



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

***DESARROLLO DE UN MÉTODO
SIMPLIFICADO PARA LA EVALUACIÓN
SÍSMICA DE EDIFICIOS CON PLANTA BAJA
DÉBIL***

TESIS

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

PRESENTA:
OCTAVIO ARMANDO DOMÍNGUEZ SOLÓRZANO.

DIRECTOR DE TESIS:
Dr. JORGE RUIZ GARCÍA



MORELIA, MICHOACÁN, JULIO DEL 2021.

Agradecimientos

Primeramente, quiero agradecer a mis amados padres, el Sr. Octavio DomÍnguez Ballinas y la Sra. María Teresa del Carmen Solórzano Ley, porque me han apoyado incasablemente en mis proyectos y decisiones. Por inculcarme los valores y por hacer de mi lo que hoy en día soy.

A mí querida hermana Fabiola, por todo el apoyo y cariño que he recibido de su parte. A mi sobrino Fabrizio que alegra nuestro hogar con su presencia y a mi cuñado José Alberto por todo su apoyo a lo largo de estos años.

Quiero agradecerle especialmente al Dr. Jorge Ruiz García por su gran apoyo, disposición y profesionalismo pero sobre todo por compartirme una pequeña parte de sus conocimientos para cumplir con este trabajo de investigación.

A mis profesores por la confianza, enseñanzas, consejos y compartir sus amplios conocimientos durante la maestría.

A mis compañeros de generación que hoy los considero buenos amigos, les agradezco su compañía, experiencias y los conocimientos compartidos durante la maestría, especialmente a Jorge Montiel y Alberto Puga con quienes formé el mejor equipo de trabajo.

A la Ing. Ximena Escobar por su todo su apoyo, compañía y cariño depositados en mi durante el desarrollo de este trabajo.

A mi mejor amigo Ángel Villanueva por haberme apoyado, escuchado y alentado durante este trabajo y a lo largo de mi vida. A mi mejor amiga Concepción De León por haberme acompañado en el inicio de este sueño y por todo el apoyo que recibí de su parte desde la carrera. Les agradezco su sincera amistad incondicional.

A muchas otras personas que pasaron por mi vida y me enseñaron grandes lecciones de humanidad, honestidad y valor.

Finalmente a esta gran institución educativa, la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por darme las facilidades para cumplir con este sueño.

Resumen

Se presenta una metodología simplificada para la evaluación sísmica de edificios de concreto reforzado con planta baja débil, que consiste en estimar la demanda de distorsión del primer nivel, IDR_1 , del edificio en estudio. El método se basa en el cociente de desplazamiento inelástico, C_R , así como en las propiedades dinámicas y mecánicas básicas del edificio en consideración. El método se empleó en la evaluación sísmica de una familia de edificios de 4, 6 y 8 niveles con planta baja débil diseñados con la edición 1997 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño Sísmico del Distrito Federal (ahora Ciudad de México). Los resultados indican que el método propuesto proporciona una estimación razonable de IDR_1 respecto a la calculada con análisis dinámicos no lineales, principalmente para los edificios de 6 y 8 niveles, por lo que puede emplearse para una evaluación sísmica preliminar para este tipo de edificios. Con respecto al edificio de 4 niveles el método tiende a subestimar la respuesta calculada de IDR_1 .

Para evaluar el cociente de desplazamiento inelástico, C_R , se llevó a cabo un estudio estadístico a sistemas de un grado de libertad (S1GL) con comportamiento degradante en condiciones de suelo blando. Se investigaron los efectos del período de vibrar, el nivel de resistencia lateral relativa, el efecto de la magnitud-distancia a la fuente, y el efecto del comportamiento histerético con principal énfasis en el deterioro de resistencia, la ductilidad del sistema y la rigidez de post-fluencia.

De forma complementaria se realizó un estudio paramétrico a S1GL para determinar la resistencia en la que un sistema degradante con pendiente negativa experimenta inestabilidad dinámica. Se investigaron los efectos del período de vibrar y la influencia del comportamiento histerético en la resistencia de colapso, R_C . Finalmente, se propuso una ecuación simplificada que permite estimar la mediana de R_C .

Palabras clave: planta baja débil, método simplificado, cociente de desplazamiento inelástico, resistencia de colapso, registros de sismos intraplaca.

Abstract

A simplified methodology for the seismic evaluation of buildings with a weak first-storey is proposed in this thesis, which consists of estimating the interstorey drift at the first level, IDR_I , of the building under consideration. The method is based on the inelastic displacement ratio, C_R , as well as the basic dynamic and mechanical properties of the building under consideration. The method was evaluated using a family of buildings having 4, 6, and 8 stories with a weak first-storey designed with the 1997 edition of the Technical Norms for Sesimic Design of the Federal District (now Mexico City). Results revealed that the proposed method provides a reasonable estimate of IDR_I with respect to that computed through non-linear dynamic analysis, mainly for buildings with the 6 and 8 stories, so it can be used for a preliminary seismic evaluation of this type of buildings. Regarding the 4-story building, the method tends to underestimate the estimated response of IDR_I .

