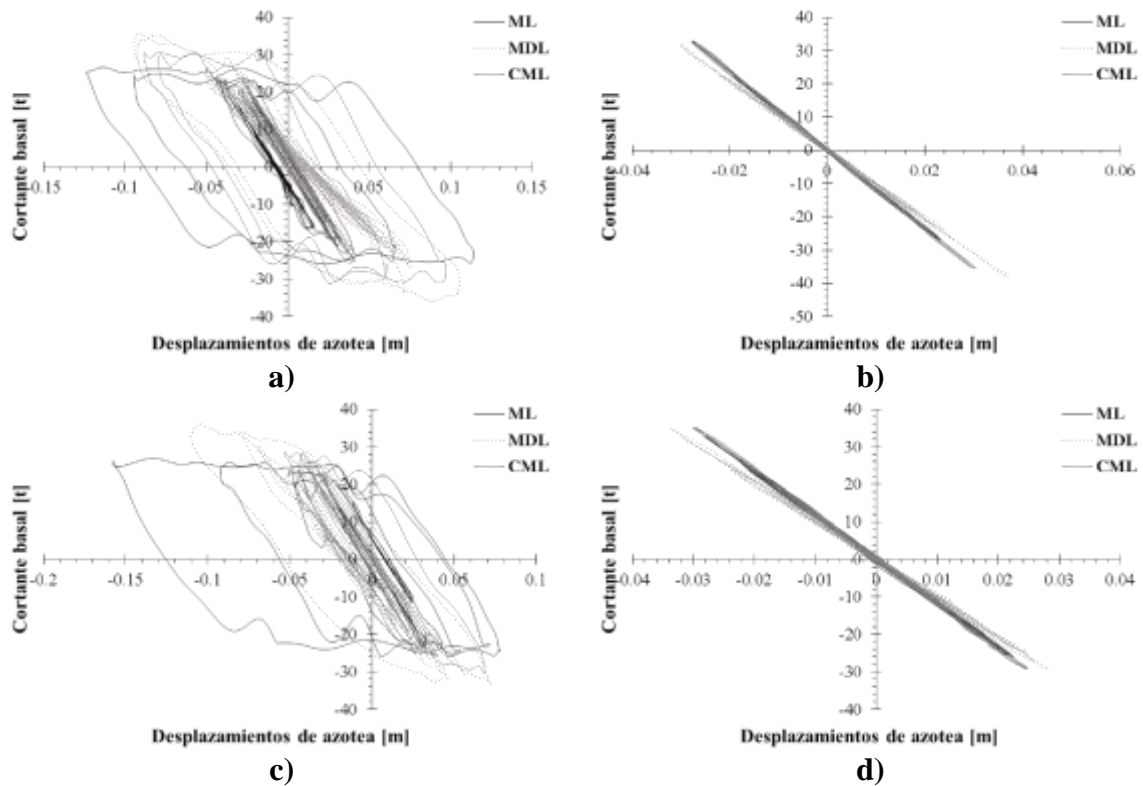
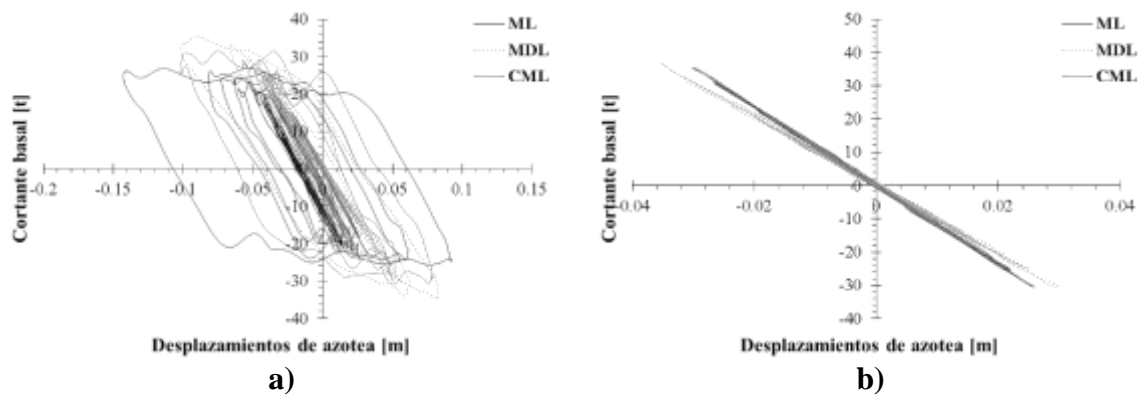


Figura C.28. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro SI53SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)



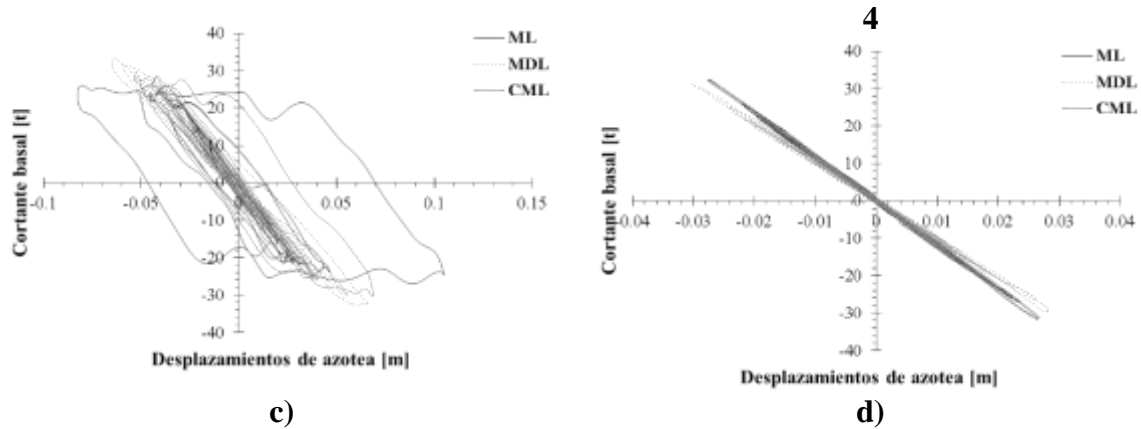


Figura C.29. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro SI53SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

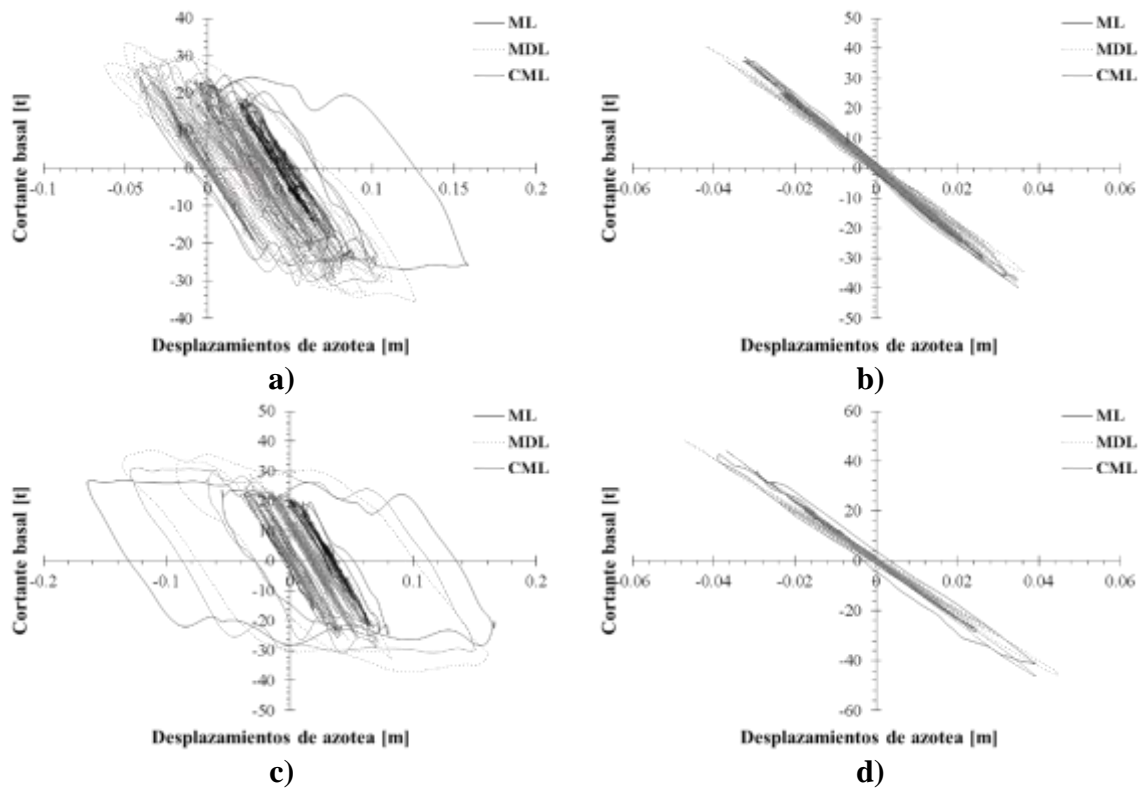


Figura C.30. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro UC44SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

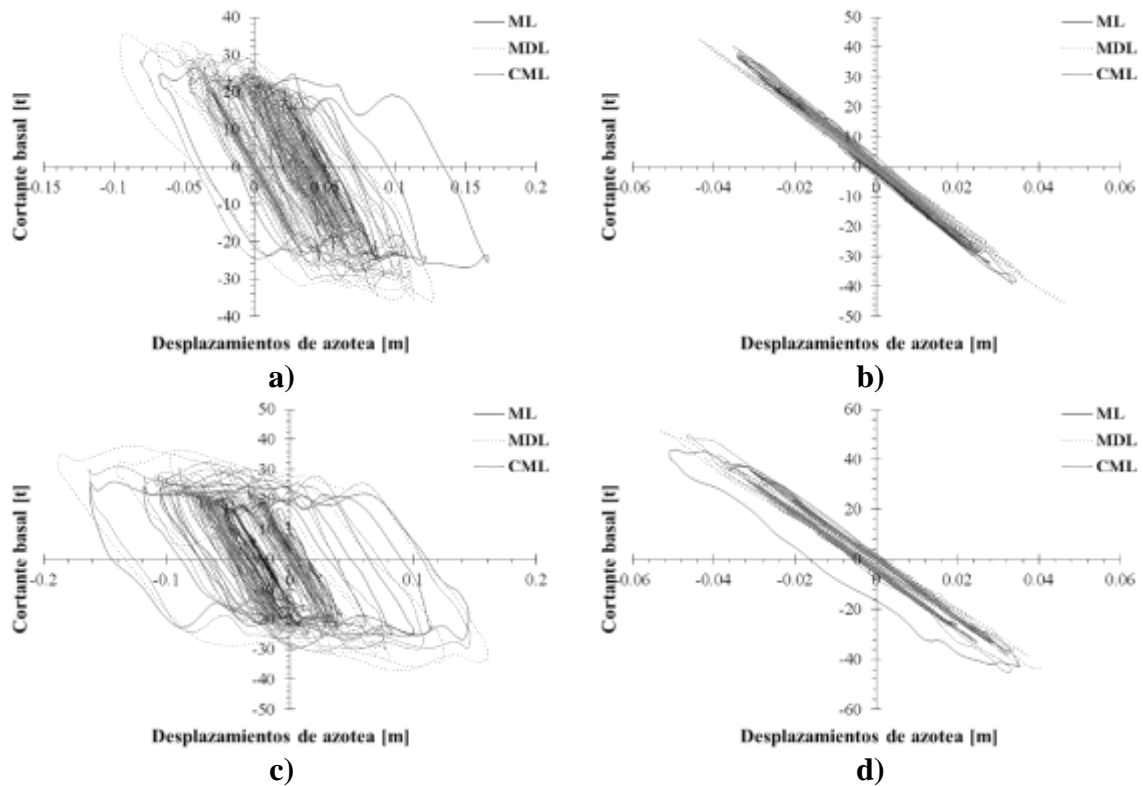
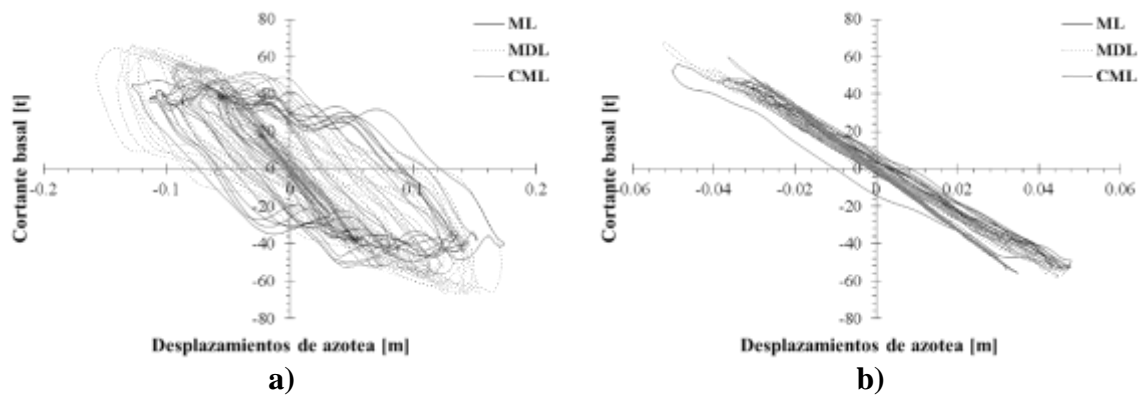


Figura C.31. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 5 niveles empleando el registro UC44SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)



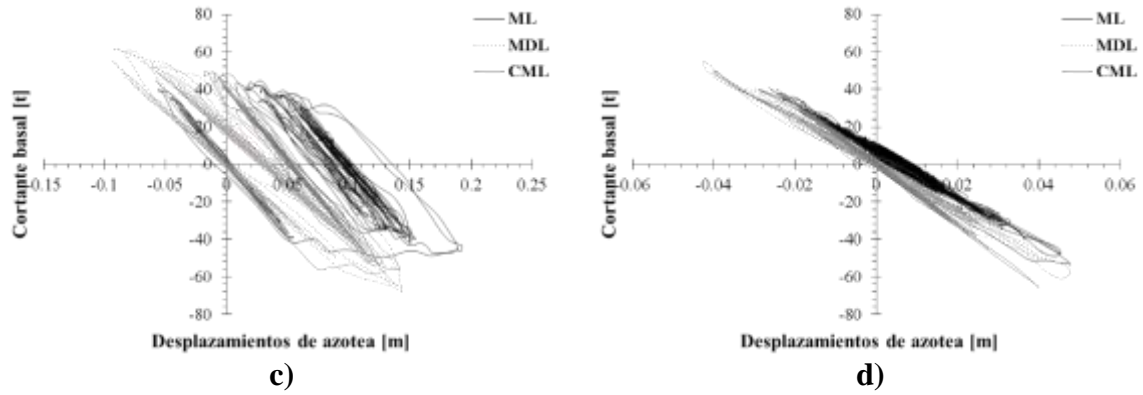


Figura C.32. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro CH84SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

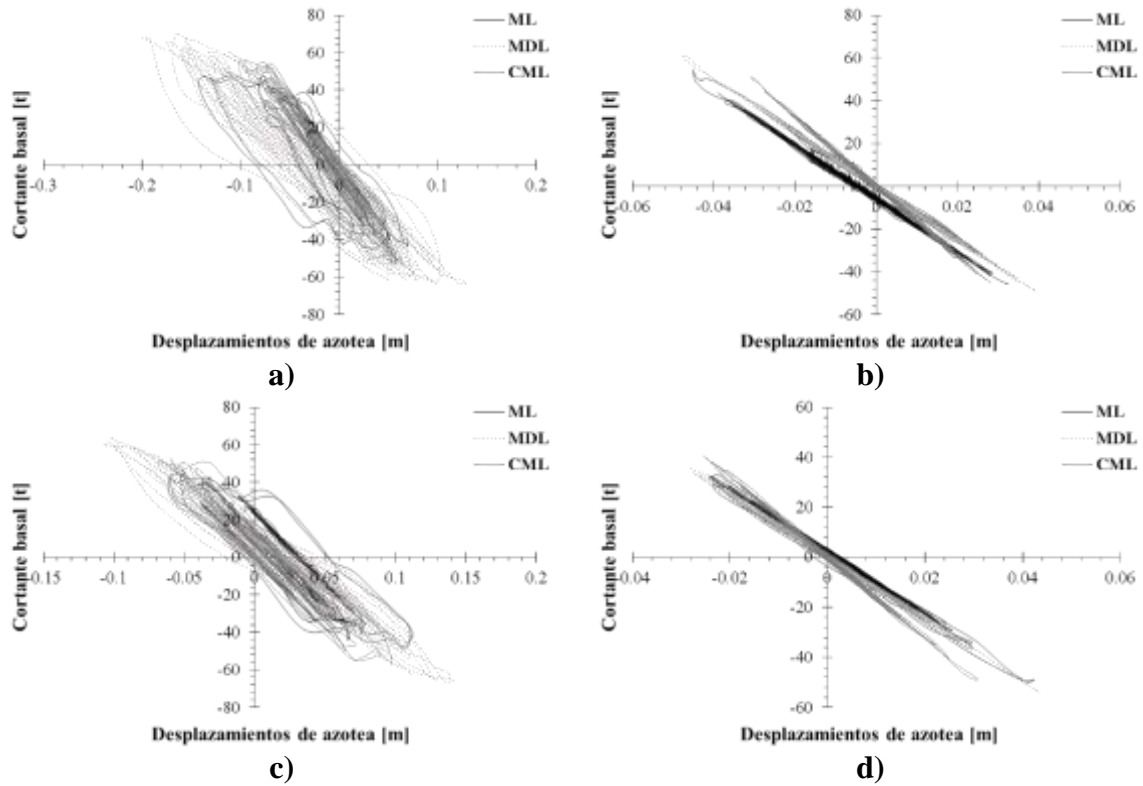


Figura C.33. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro IB22SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