To estimate the inelastic displacement ratio, C_R , a statistical study of single-degree-of-freedom systems (SDOF) was carried out from degrading systems in soft soil conditions. The study investigated the effects of the period of vibration, the level of relative lateral resistance, and the effect of the magnitude-distance to the source. In addition, the effect of hysterical behavior was investigated with main emphasis on the deterioration of strength, ductility of the system and post-yielding stiffness.

In a complementary way, a parametric study was carried out on SDOF to determine the resistance in which a degrading system with a negative slope experiences dynamic instability. In this sense, the effects of the period of vibrating and the influence of hysterical behavior on collapse resistance, R_C , were investigated. Finally, a simplified equation was proposed that allows estimating the median collapse resistance, R_C .

Keywords: weak first-storey, simplified method, inelastic displacement ratio, collapse strength ratio, intraplate earthquake records.

Índice

Agradecimientos.....	I
Resumen.....	II
Abstract.....	III
Índice de figuras.....	IV
Índice de Tablas.....	IX
Capítulo 1 - Introducción.....	1
1.1 Motivación.....	1
1.2 Revisión de estudios previos	5
1.3 Objetivos.....	9
1.4 Alcances.....	10
1.5 Organización de la tesis	10
Capítulo 2 - Descripción del método simplificado propuesto	12
2.1 Formulación.....	12
2.2 Metodología.....	16
Capítulo 3 - Modelos hysteréticos considerados en este estudio	18
3.1 Introducción.....	18
3.2 Modelo elastoplástico perfecto.....	19
3.3 Modelo con degradación de rigidez y deterioro de resistencia	20
3.3.1 Definición de los parámetros de la curva envolvente del modelo <i>IMK</i>	24
Capítulo 4 - Conjunto de movimientos del terreno	27
4.1 Selección de acelerogramas.....	27
4.2 Filtrado.....	32
4.3 Espectros de respuesta elásticos.	33
Capítulo 5 - Cocientes de desplazamiento máximo inelástico de sistemas degradantes con pendiente negativa	36
5.1 Introducción.....	36
5.2 Definición del cociente de desplazamiento inelástico.....	37
5.3 Revisión de estudios previos	38
5.4 Resultados estadísticos de C_R	42
5.4.1 Tendencia Central	44
5.4.2 Dispersión.....	46
5.4.3 Efecto de la magnitud sísmica y distancia a la fuente	47
5.4.4 Efecto del comportamiento hysterético.....	49

5.4.4.1	Influencia de la tasa de endurecimiento por deformación (α_s).....	50
5.4.4.2	Influencia de la ductilidad del sistema (μ_c)	51
5.4.4.3	Influencia de la pendiente negativa (α_c)	54
5.4.4.4	Efecto de α_c en las demandas de desplazamiento inelástico	56
Capítulo 6 - Resistencia lateral mínima para evitar el colapso de sistemas degradantes con pendiente negativa		59
6.1	Introducción.....	59
6.2	Revisión de estudios previos	60
6.3	Resultados estadísticos de R_C	62
6.3.1	Tendencia Central	67
6.3.2	Dispersión.....	69
6.3.3	Efectos del comportamiento histerético	70
6.3.3.1	Influencia de la tasa de endurecimiento por deformación (α_s).....	70
6.3.3.2	Influencia de la ductilidad del sistema (μ_c).....	72
6.3.3.3	Influencia de la pendiente negativa (α_c)	74
6.4	Ecuación predictiva para estimar R_C	76
Capítulo 7 - Evaluación del método simplificado		81
Capítulo 8 - Conclusiones.....		90
8.1	Resumen	90
8.2	Conclusiones.....	91
Referencias		96
Apéndice A.....		102
Apéndice B.....		114
Apéndice C.....		124

Índice de figuras

Figura 1.1 – (a) Comparativo de la distribución del número de niveles de los edificios colapsados durante los terremotos de septiembre de 1985 y 2017 y (b) Edad aproximada de los edificios colapsados en la CDMX a causa del sismo de Puebla-Morelos (adaptado de Galvis et al., 2020).....	3
Figura 1.2 - Distribución de los edificios colapsados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 en la microzonificación de las NTC-DCC-2017 (Fuente: Elaboración del autor) ...	4
Figura 1.3 - Edificios con configuración de planta baja débil que colapsaron durante el sismo del 19 de septiembre de 2017: (a) Edificio de 6 niveles ubicado en Patricio Sanz No.37, (b) Edificio de 5 niveles ubicado en Paseo de las Galias 47 y (c) Edificio de 4 niveles ubicado en Saratoga 714 (Fotos de Jorge Ruíz-García).....	5
Figura 1.4 - La Villa Savoye, construida en 1929 en Francia por Le Corbusier. (Fuente: Google Imágenes).....	6
Figura 1.5 – Modo de falla típico de un edificio con planta baja débil (adaptado de Miranda, 2005).....	8
Figura 2.1 - Curvas de capacidad de edificios de concreto reforzado de 4, 6 y 8 niveles que exhiben PBD, diseñados con la NTCS-76 para $Q=4$ (adaptado de Ruiz-García et al., 2019)	15
Figura 2.2 - Esquema del método simplificado para la evaluación sísmica de edificios con planta baja débil.....	17
Figura 3.1 - (a) Curva envolvente del modelo elastoplástico perfecto y (b) respuesta histerética del modelo EPP	20
Figura 3.2 - (a) Curva envolvente del modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler y (b) respuesta histerética del modelo IMK	20
Figura 3.3 - Ejemplo del comportamiento histerético de un sistema que experimenta degradación en el ciclo y colapso por inestabilidad dinámica.....	23
Figura 3.4 - Conversión de la curva de capacidad de un edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-76 para $Q=4$ a la curva simplificada de un sistema equivalente de 1 grado de libertad	24
Figura 3.5 - Comparativo de la historia de desplazamiento de azotea del edificio de 4 niveles (E4Q4-76) y la historia de desplazamientos del SE1GL.....	24