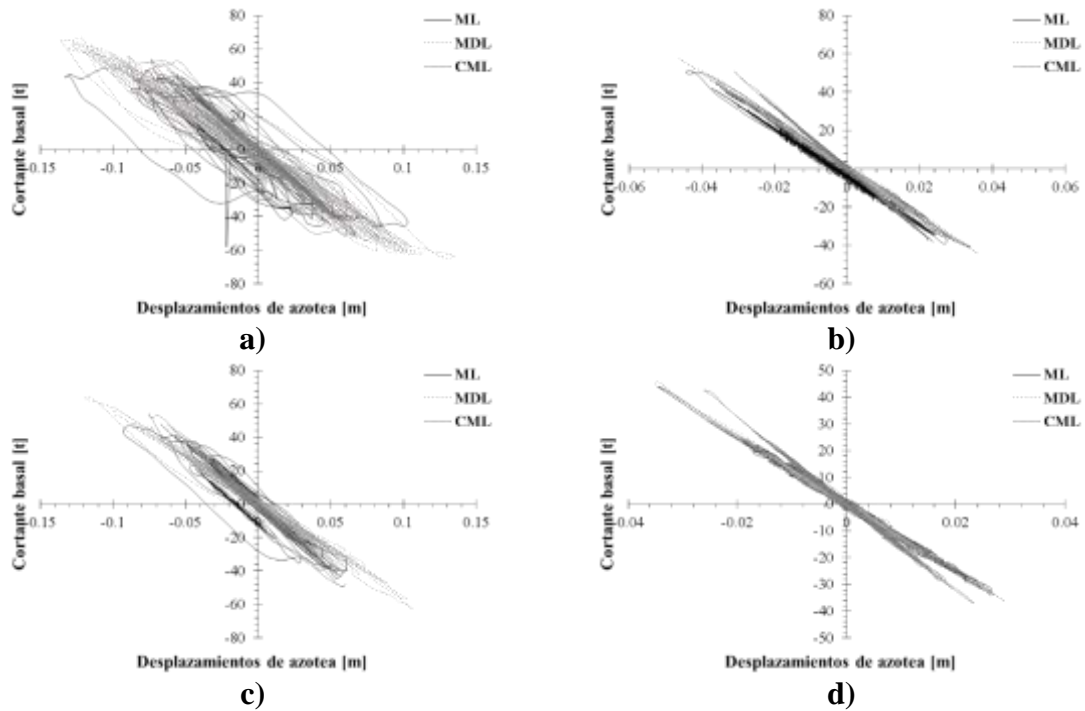


Figura C.34. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro IB22SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

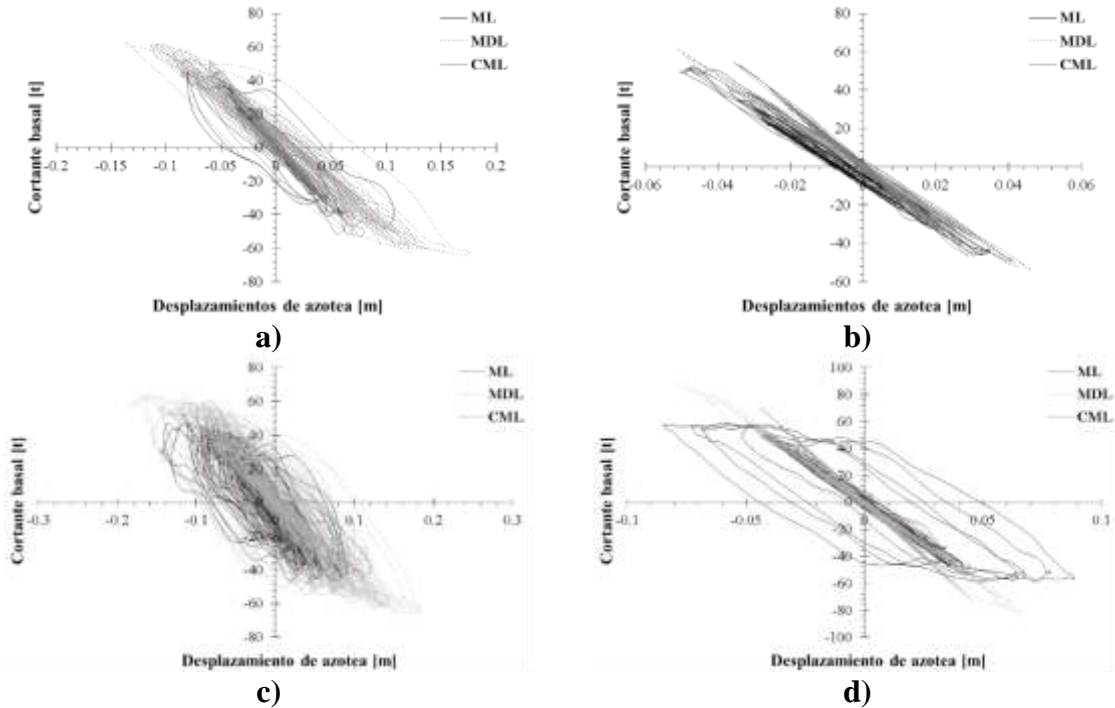


Figura C.35. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro JC54SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

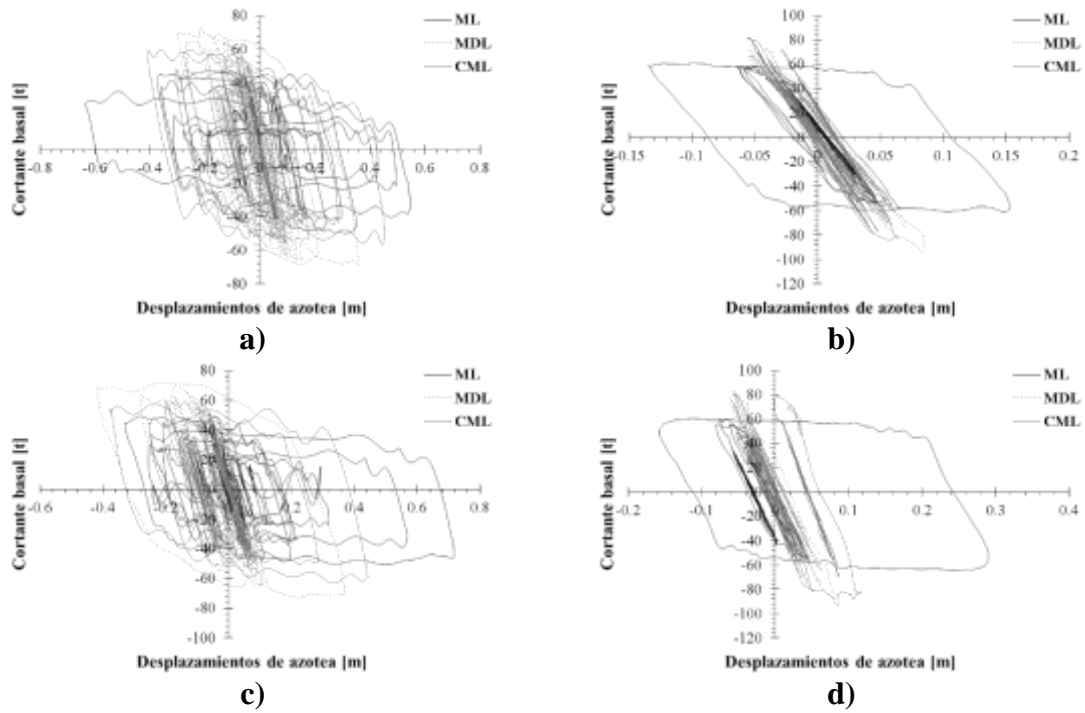


Figura C.36. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro LI33SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

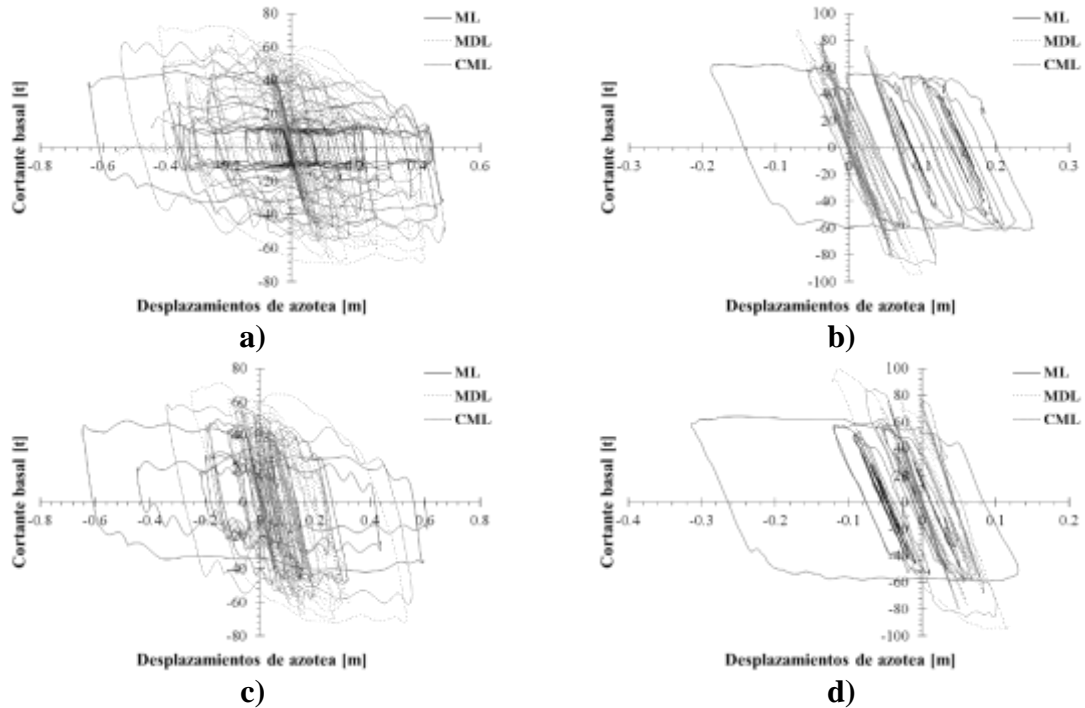


Figura C.37. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro LI33SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

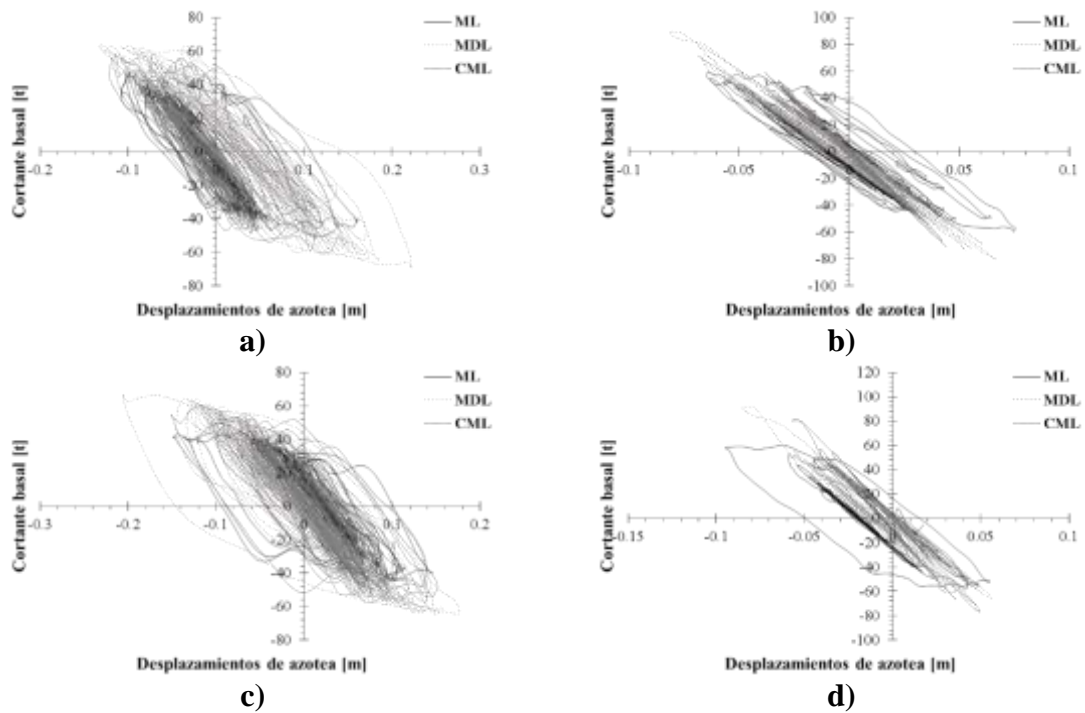


Figura C.38. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro LV17SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

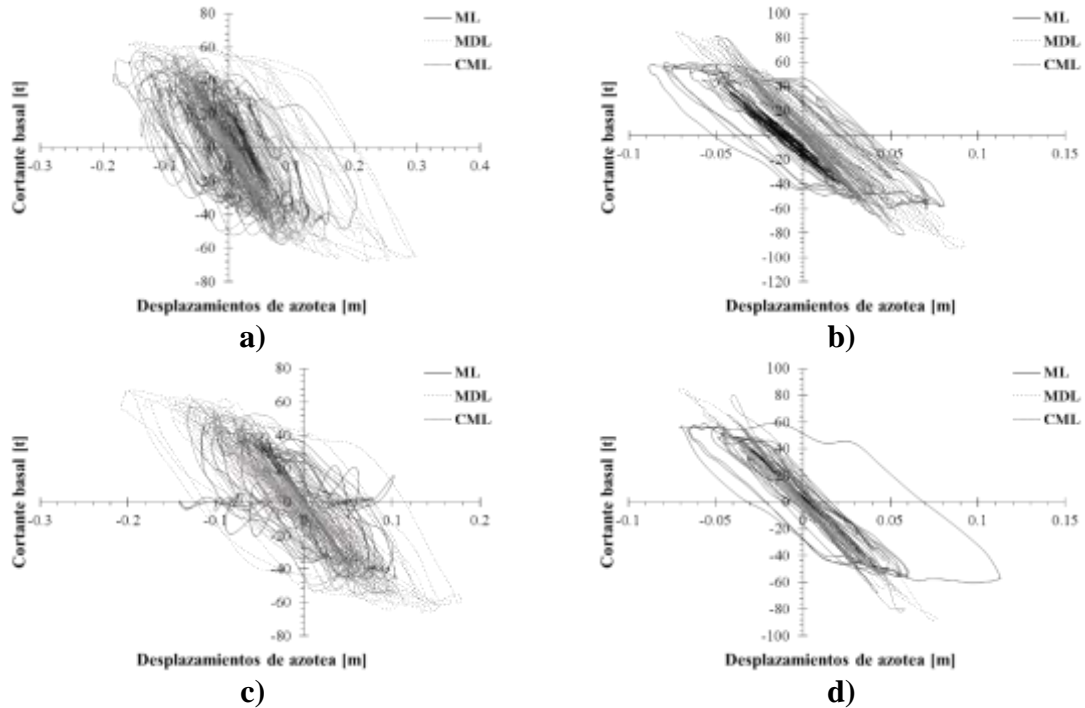


Figura C.39. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro LV17SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

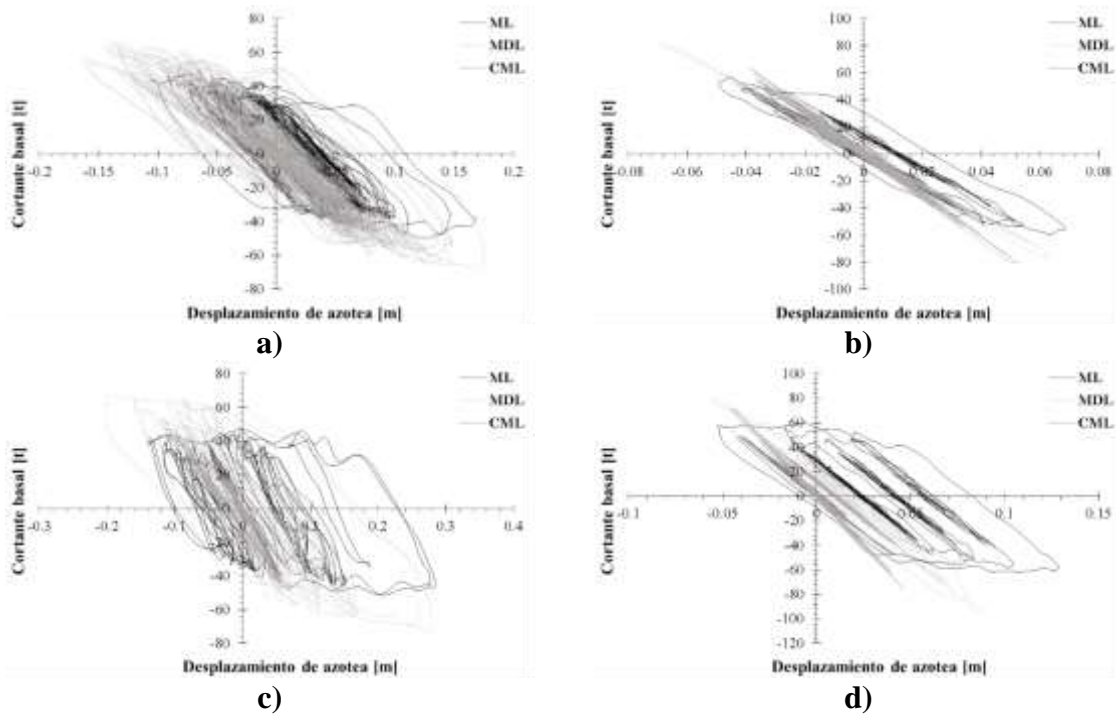


Figura C.40. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro MI15SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