Figura 3.6 - Conversión de la curva de capacidad de un edificio diseñado con las NTCS-76 a la curva simplificada de un SE1GL: (a) 4NQ4, (b) 4NQ6, (c) 6NQ4, (d) 6NQ6, (e) 8NQ4 y (f) 8NQ6	25
Figura 4.1 - Ubicación de las estaciones acelerográficas consideradas en este estudio ubicadas en la zonificación de la Ciudad de México (Fuente: Elaboración del autor)	28
Figura 4.2 - Estimación del periodo predominante del movimiento del terreno a partir de las historias de aceleración registradas en la estación acelerográfica JC54 ubicada en terreno blando durante el sismo de septiembre de 2019 (línea negra) y junio de 1999 (línea azul). 29	
Figura 4.3 - Relación entre T_g y T_s para las historias de aceleración registradas en terreno blando provenientes de sismos de tipo intraplaca considerados en este estudio	32
Figura 4.4 - Historias de aceleración del terreno registradas en la estación acelerográfica JC54 ubicada en terreno blando durante el sismo de septiembre de 2019 (línea negra) y junio de 1999 (línea azul)	33
Figura 4.5 –Ejemplo de espectros de respuesta individuales en términos de aceleración y desplazamiento espectral de los registros de la estación JC54: Sismo de septiembre de 2019 (línea negra) y sismo de junio de 1999 (línea azul).....	34
Figura 4.6 - Mediana de los espectros de pseudoaceleración de las 136 historias de aceleración empleadas en este estudio.....	34
Figura 4.7- Mediana de los espectros de desplazamiento de las 136 historias de aceleración empleadas en este estudio.....	35
Figura 5.1 - Historia de respuesta dinámica de S1GL con periodo de vibrar igual a 1.0 s, sistema elástico (línea negra) y sistema no lineal con $R=2.0$ (línea roja).....	43
Figura 5.2 - Mediana de los cocientes de desplazamiento inelástico calculado para 6 movimientos del terreno a partir de sistemas degradantes con $\mu_c=1.0$ y $\alpha_c=-10\%$: a) como función de T y b) como función de T/T_g	44
Figura 5.3 - Mediana de C_R , calculada a partir de sistemas degradantes para diferentes niveles de ductilidad y de pendiente negativa.....	45
Figura 5.4 - Espectros del coeficiente de variación de C_R , calculado a partir de sistemas degradantes para diferentes niveles de ductilidad y pendiente negativa	46
Figura 5.5 – Comparativo de los cocientes C_R de sistemas con $\mu_c=1.0$ y $\alpha_c=-10\%$ sometidos a dos subconjuntos de movimientos del terreno con diferente magnitud y distancia a la fuente	48

Figura 5.6 - Efecto de la magnitud sísmica y la distancia a la fuente sobre C_R calculado a partir de sistemas con $\mu_c=1.0$ y $\alpha_c=-10\%$ para dos niveles de resistencia lateral relativa: a) $R=2.0$ y b) $R=4.0$	49
Figura 5.7 - Influencia de α_s en la mediana de C_R , calculado para sistemas degradantes con $\mu_c=1.5$ y $\alpha_c=-10\%$, para diferentes niveles de R : a) $R=1.5$, b) $R=2.0$, c) $R=3.0$ y d) $R=4.0$..	50
Figura 5.8 - Influencia de α_s en la mediana de C_R , calculado para sistemas degradantes con $\mu_c=3.0$ y $\alpha_c=-10\%$, para diferentes niveles de R : a) $R=1.5$, b) $R=2.0$, c) $R=3.0$ y d) $R=4.0$..	51
Figura 5.9 - Influencia de μ_c en la mediana de C_R , calculado a partir de sistemas degradantes con $\alpha_s=2\%$, $\alpha_c=-10\%$ y diferentes niveles de R : a) $R=1.5$, b) $R=2.0$, c) $R=3.0$ y d) $R=4.0$..	52
Figura 5.10 - Influencia de μ_c en la mediana de C_R , calculado a partir de sistemas degradantes con $\alpha_s=2\%$, $\alpha_c=-50\%$ y diferentes niveles de R : a) $R=1.5$, b) $R=2.0$, c) $R=3.0$ y d) $R=4.0$..	53
Figura 5.11 - Influencia de α_c en la mediana de C_R , calculado para sistemas degradantes con $\mu_c=1.0$ y cuatro niveles de R : a) $R=1.5$, b) $R=2.0$, c) $R=3.0$ y d) $R=4.0$	54
Figura 5.12 -Influencia de α_c en la mediana de C_R , calculado para sistemas degradantes con $\mu_c=2.0$, $\alpha_s=2\%$ y cuatro niveles de R : a) $R=1.5$, b) $R=2.0$, c) $R=3.0$ y d) $R=4.0$	55
Figura 5.13 - Efecto de α_c en la mediana del cociente de desplazamiento inelástico de sistemas degradantes ($\Delta_{i,IMK}$) y de sistemas sin degradación ($\Delta_{i,EPP}$) calculado a partir de sistemas con $R=2.0$ y diferentes niveles de ductilidad de los sistemas degradantes: a) $\mu_c=1.0$, b) $\mu_c=1.5$ c) $\mu_c=2.0$ y d) $\mu_c=3.0$	56
Figura 5.14 - Efecto de α_c en la mediana del cociente de desplazamiento inelástico de sistemas degradantes ($\Delta_{i,IMK}$) y de sistemas sin degradación ($\Delta_{i,EPP}$) calculado a partir de sistemas con $R=4.0$ y diferentes niveles de ductilidad de los sistemas degradantes: a) $\mu_c=1.0$, b) $\mu_c=1.5$ c) $\mu_c=2.0$ y d) $\mu_c=3.0$	57
Figura 6.1 - Ejemplo de la relación entre la resistencia lateral y la inestabilidad dinámica para diferentes niveles de pendiente negativa y tipos de sismo: a) $T=1.0$ s y b) $T=2.0$ s.....	64
Figura 6.2 - Comportamiento histerético de los sistemas con periodo de vibrar igual a 2.0 sometidos a la componente N00E del sismo de tipo intraplaca registrada en la estación SCT	66
Figura 6.3 - Mediana de R_C , calculado para sistemas degradantes con $\mu_c=1.0$ y $\alpha_c=-30\%$, incluye estimación de la variabilidad registro-a-registro de la relación de resistencia de colapso	67

Figura 6.4 - Mediana de R_C calculada para sistemas degradantes con μ_c igual a 1.0 y dos niveles de pendiente negativa: (a) $\alpha_c=-10\%$ y (b) $\alpha_c=-50\%$	68
Figura 6.5 - Influencia de los parámetros del modelo histerético en el coeficiente de variación de la relación de resistencia de colapso: (a) nivel de pendiente negativa, (b) ductilidad del sistema y (c) tasa de endurecimiento por deformación	70
Figura 6.6 - Influencia de la tasa de endurecimiento por deformación (α_s) en la mediana de R_C calculada a partir de sistemas con ductilidad limitada ($\mu_c=1.5$): (a) $\alpha_c=-10\%$, (b) $\alpha_c=-50\%$, y para sistemas con ductilidad moderada ($\mu_c=3.0$): (c) $\alpha_c=-10\%$, (d) $\alpha_c=-50\%$	71
Figura 6.7 - Efecto de α_s en la mediana de la relación de resistencia en la que ocurre el colapso de sistemas degradantes con ductilidad $\mu_c=3.0$ y pendiente negativa igual a -10%	71
Figura 6.8 - Influencia de la ductilidad del sistema (μ_c) en la mediana de R_C calculada para sistemas degradantes con $\alpha_s=2\%$ y diferentes niveles de pendiente negativa: (a) $\alpha_c=-50\%$, (b) $\alpha_c=-40\%$, (c) $\alpha_c=-30\%$, (d) $\alpha_c=-20\%$ y (e) $\alpha_c=-10\%$	73
Figura 6.9 - Efecto de μ_c en la mediana de la relación de resistencia en la que ocurre el colapso de sistemas degradantes con $\alpha_s=2\%$ y pendiente negativa igual a -50%	74
Figura 6.10 - Influencia de la pendiente negativa (α_c) en la mediana de R_C calculada a partir de sistemas degradantes con $\alpha_s=2\%$ y diferentes niveles de ductilidad: (a) $\mu_c=1.0$, (b) $\mu_c=1.5$, (c) $\mu_c=2.0$ y (d) $\mu_c=3.0$	75
Figura 6.11 - Efecto de α_c en la mediana de la relación de resistencia en la que ocurre el colapso de sistemas degradantes sin capacidad de deformación inelástica ($\mu_c=1.0$)	75
Figura 6.12 - Superficies $\theta-\mu_c-\alpha_c$ obtenidas con los coeficientes θ ajustados en la primera etapa del análisis de regresión no lineal	77
Figura 6.13 - Superficies $\theta-\mu_c-\alpha_c$ obtenidas con las ecuaciones 6.2, 6.3 y los parámetros de la tabla 6.1	78
Figura 6.14 - Comparación de los datos empíricos de la mediana de R_C y los calculados con las ecuaciones predictivas para sistemas con $\mu_c=1.0$: (a) $\alpha_c=-10\%$, (b) $\alpha_c=-50\%$, y para sistemas $\mu_c=3.0$: (c) $\alpha_c=-10\%$, (d) $\alpha_c=-50\%$	79
Figura 6.15 - Superficie $R_C-\mu_c-T/T_g$ para: (a) $\mu_c=1.0$ y (b) $\mu_c=3.0$ calculada a partir de las ecuaciones 6.1, 6.2, 6.3 y los parámetros de la tabla 6.1	80
Figura 6.16 - Superficie $R_C-\alpha_c-T/T_g$ para: (a) $\alpha_c=-10\%$ y (b) $\alpha_c=-50\%$ calculada a partir de las ecuaciones 6.1, 6.2, 6.3 y los parámetros de la tabla 6.1	80