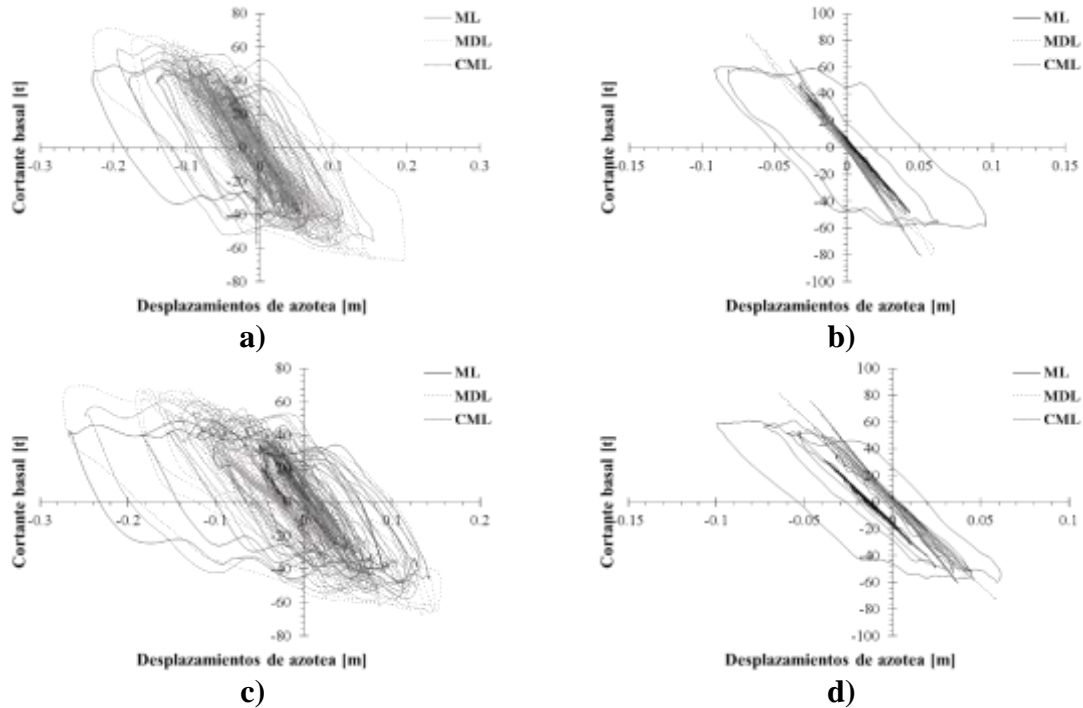


Figura C.41. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro SI53SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

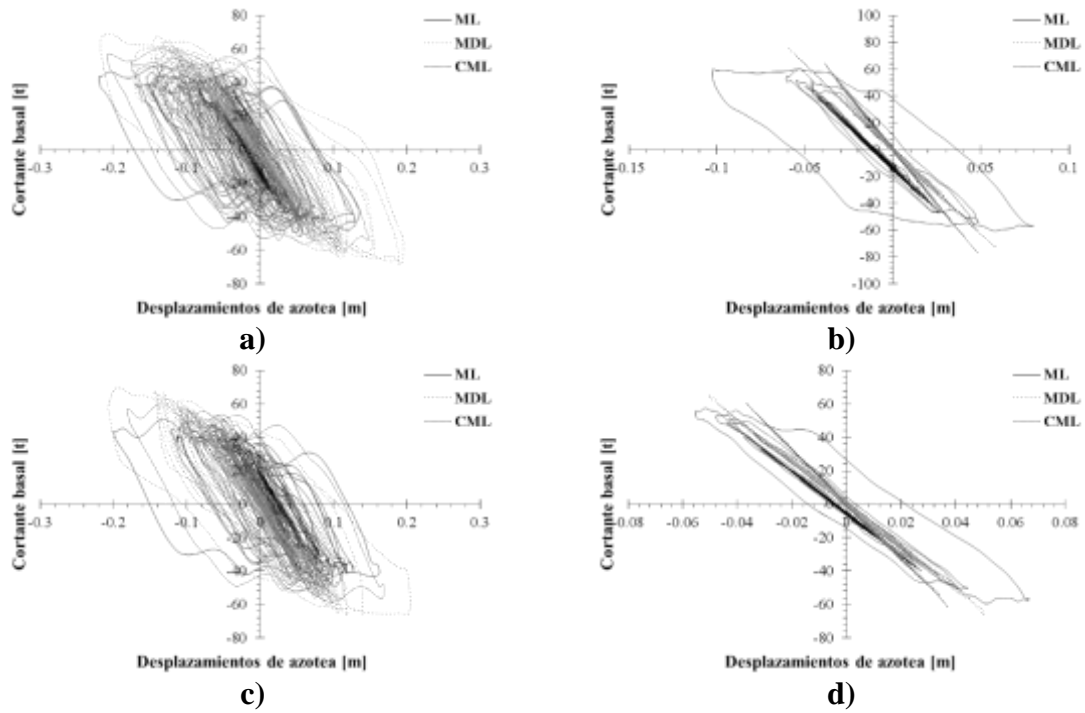


Figura C.42. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro SI53SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

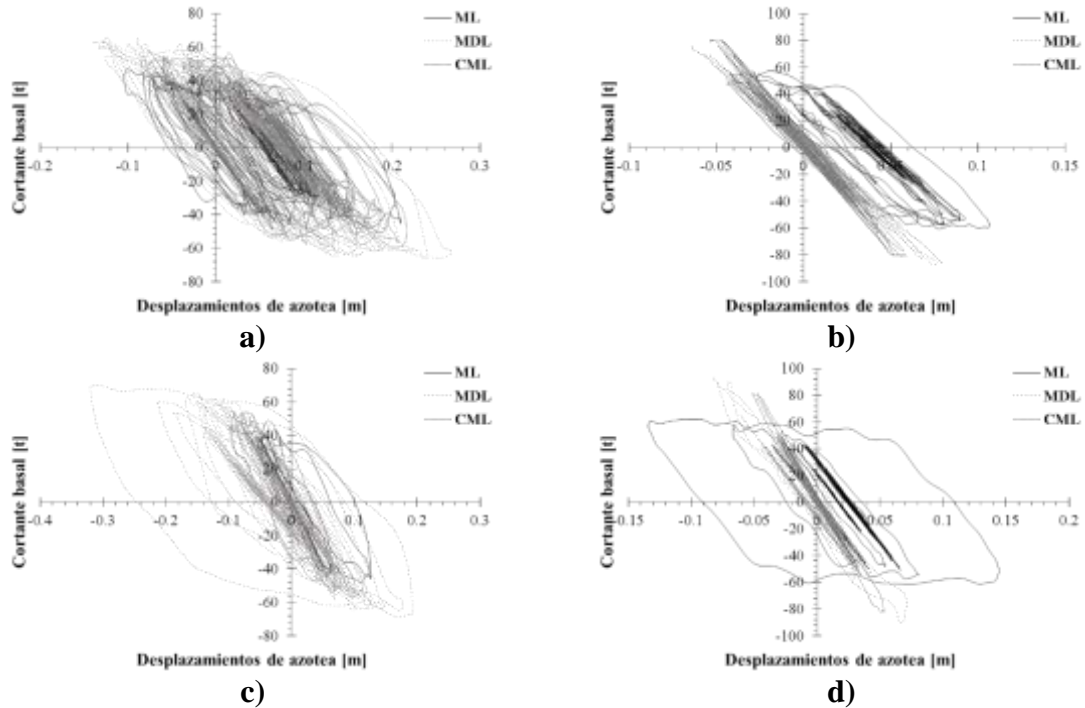


Figura C.43. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro UC44SIM-01 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

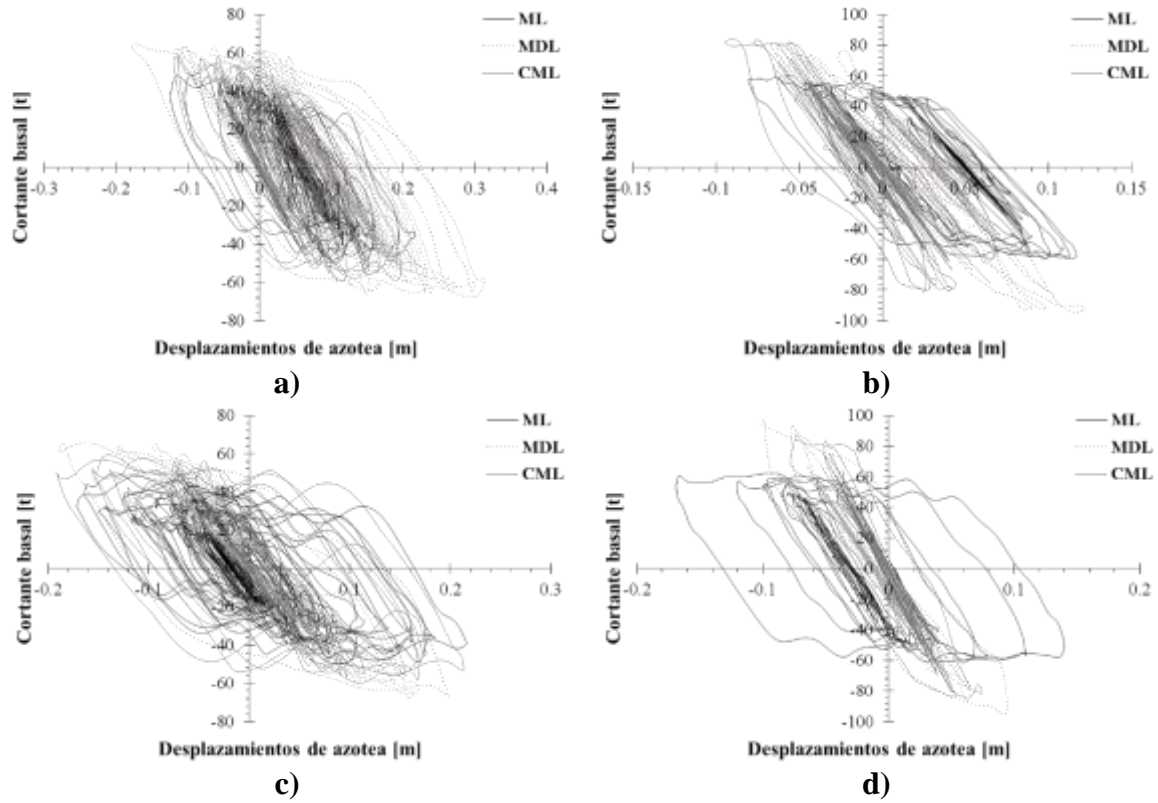


Figura C.44. Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado de 7 niveles empleando el registro UC44SIM-02 en la dirección EW diseñadas con: a) RCDF-1977 y b) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a) y en la dirección NS diseñadas con: c) RCDF-1977 y d) RCDF-2004 (DDF, 1977a y GDF, 2004a)

ANEXO D. DISTORSIONES DE ENTREPISO

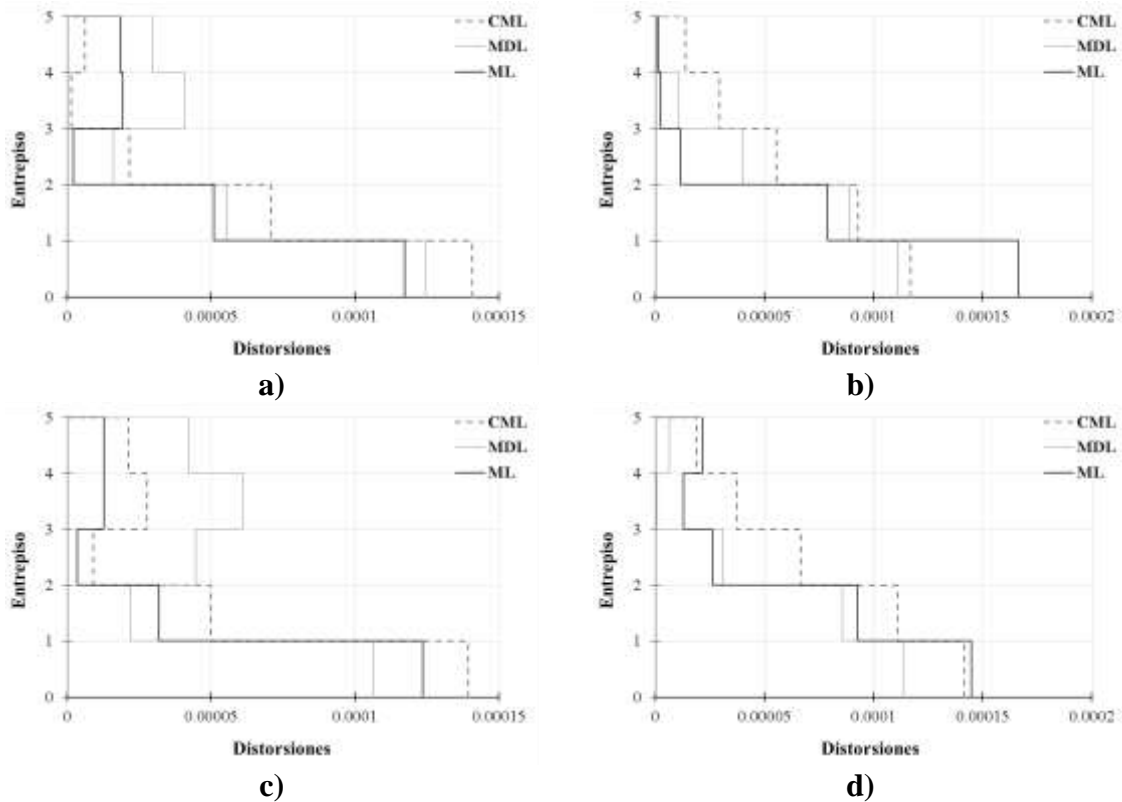
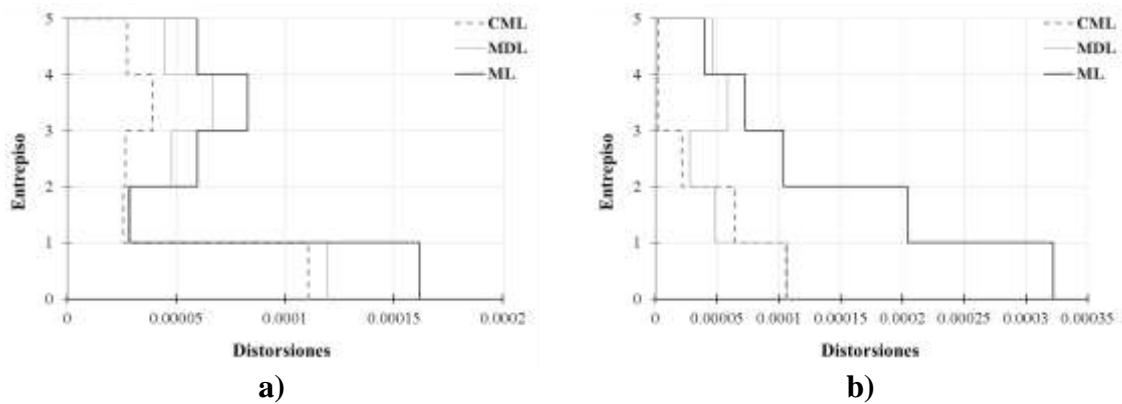
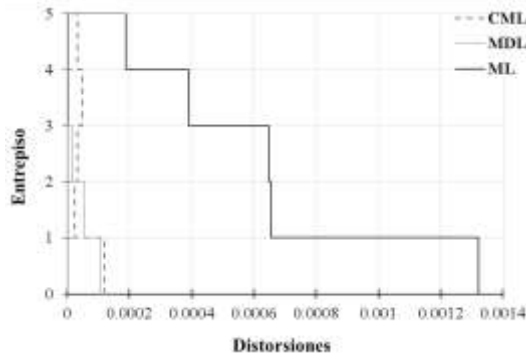
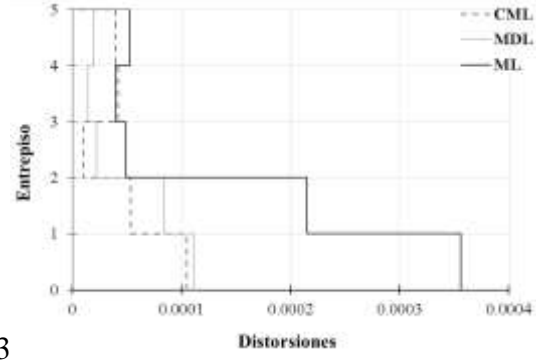


Figura D.1. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación TLHB para el sismo de 1985 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)





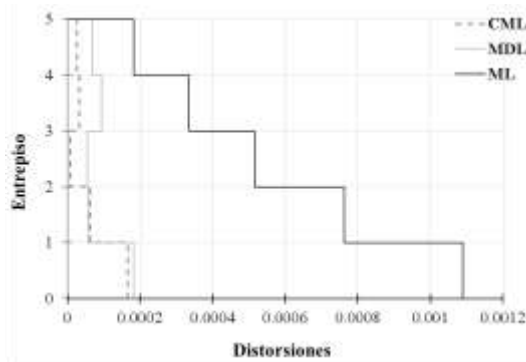
c)



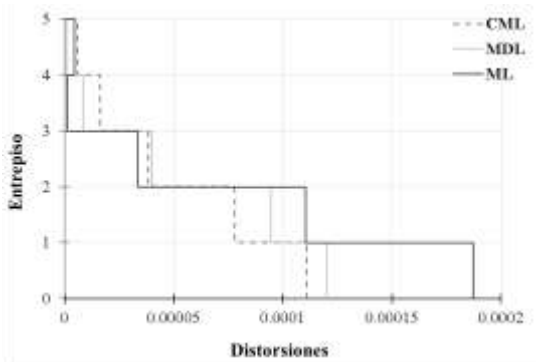
d)

3

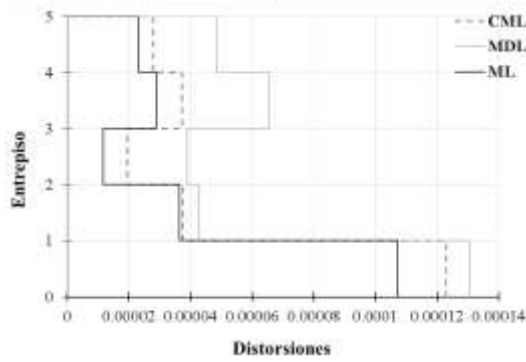
Figura D.2. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación TLHD para el sismo de 1985 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)



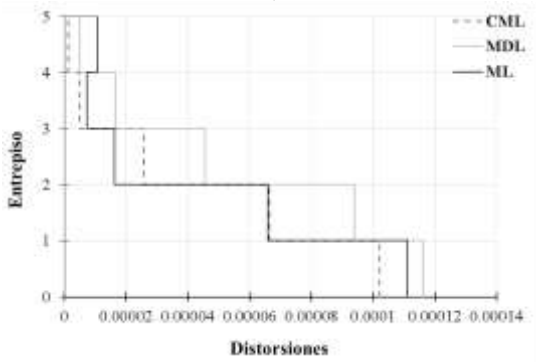
a)



b)



c)



d)

Figura D.3. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación SXVI para el sismo de 1985 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

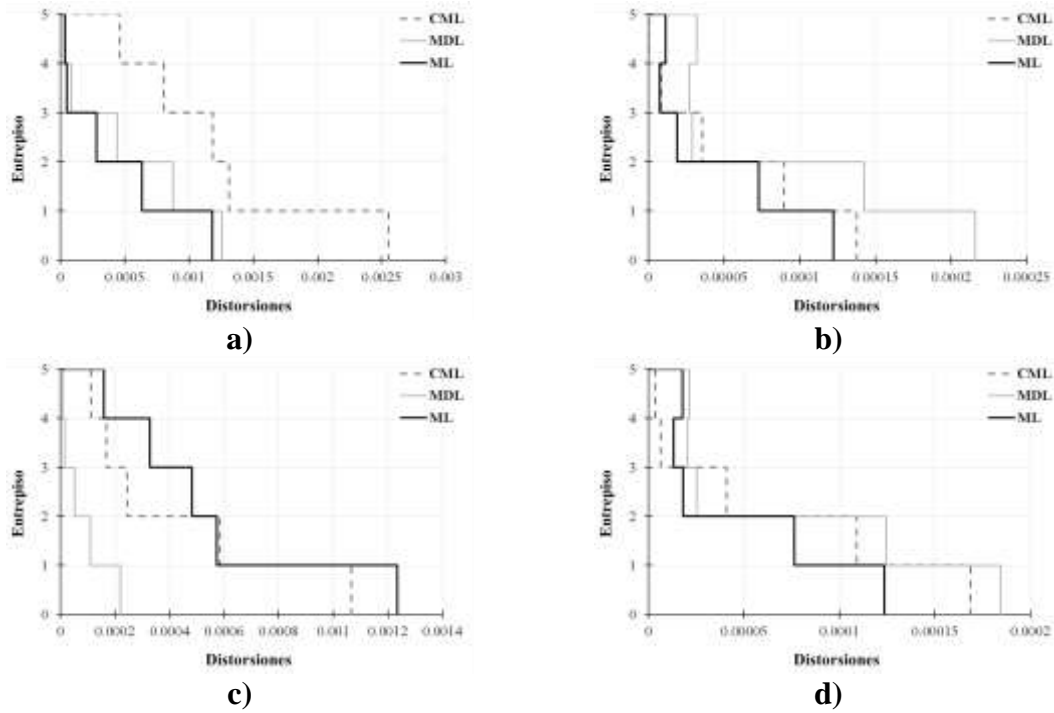


Figura D.4. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación GC38 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

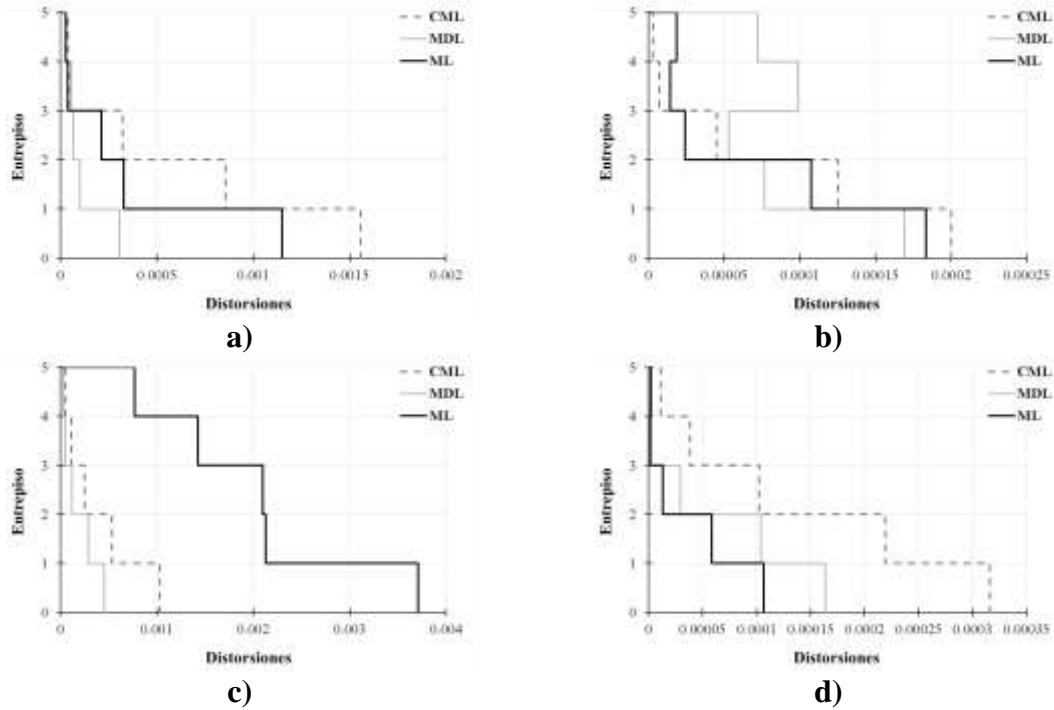


Figura D.5. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación IB22 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

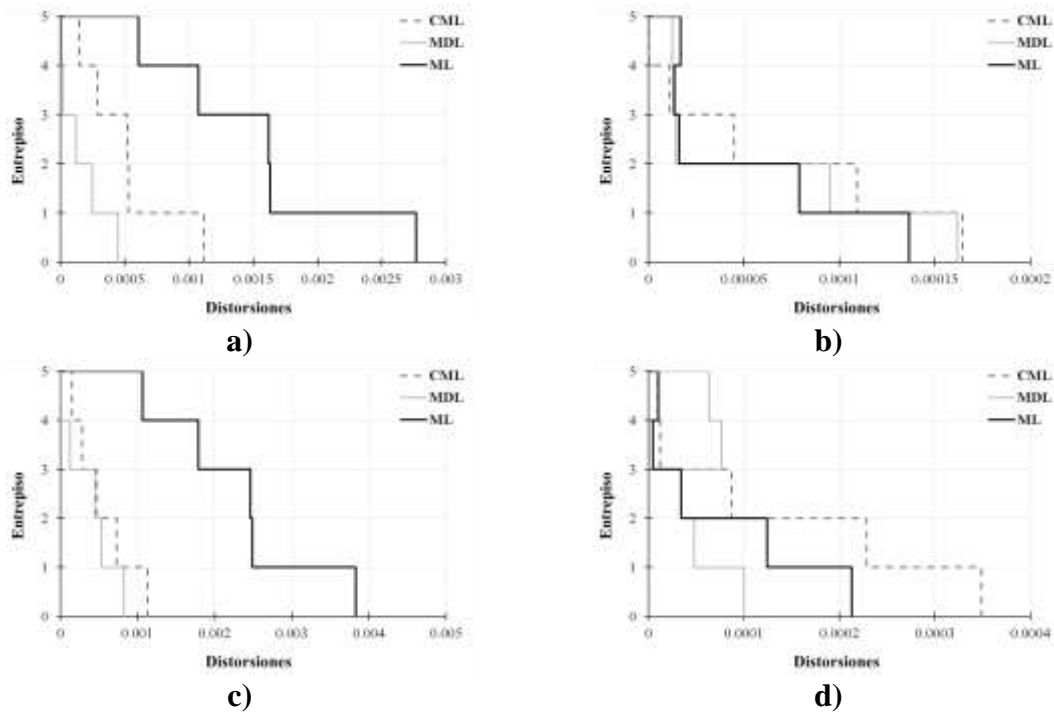


Figura D.6. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación LI33 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

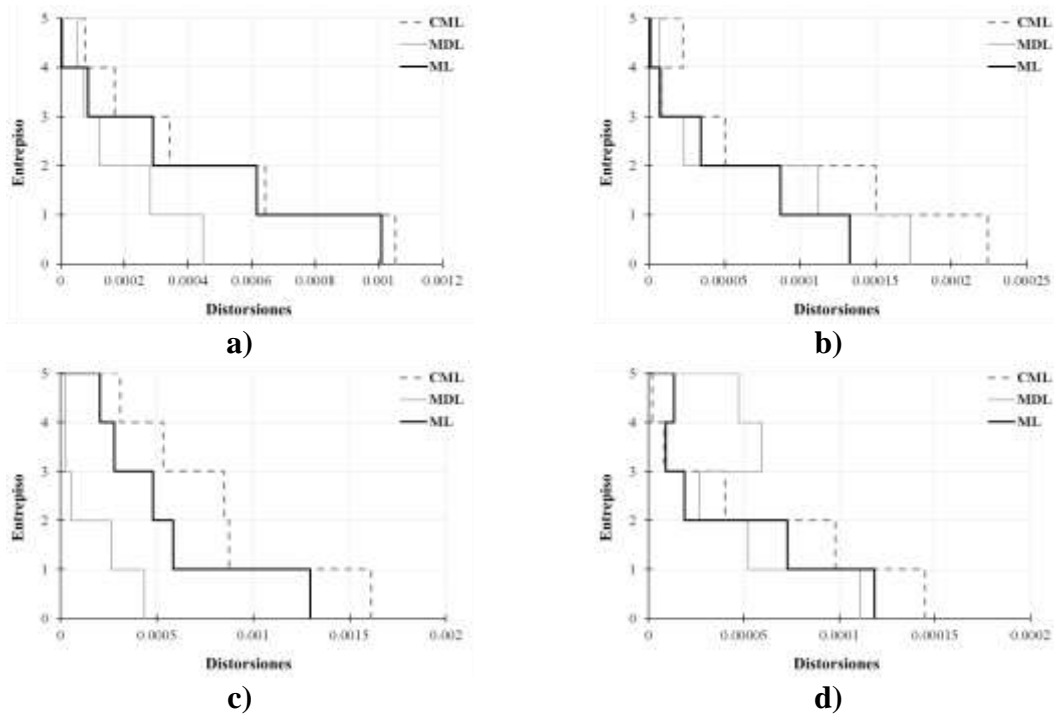


Figura D.7. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación LV17 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

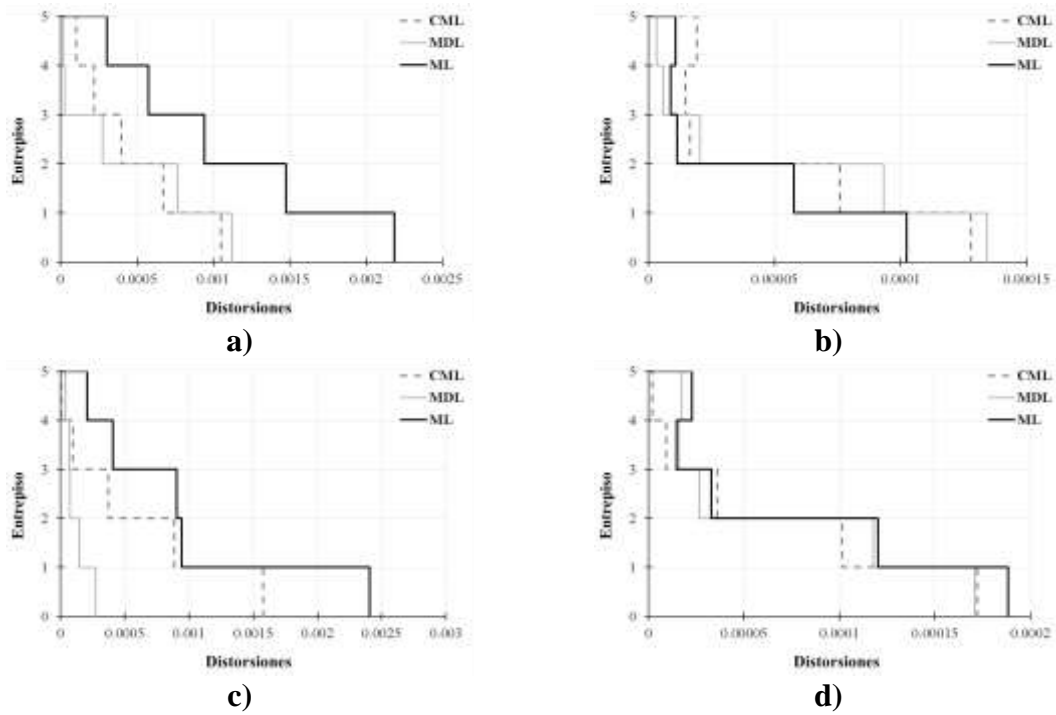


Figura D.8. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación SI53 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

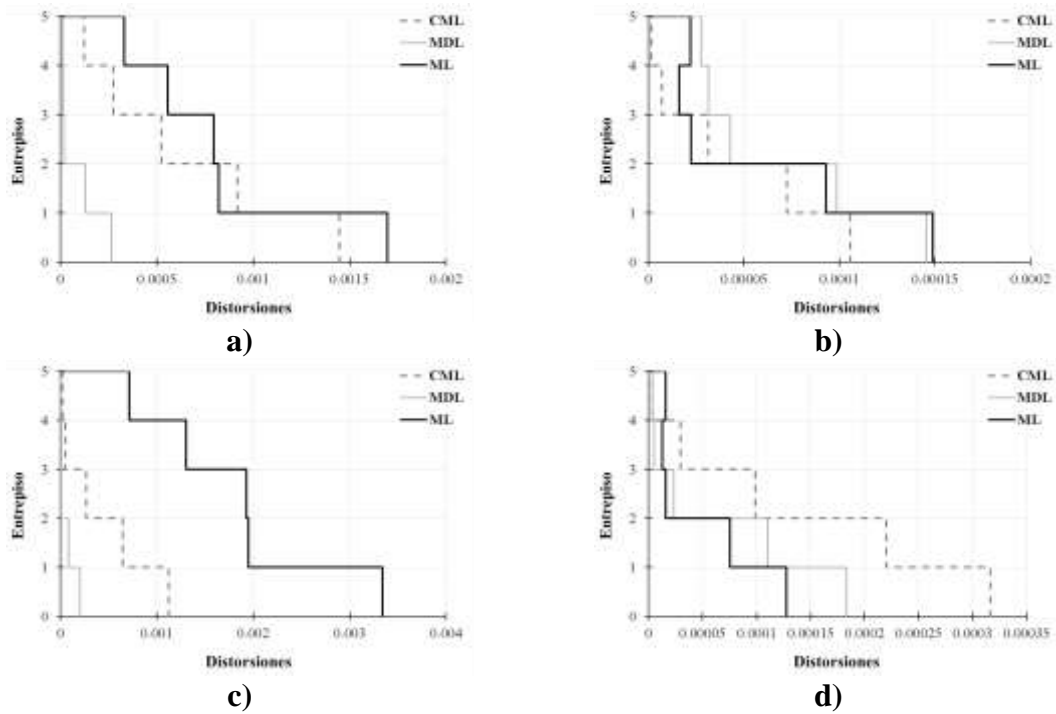


Figura D.9. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 5 niveles para la estación UC44 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