Figura 7.1 - Características geométricas típicas de los edificios diseñados con las NTCS-97 considerando muros de mampostería: (a) planta, (b) elevación (Fuente: Ruiz-García y Alonso, 2018)	82
Figura 7.2 - Estrategia de modelado de los edificios diseñados con el NTCS-97 (Fuente: Ruiz-García y Alonso, 2018).....	82
Figura 7.3 - Curvas de capacidad de la familia de edificios diseñada con las NTCS-97 y su conversión en SE1GL para: (a) edificio de 4 niveles, (b) edificio de 6 niveles y (c) edificio de 8 niveles (adaptado de Ruiz-García y Alonso, 2018)	84
Figura 7.4 - Distribución de la mediana de IDR con respecto la altura normalizada de los edificios diseñados con el NTCS-97 ante un conjunto de 20 acelerogramas registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017: (a) modelo 4N-97, (b) modelo 6N-97, y (c) modelo 8N-97 (adaptado de Ruiz-García y Alonso, 2018)	85
Figura 7.5 - (a) Historia de aceleración de la estación CI05 del sismo del 19 de septiembre de 2017 y sus espectros de respuesta elásticos: (b) pseudoaceleración, (c) pseudovelocidad y (d) desplazamiento espectral	86
Figura 7.6 - Obtención del cociente de desplazamiento inelástico para los edificios diseñados con las NTCS-97 a partir del espectro de la mediana C_R vs T/T_g para sistemas $\mu_c=1.0$: (a) $\alpha_c=-30\%$ y $\alpha_c=-10\%$	87
Figura 7.7 - Comparación del IDR_I estimado con el método propuesto y el IDR_I calculado con análisis dinámicos no lineales: a) modelo 4N-97, b) modelo 6N-97, y c) modelo 8N-97	89

Índice de tablas

Tabla 3.1 - Resumen de parámetros del modelo IMK obtenido de los edificios diseñados con las NTCS-76	26
Tabla 4.1 - Características de los movimientos del terreno provenientes del sismo de 15 de junio de 1999 incluidos en este estudio	30
Tabla 4.2 - Características de los movimientos del terreno provenientes del sismo de 19 de septiembre de 2017 incluidos en este estudio	31
Tabla 6.1 - Parámetros para obtener una estimación de los coeficientes θ_1 , θ_2 , θ_3 y θ_4 de las ecuaciones 6.2 y 6.3 (Fuente: Elaboración del autor).....	78
Tabla 7.1 - Principales propiedades dinámicas y mecánicas de la familia de edificios diseñada con las NTCS-97 (adaptado de Ruiz-García y Alonso, 2018)	84
Tabla 7.2 - Valores de S_a y S_d asociados al periodo fundamental de los edificios diseñados con las NTCS-97, obtenidos de los espectros de respuesta elásticos del registro sísmico de la estación CI05	86
Tabla 7.3 - Niveles de resistencia lateral relativa de la familia de edificios diseñada con las NTCS-97 obtenidos con el registro sísmico de la estación CI05 del sismo de septiembre de 2017	87
Tabla 7.4 - Cocientes de desplazamiento inelástico de la familia de edificios diseñada con las NTCS-97 para el registro sísmico de la estación CI05 del sismo de septiembre de 2017 ...	88
Tabla 7.5 - Cálculo del IDR_1 de la familia de edificios diseñada con las NTCS-97 para el registro sísmico de la estación CI05 del sismo de septiembre de 2017	88

Capítulo 1

Introducción

1.1 Motivación

En la actualidad gran parte de las estructuras de baja y mediana altura existentes en la Ciudad de México y en otras zonas de importante desarrollo económico en el país están constituidas por sistemas estructurales mixtos, dentro de los cuales se ha observado en mayor cantidad, los estructurados por marcos de concreto reforzado y muros de mampostería. Este tipo de edificaciones cuentan con muros divisorios (o de relleno) de mampostería, que en ocasiones no son considerados en el diseño estructural original y, otros que, debido a procedimientos constructivos deficientes, terminan trabajando en conjunto con los marcos, cambiando por completo el comportamiento sísmico esperado del edificio (Kirac *et al.*, 2011).

Por lo general, la contribución de los muros de relleno en la capacidad lateral del sistema está fuertemente relacionada con la regularidad de la distribución de estos en la estructura, ya sea en planta como en elevación; y se ha demostrado que los edificios con irregularidades en altura tienen un mal comportamiento sísmico (Kirac *et al.*, 2011), ya que su configuración conduce a demandas de ductilidad excesivas a nivel de la discontinuidad.

La irregularidad en la altura de los muros de relleno, generalmente provoca diferencias en rigidez y resistencia en entrepisos adyacentes de la estructura, lo que genera la presencia de una planta sensiblemente más débil que el resto, un ejemplo de esta deficiencia estructural, se puede observar cuando se utilizan solamente columnas en la planta baja con la finalidad de permitir amplias zonas libres, por ejemplo para un estacionamiento, mientras que en los pisos superiores se utilizan muros de mampostería con el objetivo de delimitar espacios. Otra

forma de presentarse es cuando las columnas en la planta baja son más altas que en el resto del edificio lo que provoca que esta planta se transforme en un soporte semiflexible.