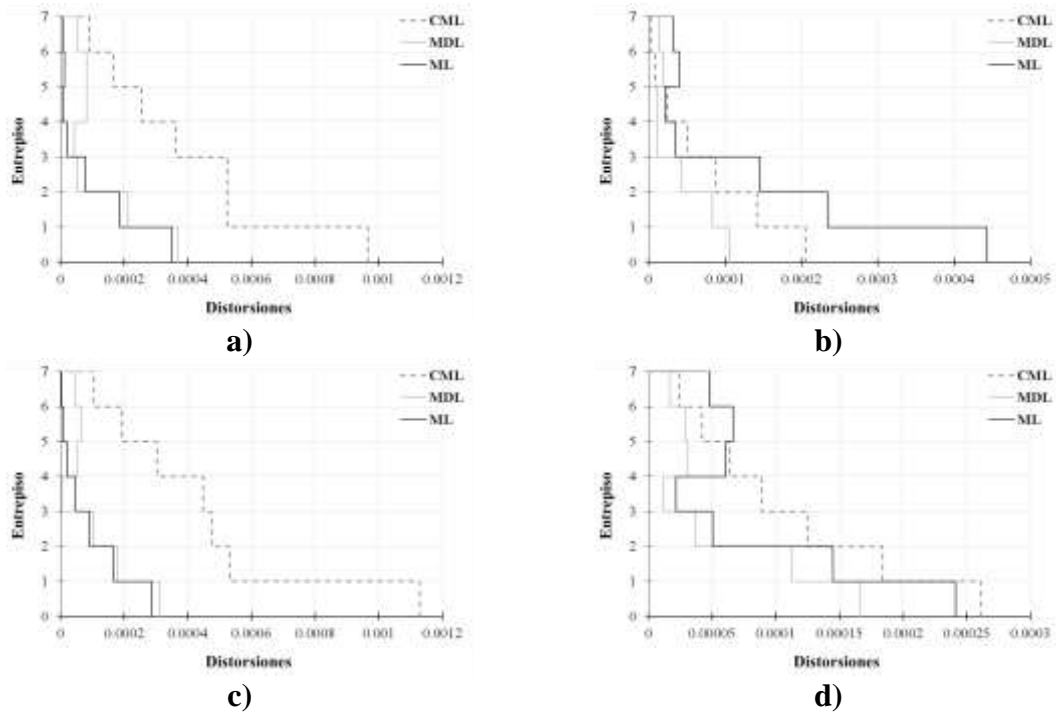


Figura D.10. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación TLHB para el sismo de 1985 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

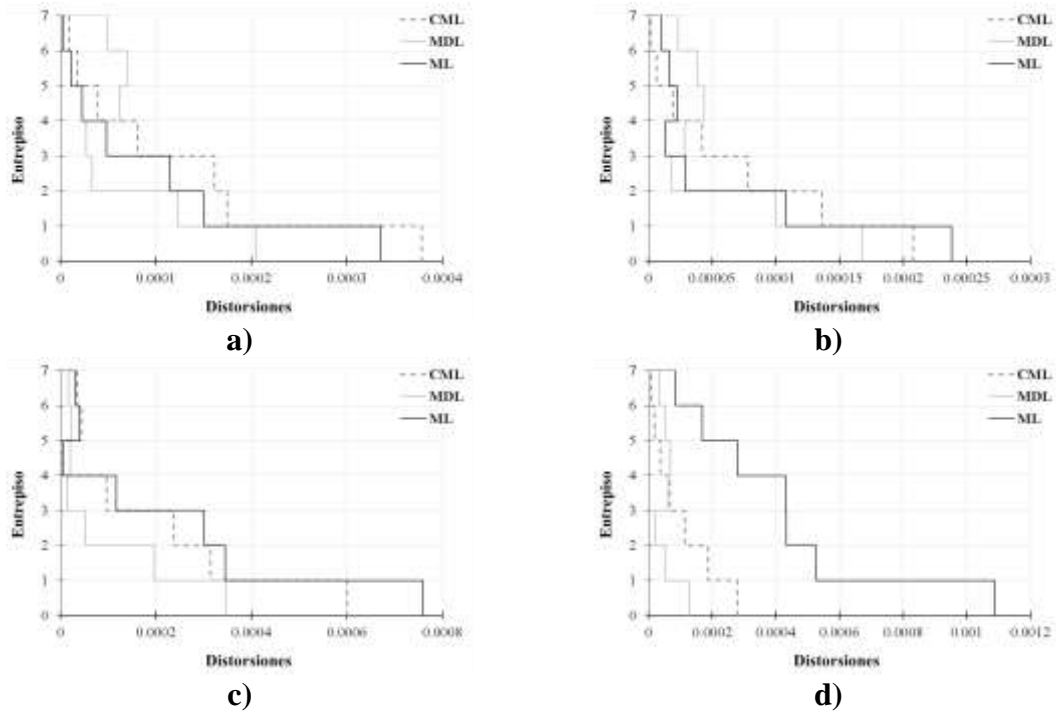


Figura D.11. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación TLHD para el sismo de 1985 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

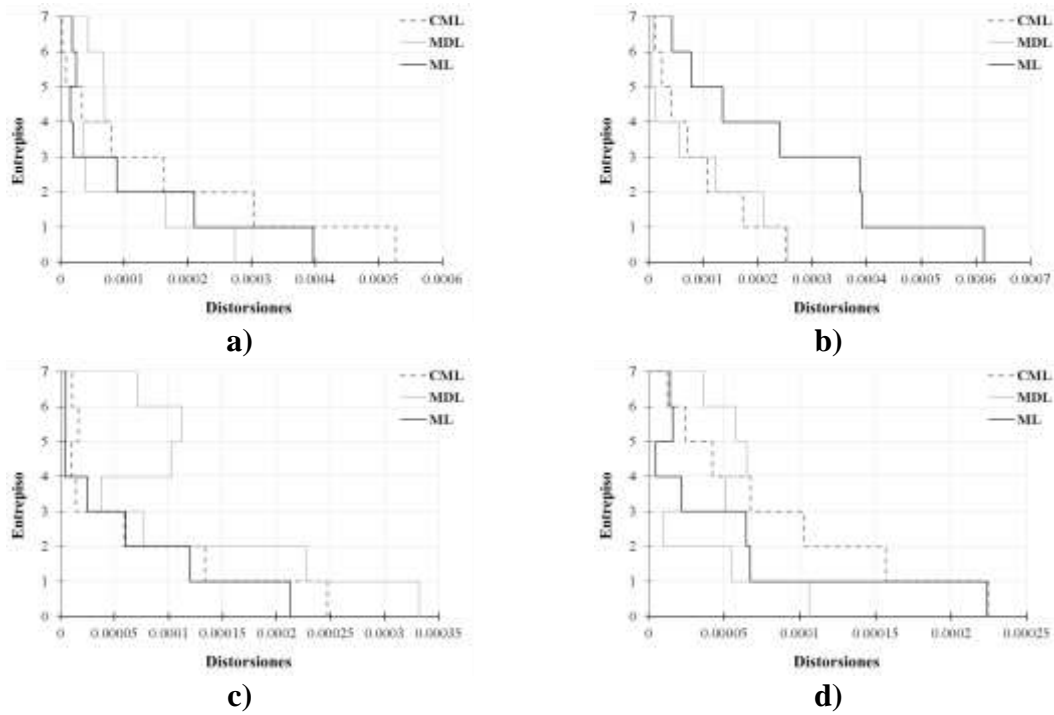


Figura D.12. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación SXVI para el sismo de 1985 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

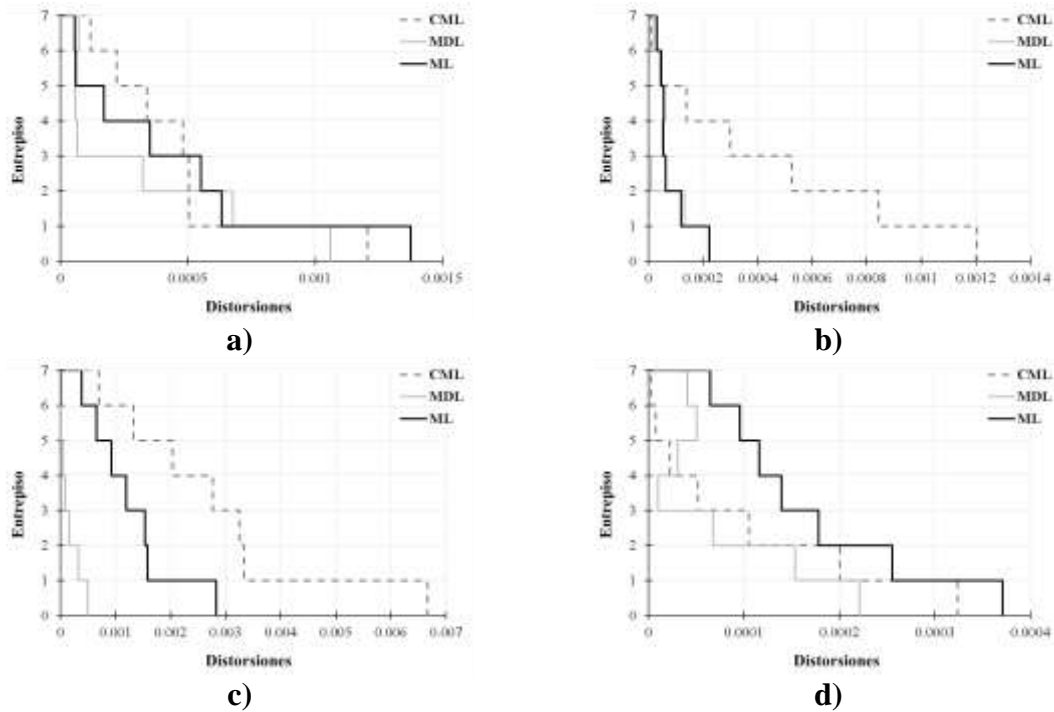


Figura D.13. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación GC38 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

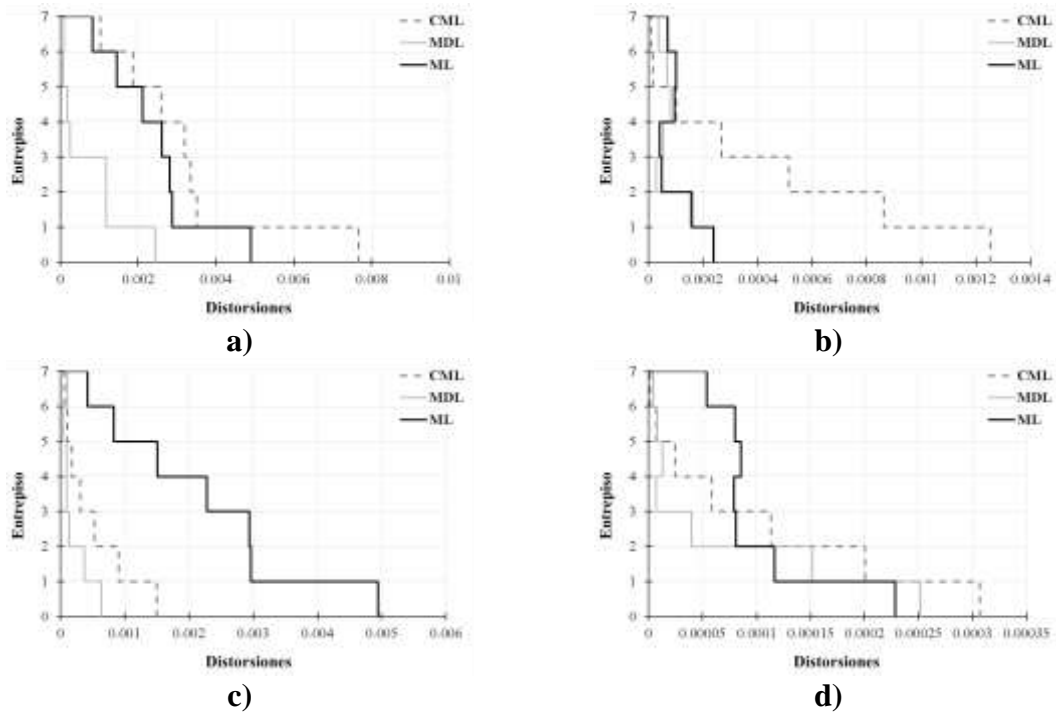


Figura D.14. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación IB22 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

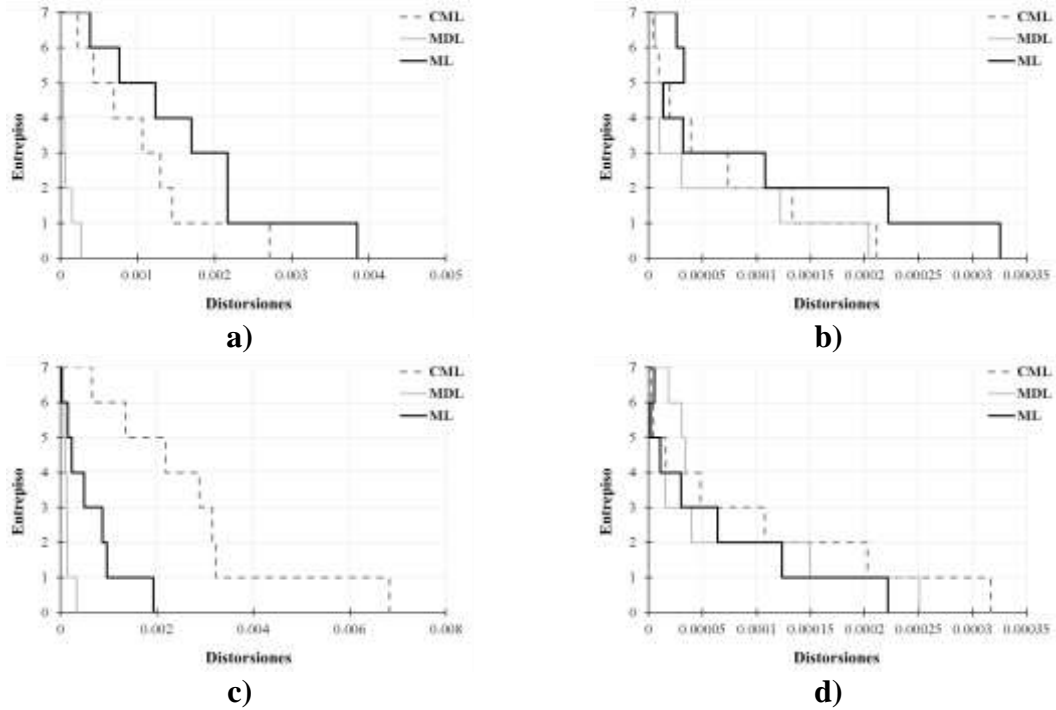


Figura D.15. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación LI33 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

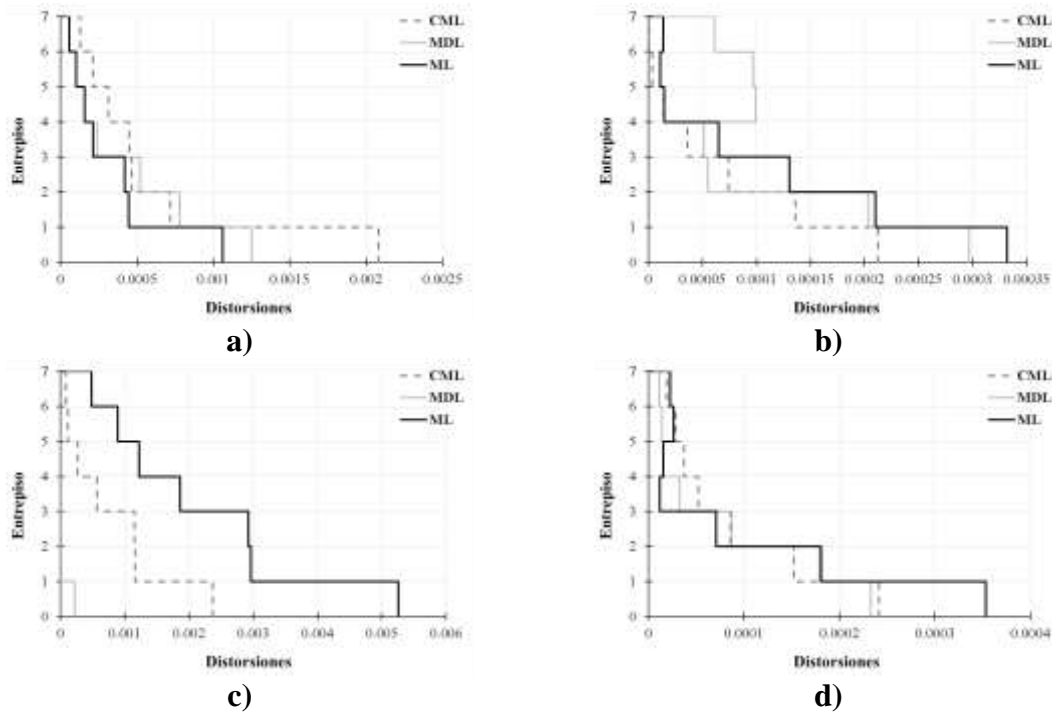


Figura D.16. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación LV17 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

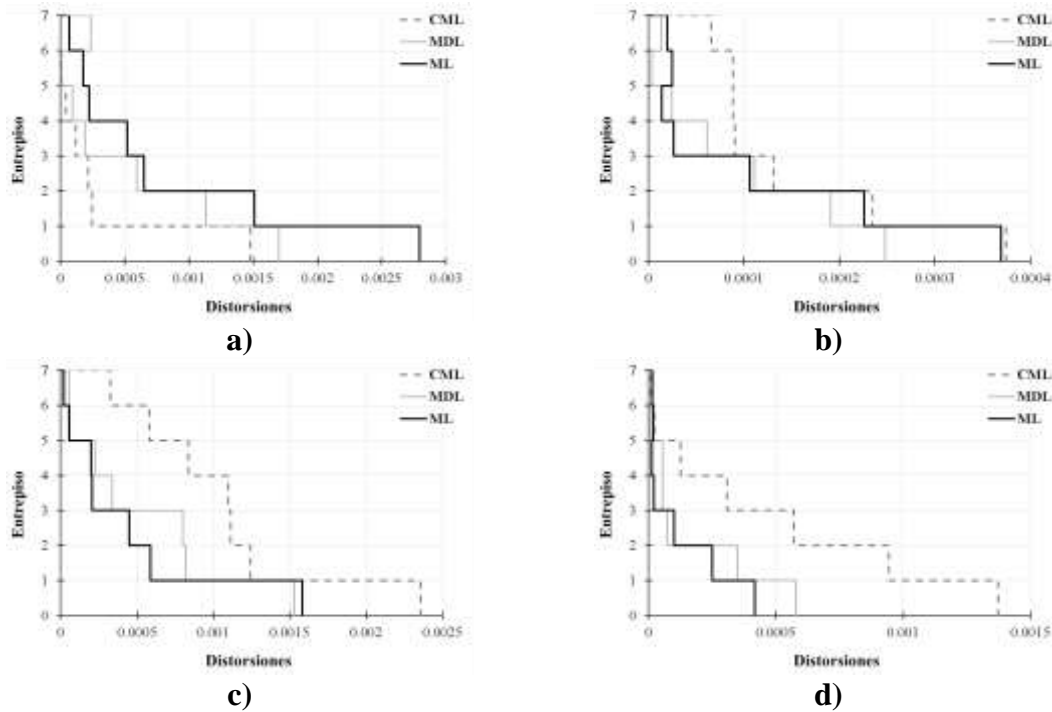


Figura D.17. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación SI53 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

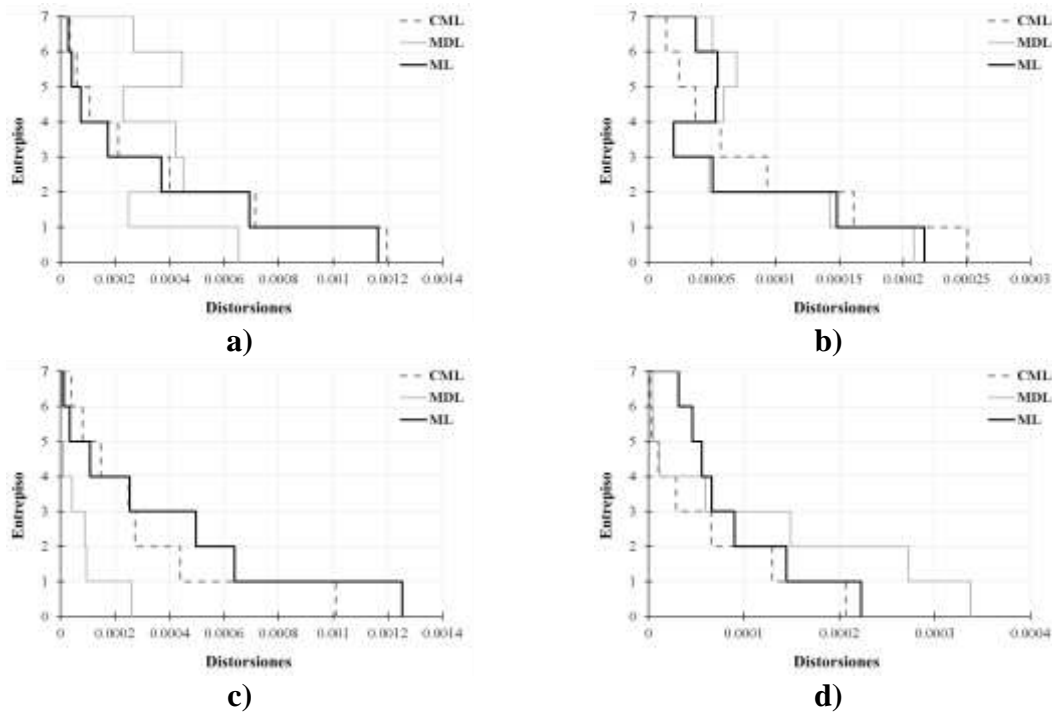


Figura D.18. Distorsiones debido al piso débil en MCR de 7 niveles para la estación UC44 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004)

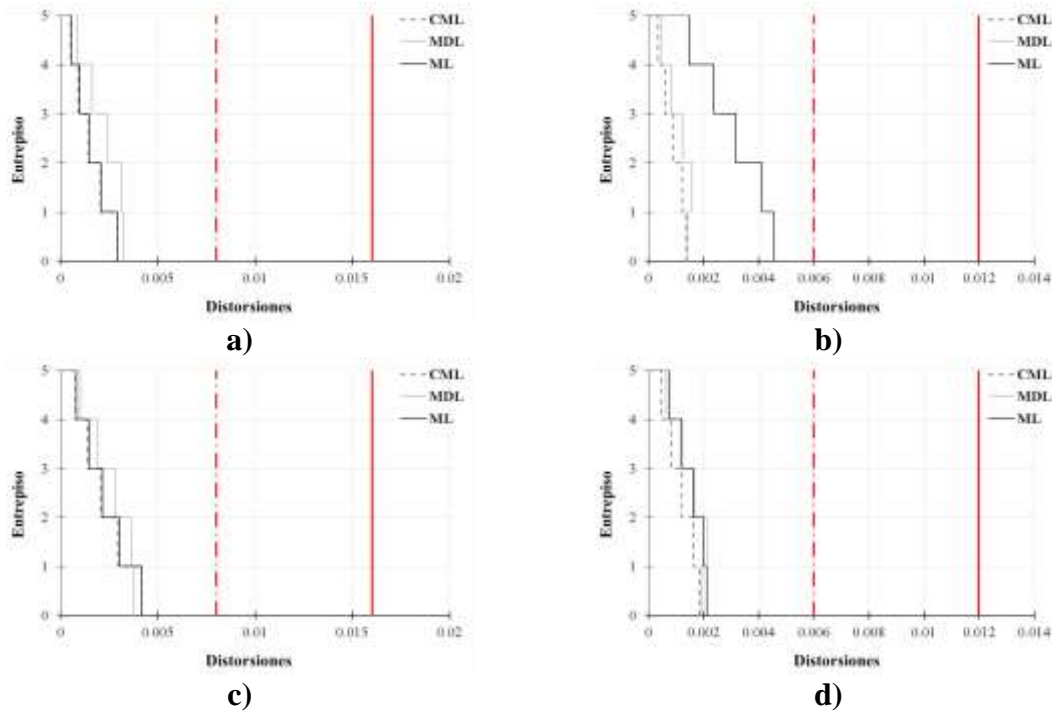


Figura D.19. Distorsiones de entepiso para MCR de 5 niveles para la estación TLHB para el sismo de 1985 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

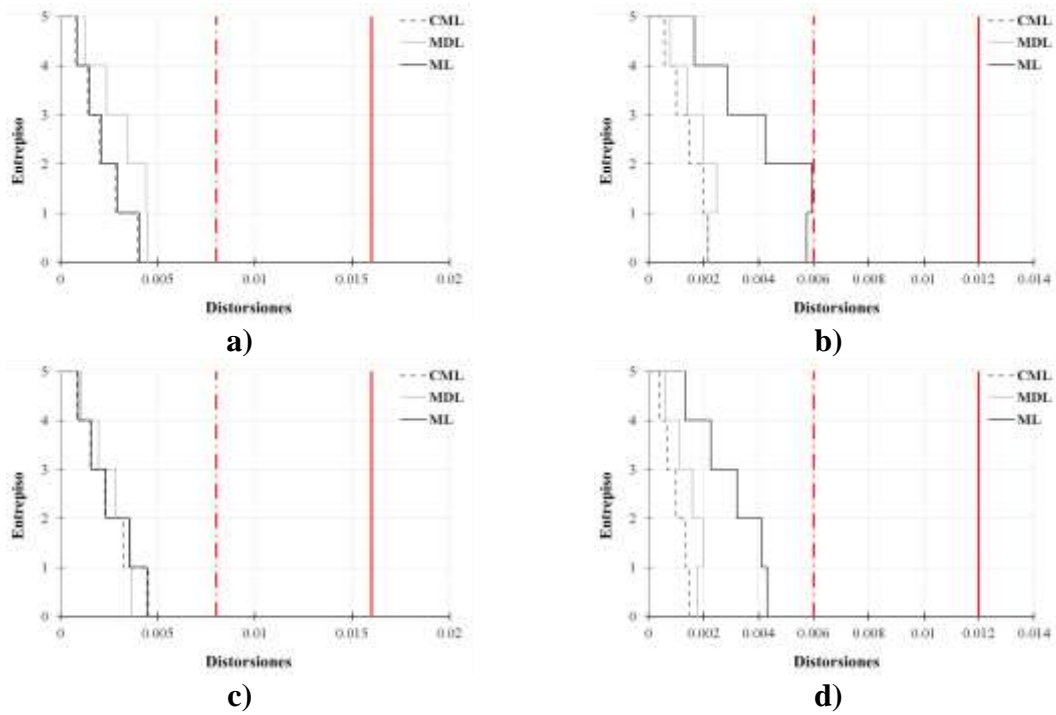


Figura D.20. Distorsiones de entepiso para MCR de 5 niveles para la estación TLHD para el sismo de 1985 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

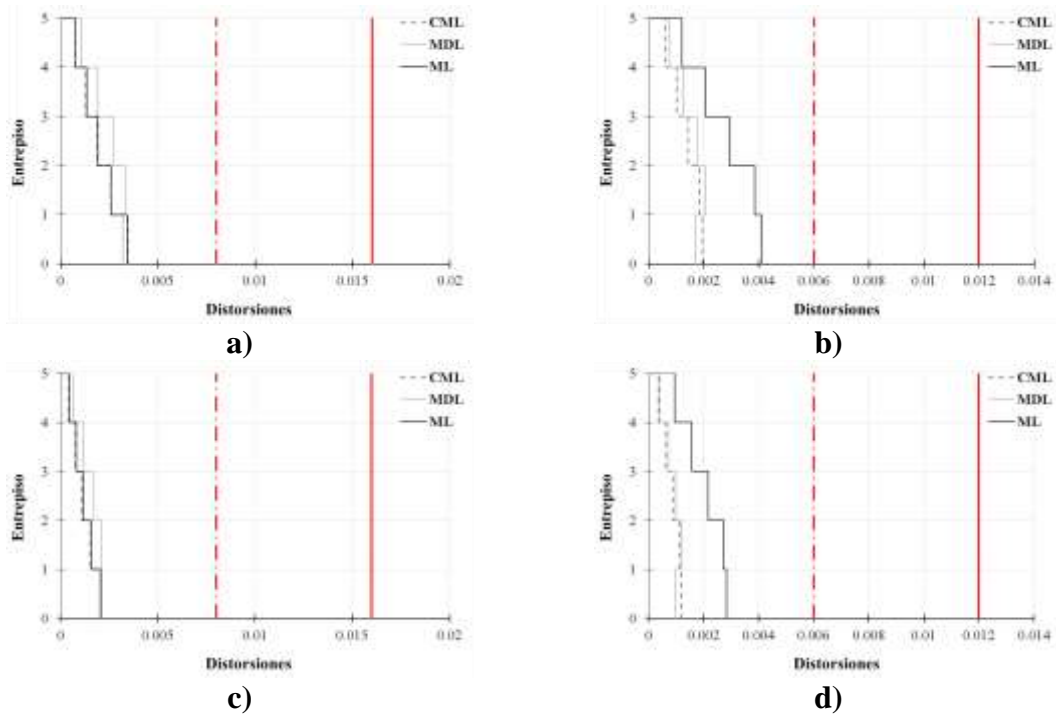


Figura D.21. Distorsiones de entepiso para MCR de 5 niveles para la estación SXVI para el sismo de 1985 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

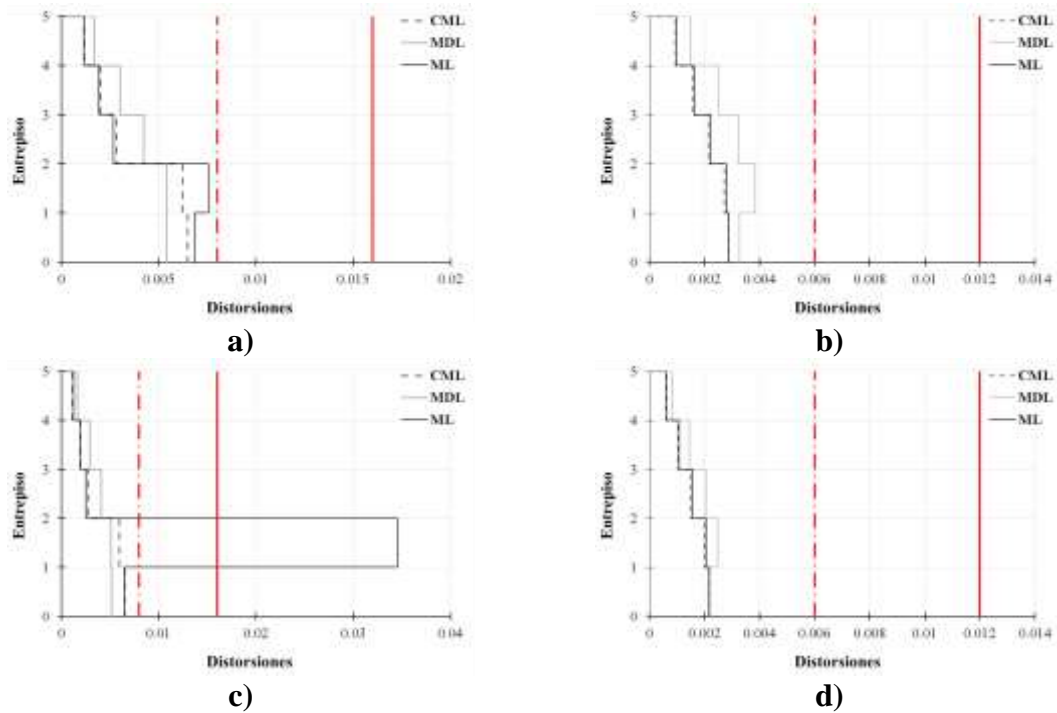


Figura D.22. Distorsiones de entrepiso para MCR de 5 niveles para la estación GC38 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

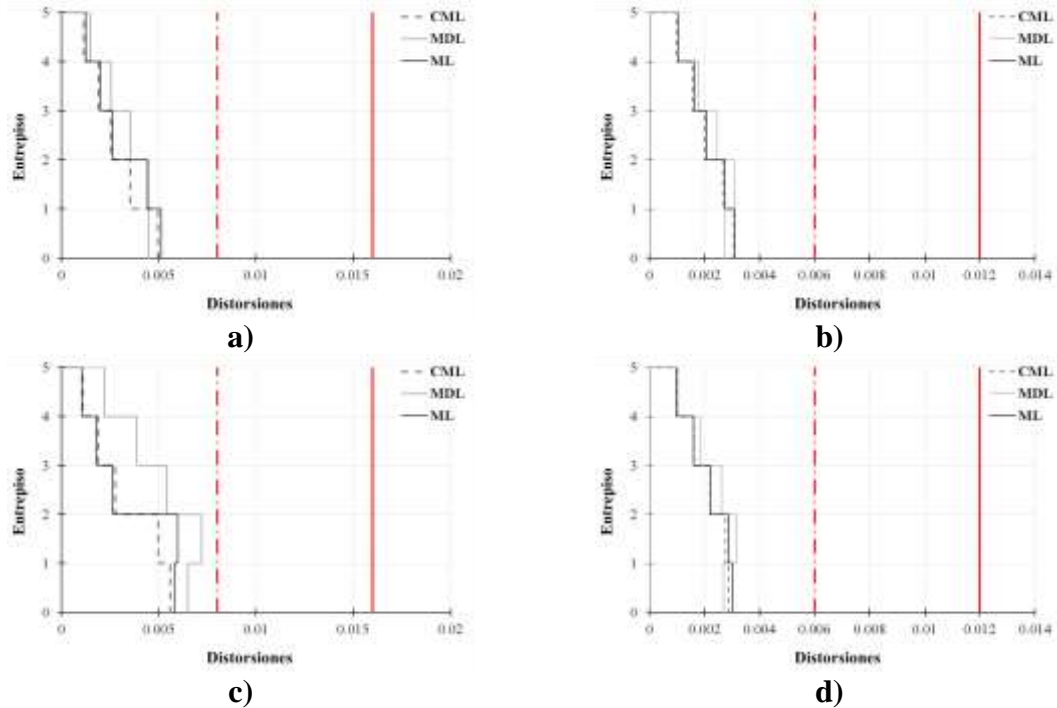


Figura D.23. Distorsiones de entrepiso para MCR de 5 niveles para la estación IB22 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