Este tipo de configuración estructural podría parecer bastante atractiva, por la posibilidad que otorga el usar la planta baja para actividades comerciales y el resto del edificio para uso habitacional, sin embargo, en este tipo de edificaciones, se concentran grandes demandas de rotación en los extremos de vigas y columnas del primer nivel, produciendo que las columnas alcancen su resistencia antes que las trabes superen su capacidad a flexión, lo cual puede provocar el colapso súbito de la edificación (Jean, 2011). Aunado a esto, si se toma en consideración el peligro sísmico al que estas se encuentran expuestas, se ha evidenciado que pueden resultar particularmente vulnerables ante eventos sísmicos fuertes como los que han afectado últimamente a la Ciudad de México.

La República Mexicana se encuentra dentro de las zonas sísmicas con mayor actividad en el mundo, se han registrado movimientos sísmicos de gran magnitud que han provocado severos daños en la planta baja de muchas edificaciones, prueba de ello son los colapsos totales o parciales observados en la Ciudad de México ocasionados por los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017.

Como resultado del sismo de interplaca de 1985 ($M_s=8.1$), ocurrido frente a las costas de Guerrero y Michoacán, se tiene constancia de miles de pérdidas humanas y cuantiosas pérdidas económicas en la Ciudad de México, a pesar de que el epicentro se ubicó a poco menos de 400 km de esta. Dentro de los daños materiales encontrados, se contabilizaron aproximadamente 210 edificios colapsados, de estos, se encontró que el 8% de los colapsos se originó por falla localizada en la planta baja de la estructura (Meli y Miranda, 1985).

Más recientemente, el día 19 de septiembre de 2017, ocurrió un temblor de tipo intraplaca de profundidad intermedia con magnitud de momento igual a 7.1 y con epicentro localizado aproximadamente a 12 km de la población de Axochiapan, Morelos (SSN, 2017). Este evento sísmico presentó una distancia epicentral con respecto a la Ciudad de México cercana a los 120 km, mucho menor que la del temblor de subducción de 1985. A causa del sismo de 2017, se tiene registro del colapso de 44 edificaciones, de las cuales el 57% de ellas tenían una configuración estructural que propició la formación del mecanismo de colapso de planta baja

débil (Galvis *et al.*, 2020). Además, se observó que este evento sísmico fue particularmente destructivo para edificios de baja y mediana altura, principalmente para edificios de entre 5 y 8 niveles formados por una combinación de marcos de concreto reforzado y mampostería. (Jara-Guerrero *et al.*, 2020). En la figura 1.1a se muestra un comparativo de la distribución del número de niveles de los edificios colapsados durante el sismo de septiembre de 2017 y de 1985.

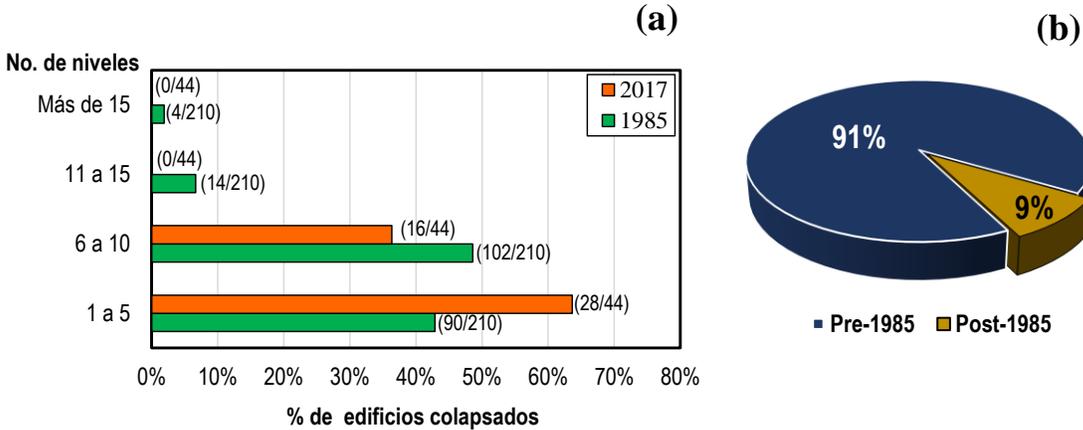


Figura 1.1 – (a) Comparativo de la distribución del número de niveles de los edificios colapsados durante los terremotos de septiembre de 1985 y 2017 y (b) Edad aproximada de los edificios colapsados en la CDMX a causa del sismo de Puebla-Morelos (adaptado de Galvis *et al.*, 2020)

En la figura 1.2 se muestra la distribución espacial de los edificios colapsados durante el sismo de septiembre de 2017 en la microzonificación sísmica de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-DCC) de la Ciudad de México (CDMX) en su edición 2017 (Gaceta, 2017). Como se puede observar, la gran mayoría de estos colapsos, cerca del 90% según Galvis *et al.*, (2020), ocurrió en zonas de terreno blando de la Ciudad de México. La relación entre las condiciones del suelo y el daño provocado por los sismos ha sido reconocida por muchos años, los datos presentados anteriormente muestran que las estructuras construidas en suelos blandos son particularmente vulnerables a movimientos del terreno comparadas con estructuras construidas en otro tipo de condiciones del suelo (por ejemplo, terreno firme).

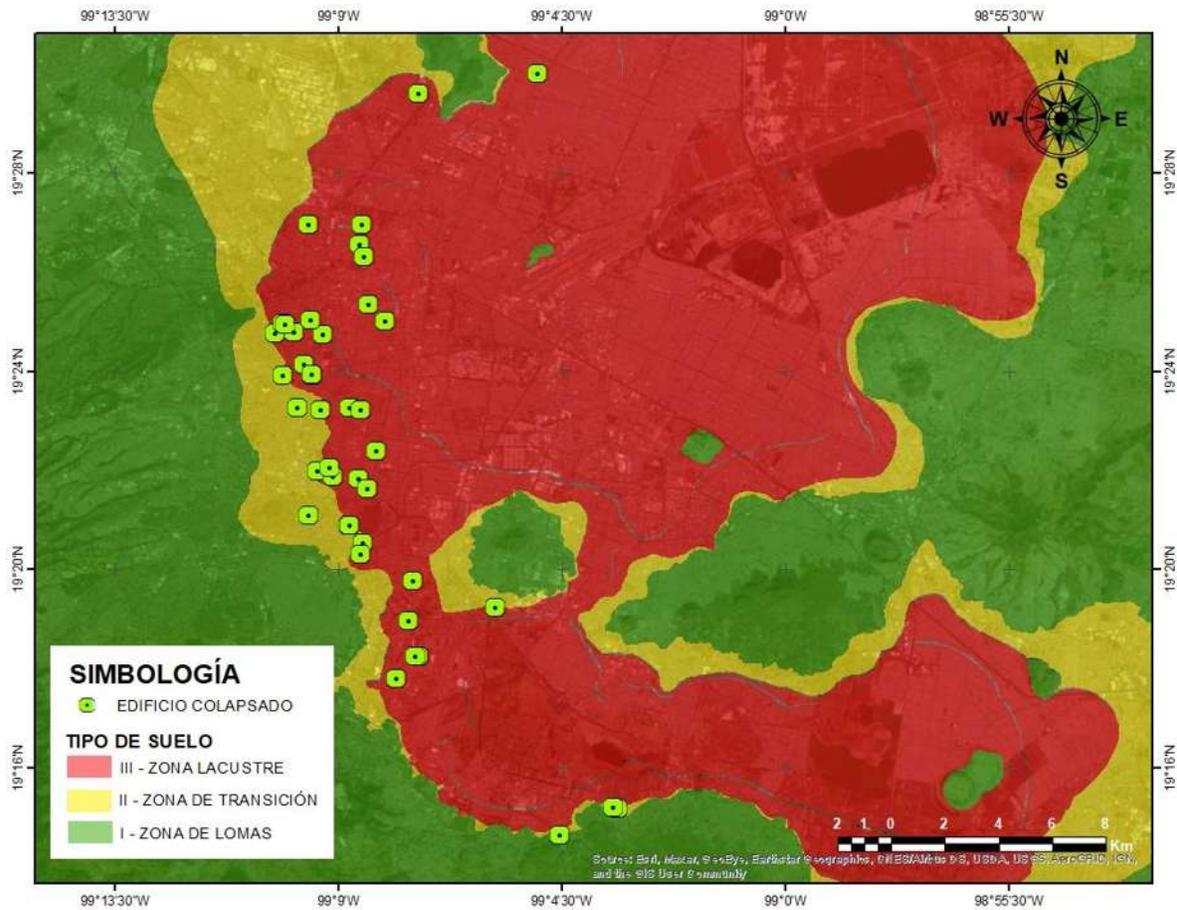


Figura 1.2 - Distribución de los edificios colapsados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 en la microzonificación de las NTC-DCC-2017 (Fuente: Elaboración del autor)

Además, como se muestra en la figura 1.1b, se encontró que la gran mayoría de los edificios colapsados durante este evento sísmico fueron diseñados con la normatividad anterior al sismo de 1985, que de acuerdo a las actualizaciones en la reglamentación de construcción de la Ciudad de México (antes Distrito Federal), presumiblemente se utilizó para su diseño las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS) en la versión 1976 (García-Ranz y Gómez, 1988). Esta reglamentación admitía el uso de detallados de refuerzo que limitan la capacidad de deformación (ductilidad) de las columnas de la planta baja lo que se comprobó con los daños observados a través de inspecciones de campo (Ruiz-García, 2017). En la figura 1.3, se muestran algunas de las estructuras colapsadas durante el sismo de 2017 debido a la formación del mecanismo de colapso de planta baja débil.



Figura 1.3 - Edificios con configuración de planta baja débil que colapsaron durante el sismo del 19 de septiembre de 2017: (a) Edificio de 6 niveles ubicado en Patricio Sanz No.37, (b) Edificio de 5 niveles ubicado en Paseo de las Galias 47 y (c) Edificio de 4 niveles ubicado en Saratoga 714 (Fotos de Jorge Ruíz-García)

Desafortunadamente, aún existe un gran número de edificios de giro habitacional y comercial en la CDMX, diseñados con los requisitos de los códigos pre- y post-1985 que cuentan con este tipo de configuración estructural que ha demostrado que puede ser muy vulnerable al colapso ante acciones sísmicas extremas, condición que es inaceptable en la ingeniería sísmica contemporánea. Por lo que se considera necesario contar con un método simple de evaluación sísmica de edificios existentes con planta baja débil, que sirva como un elemento de referencia en la toma de decisiones cuando ocurra un sismo. De igual forma, para complementar el método se considera importante establecer una forma simplificada de estimar la resistencia lateral mínima necesaria para evitar el colapso en edificios que propicien la formación de una planta baja débil.