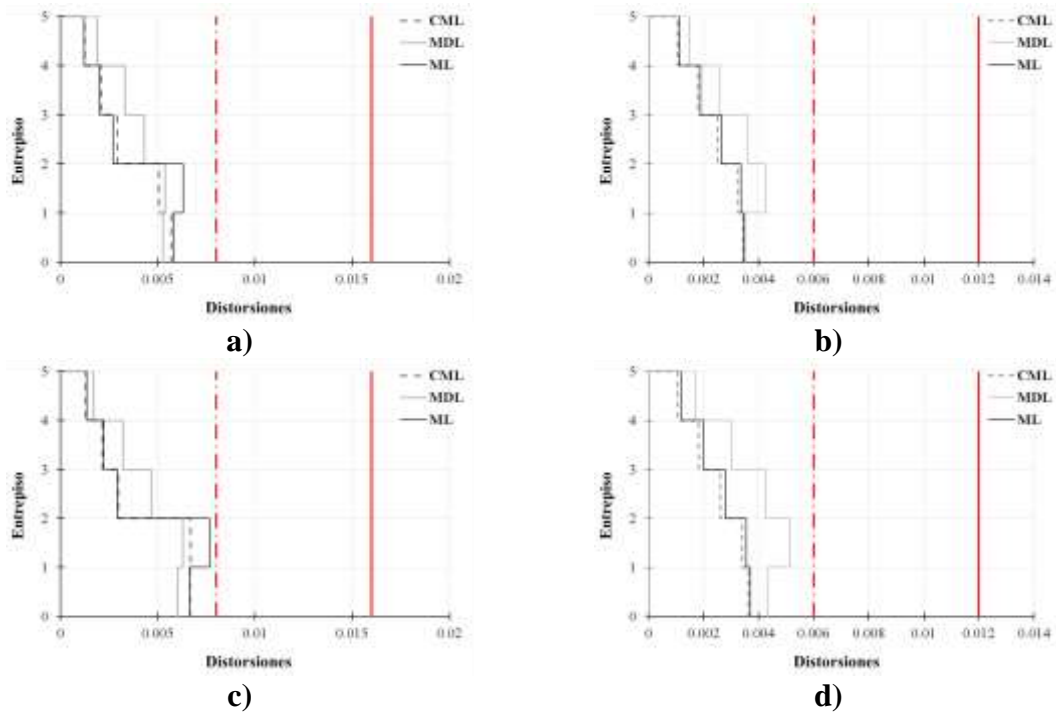


Figura D.24. Distorsiones de entrepiso para MCR de 5 niveles para la estación LI33 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

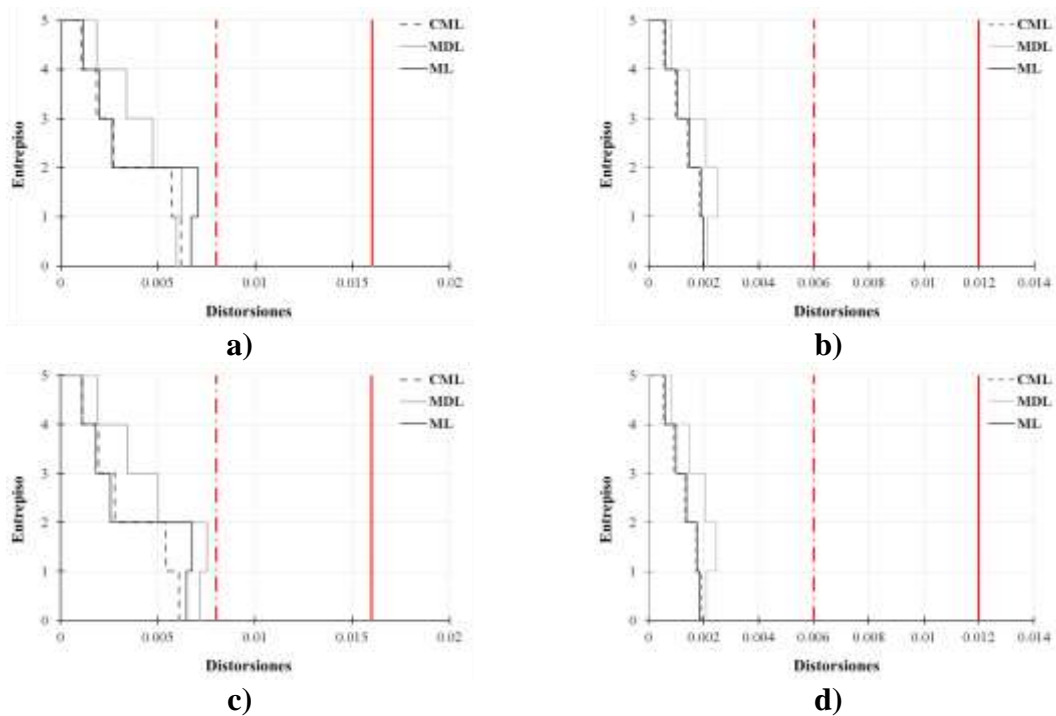


Figura D.25. Distorsiones de entrepiso para MCR de 5 niveles para la estación LV17 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

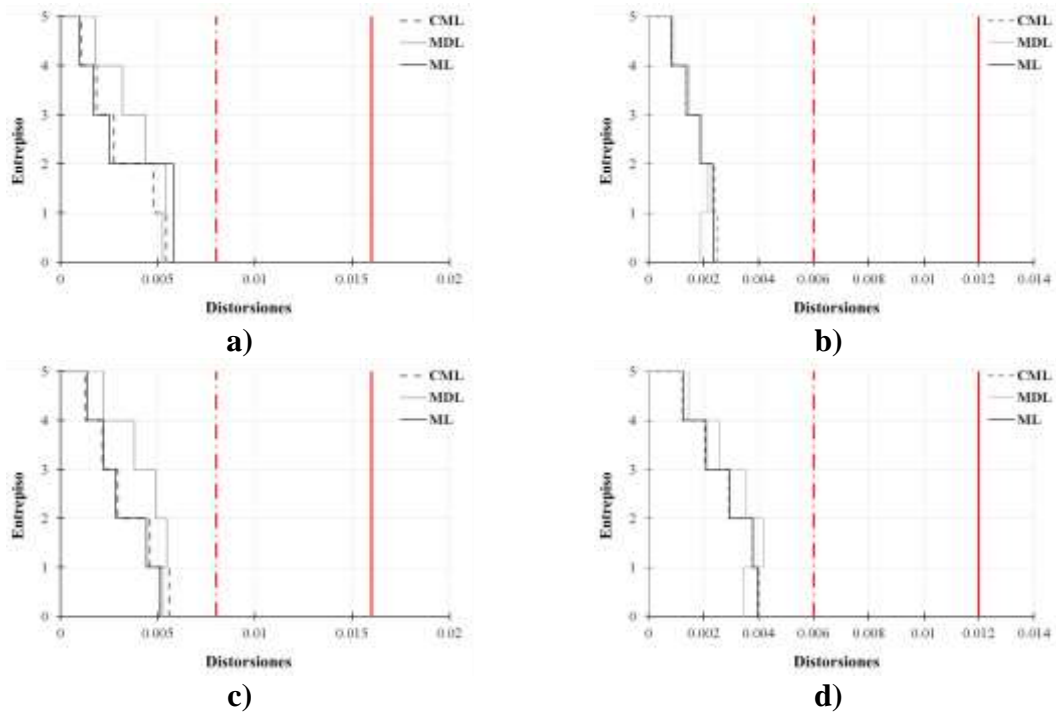


Figura D.26. Distorsiones de entrepiso para MCR de 5 niveles para la estación SI53 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

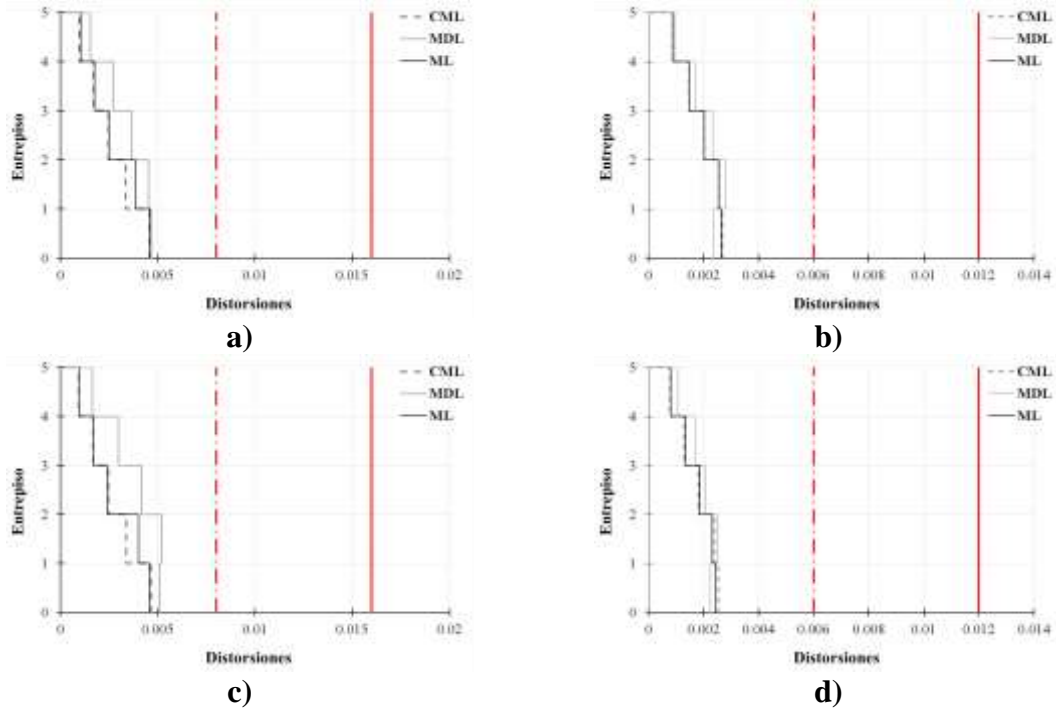


Figura D.27. Distorsiones de entrepiso para MCR de 5 niveles para la estación UC44 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

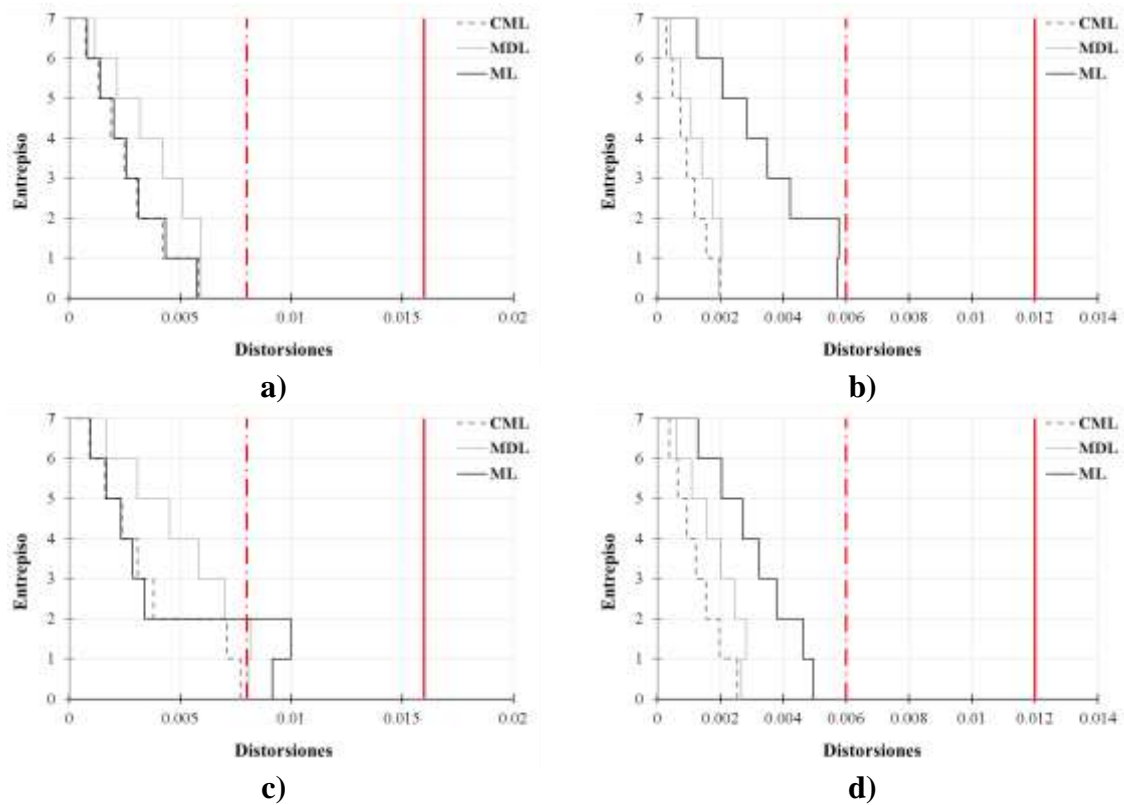
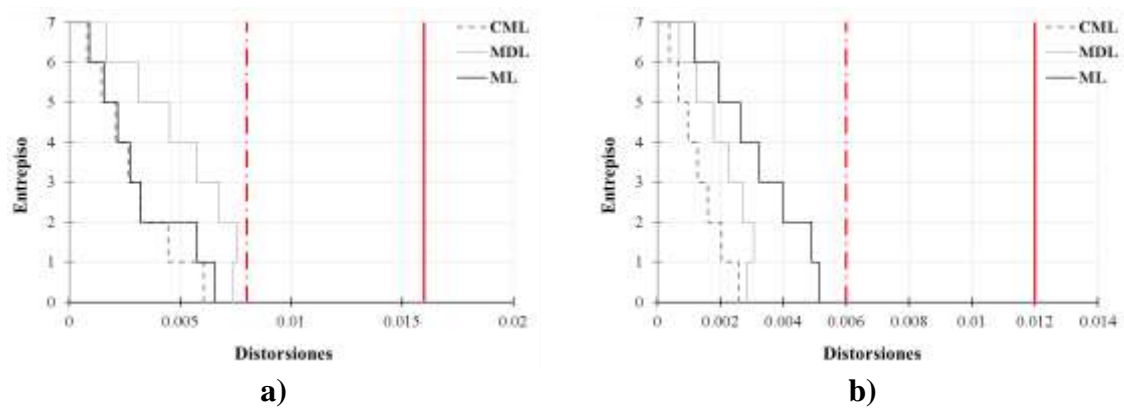


Figura D.10. Distorsiones de entrepiso para MCR de 7 niveles para la estación TLHB para el sismo de 1985 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).



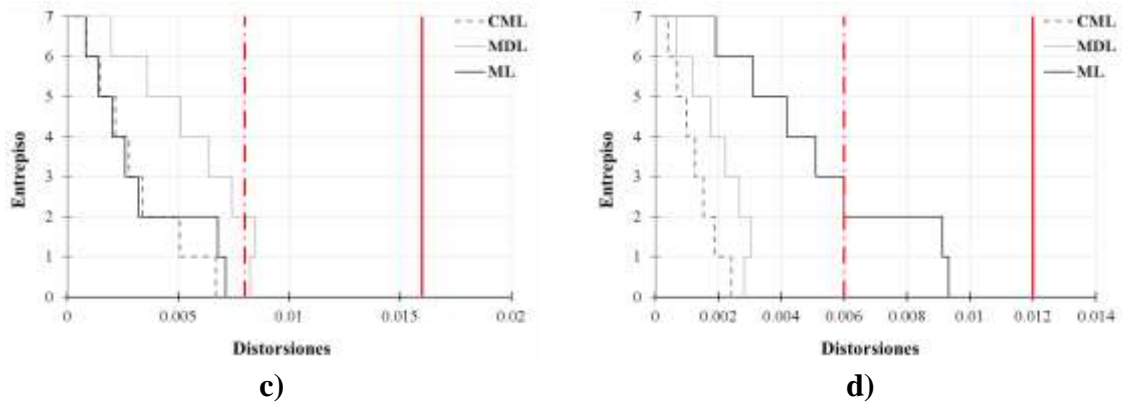


Figura D.11. Distorsiones de entepiso para MCR de 7 niveles para la estación TLHD para el sismo de 1985 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: d) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

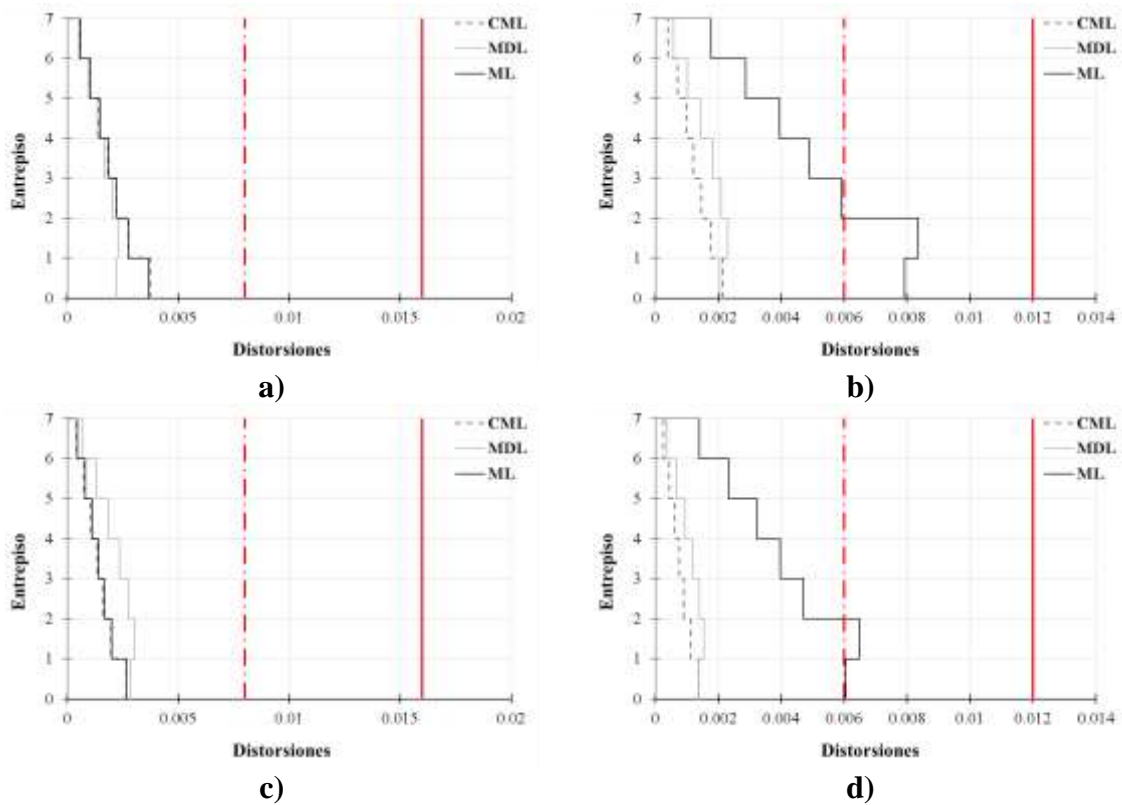


Figura D.12. Distorsiones de entepiso para MCR de 7 niveles para la estación SXVI para el sismo de 1985 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

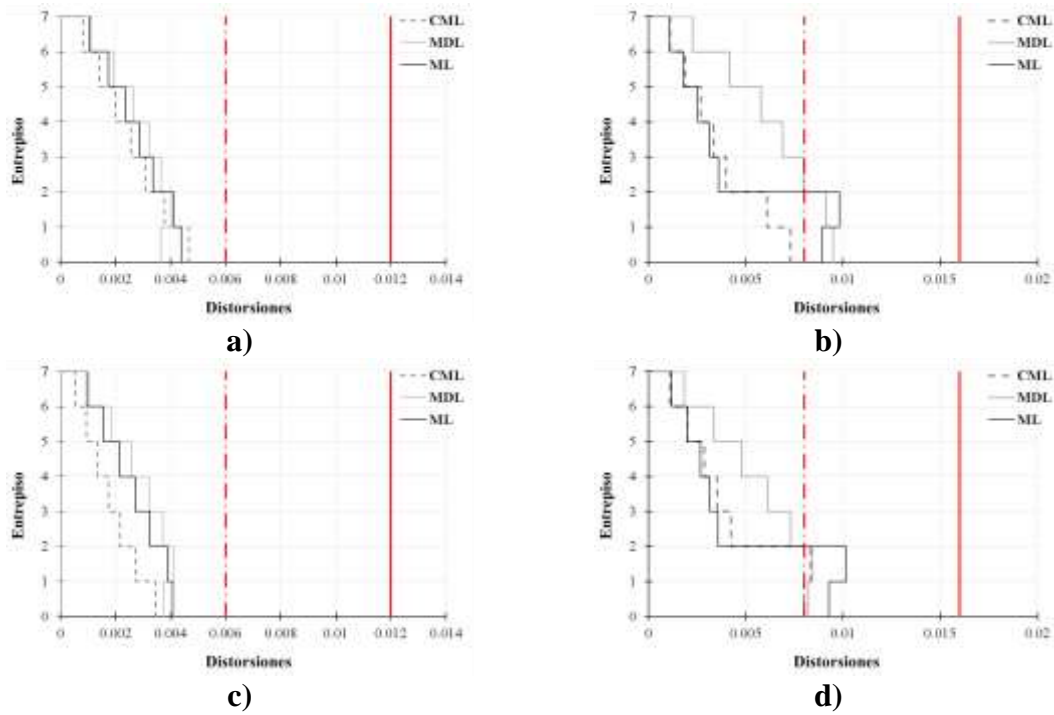


Figura D.13. Distorsiones de entrepiso para MCR de 7 niveles para la estación GC38 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

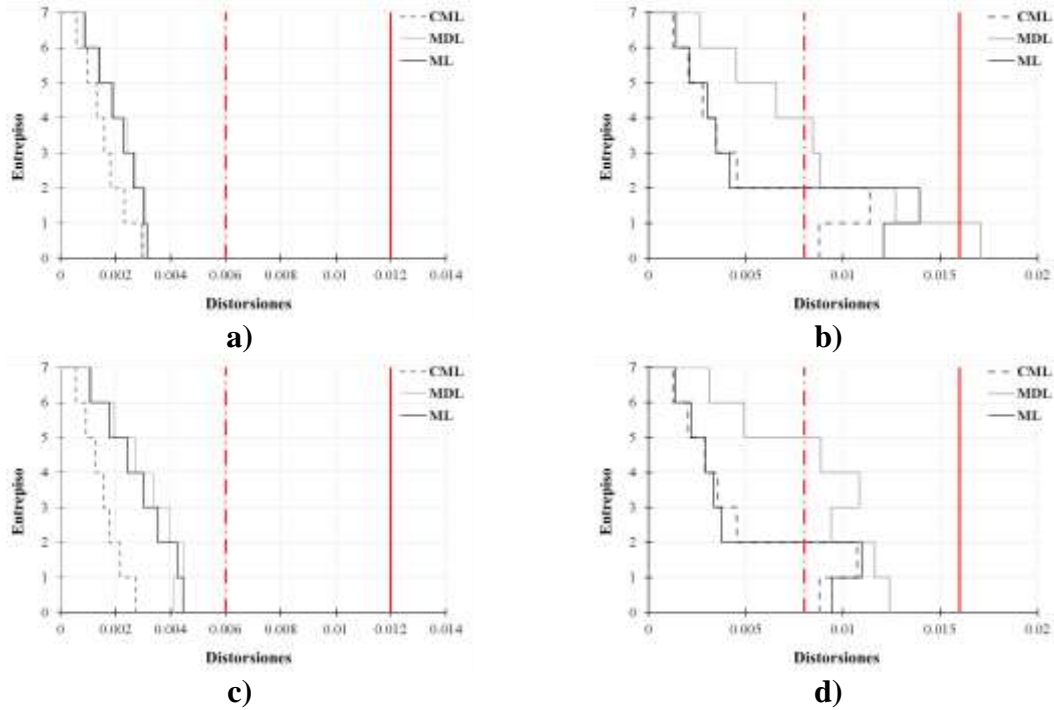


Figura D.14. Distorsiones de entrepiso para MCR de 7 niveles para la estación IB22 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

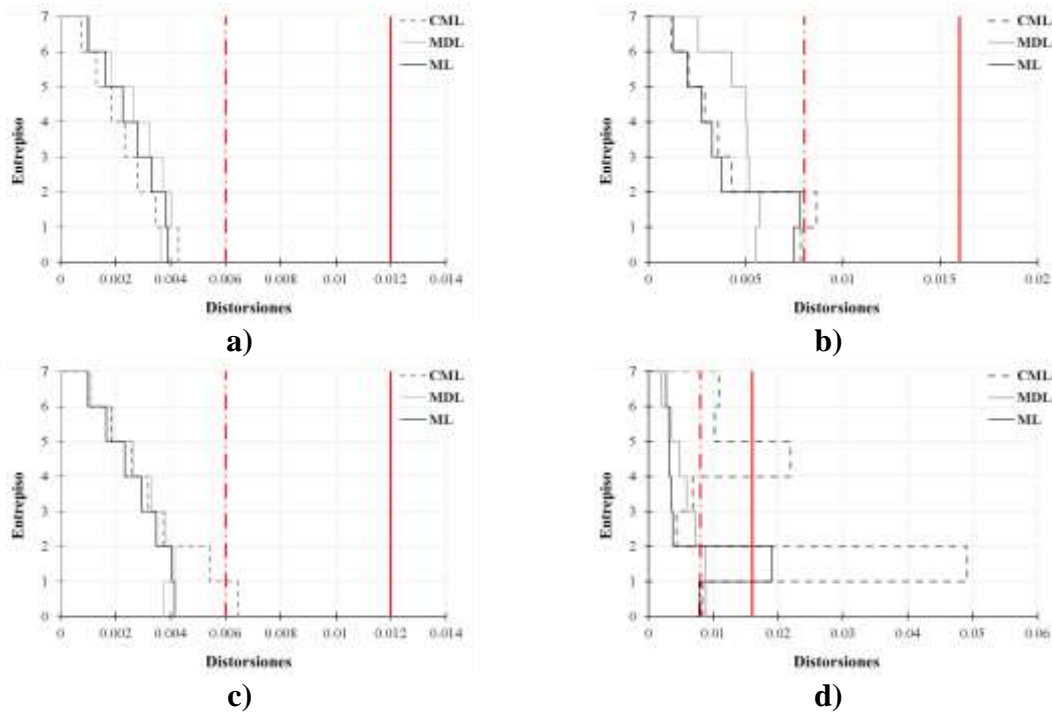


Figura D.15. Distorsiones de entrepiso para MCR de 7 niveles para la estación LI33 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

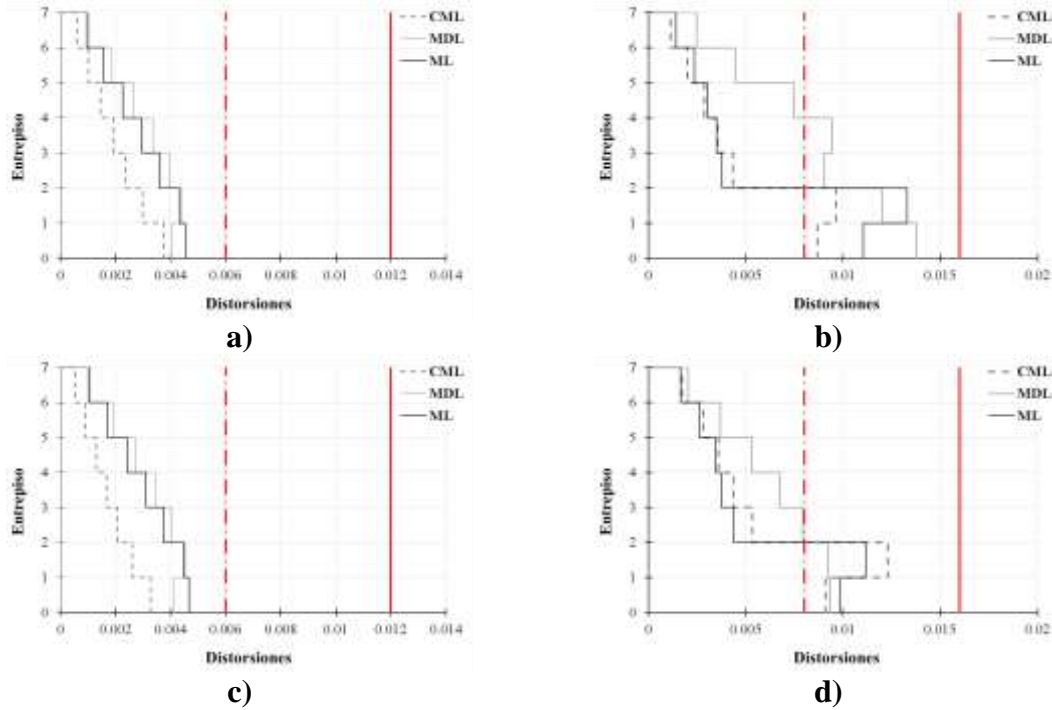


Figura D.16. Distorsiones de entrepiso para MCR de 7 niveles para la estación LV17 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

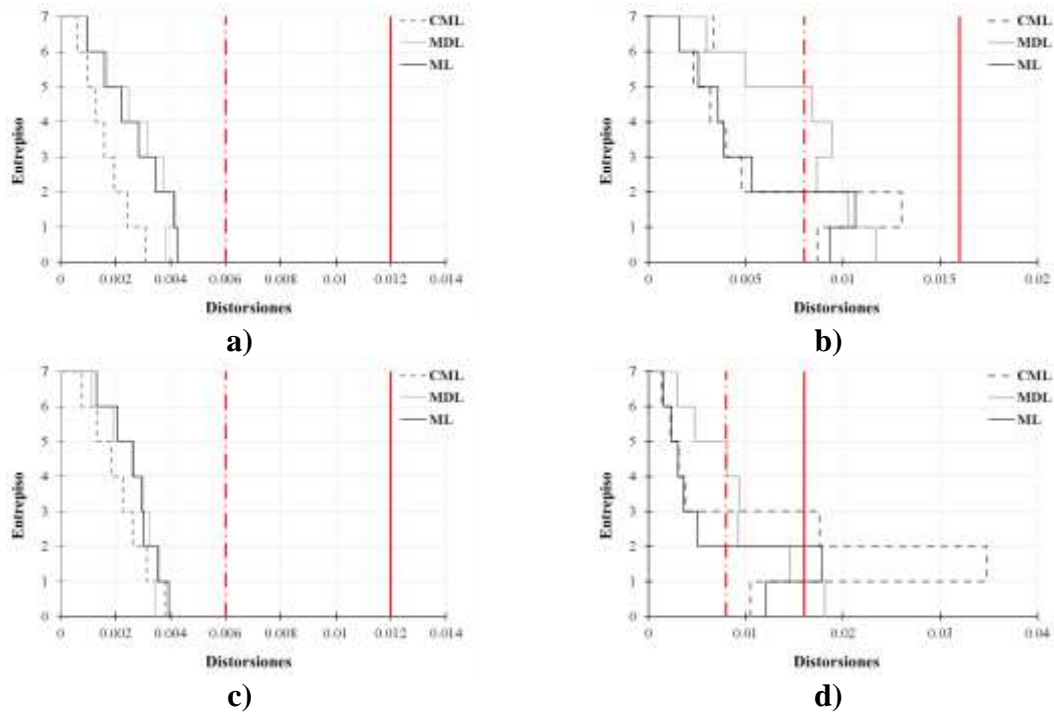


Figura D.17. Distorsiones de entrepiso para MCR de 7 niveles para la estación SI53 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).

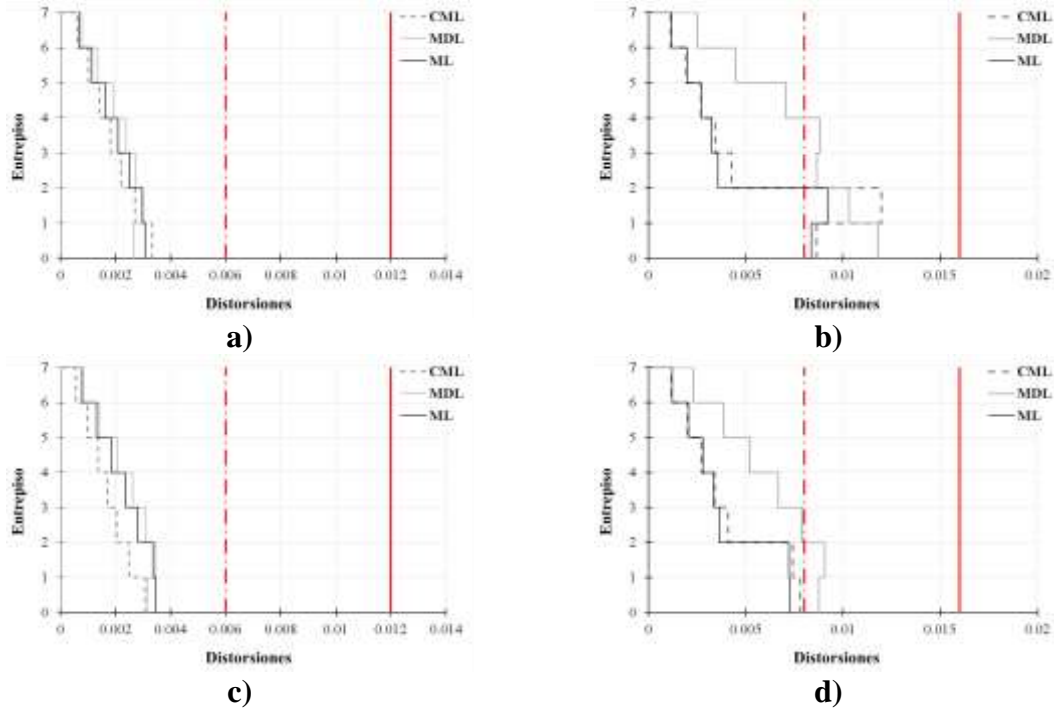


Figura D.18. Distorsiones de entrepiso para MCR de 7 niveles para la estación UC44 para el sismo de 2017 en la dirección EW: a) RCDF-1977 (DDF, 1977) y b) RCDF-2004 (GDF, 2004) y en la dirección NS: c) RCDF-1977 (DDF, 1977) y d) RCDF-2004 (GDF, 2004).