1.2 Revisión de estudios previos

La estructuración denominada como planta baja débil (PDB) tiene esta connotación debido a la ingeniería estructural, sin embargo, su concepción parte de la arquitectura. Una de las primeras personas con las que se relaciona este tema es el arquitecto Le Corbusier quien en su obra “*Vers une architecture*” (Courbusier, L., 1929) estableció los 5 puntos de la arquitectura moderna, donde presentó una tipología de edificio sobre postes (pilotis). Para ejemplificar este concepto, en la figura 1.4 se muestra *La Villa Savoye* construida en París en

1929 por Le Corbusier, donde se puede observar que la planta baja está dispuesta de columnas de concreto reforzando dejando el espacio habitable elevado de un primer nivel libre.



Figura 1.4 - La Villa Savoye, construida en 1929 en Francia por Le Corbusier. (Fuente: Google Imágenes)

El fenómeno de planta baja débil, como deficiencia estructural, fue identificada por primera vez en el año de 1932 por John Ripley Freeman (Freeman, 1932) quien reportó los daños sufridos en la planta baja de un edificio a causa del sismo de 1925 en Sta. Bárbara, California.

Estudios pioneros como el de Green (1935), utilizaron el concepto de planta baja débil como una alternativa para reducir las aceleraciones de piso producidas en un edificio debido a un sismo, dejando que las columnas del primer nivel fluyan y que los pisos superiores se mantuvieran elásticos reduciendo así las cargas de diseño. En ese sentido, Chopra *et al.*, (1972) evaluaron los requisitos de diseño que deben cumplirse para que el diseño de un primer piso suave sea aceptable. En el estudio compararon la respuesta inelástica de 16 edificios de 8 niveles (8 con periodo igual a 0.5s y el resto con periodo igual a 2.0 s) diseñados con las especificaciones estándar del U.B.C (ICBO, 1970) con el comportamiento de un edificio con las mismas características excepto en que la resistencia del primer nivel se redujo a una fracción de su contraparte con diseño estándar. Encontraron que un primer piso flexible genera mayores desplazamientos que una estructura rígida, y que es necesario dotar de gran capacidad de deformación al primer nivel, incluso más allá de 0.3 m; además concluyeron

que los niveles superiores a la planta baja permanecen elásticos siempre y cuando la resistencia de fluencia del primer nivel sea lo suficientemente pequeña y que el comportamiento que experimente sea casi perfectamente plástico.

En México, Esteva (1987) observó que muchas de las edificaciones dañadas durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M_w=8.0$) fallaron por importantes irregularidades en la distribución de resistencias y rigideces, especialmente por la presencia de la planta baja débil, la cual representó el 8% de los colapsos en la CDMX. Además, indicó que un gran porcentaje de las estructuras dañadas no cumplían con el reglamento de 1976 vigente al momento del temblor. Más adelante, Esteva (1992) estudió la respuesta inelástica de estructuras con discontinuidad en rigidez a lo largo de la altura. Investigó el efecto del periodo de vibrar, la rigidez de entrepiso y el factor “ r ” que representa el valor promedio del factor de seguridad a la fuerza cortante de los niveles superiores con respecto a la planta baja. Como resultado encontró que la respuesta no lineal de los edificios presenta una resistencia y rigidez lateral asociada a factores “ r ” mayores que los aplicados al primer nivel.

Posteriormente, Tena (2001) realizó un estudio para evaluar las condiciones de irregularidad en edificios de concreto reforzado, diseñados con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal en su edición 1993. El autor concluyó que en edificios con piso suave se presentan demandas de distorsión significativamente mayores en la planta baja con respecto a los pisos superiores. Además, observó una considerable reducción en la capacidad resistente de entrepiso en la discontinuidad del primer y segundo nivel de los marcos con piso débil, lo cual provoca una inversión de esfuerzos en el segundo nivel de los marcos regulares para contrarrestar el efecto de la discontinuidad de rigidez y resistencia de los marcos con piso débil.

Por su parte, Miranda (2005) presentó los aspectos fundamentales del problema estructural conocido como planta baja débil, donde aclara que en la literatura se usan indistintamente los términos “entrepiso blando”, “piso suave” y “planta baja flexible” para referirse al mismo fenómeno. En su trabajo ilustra el modo de falla típico de un edificio con PDB (figura 1.5). En particular, Miranda (2005) señaló que los edificios con planta baja débil presentan un incremento y concentración de la demanda de desplazamiento en el primer nivel, y que además que este fenómeno se incrementa si la estructura tiene periodo corto. También hizo

notar que edificios con planta baja débil pueden presentar inestabilidad dinámica debido a la baja resistencia lateral y, que ante eventos sísmicos extremos se puede generar un mecanismo de colapso.

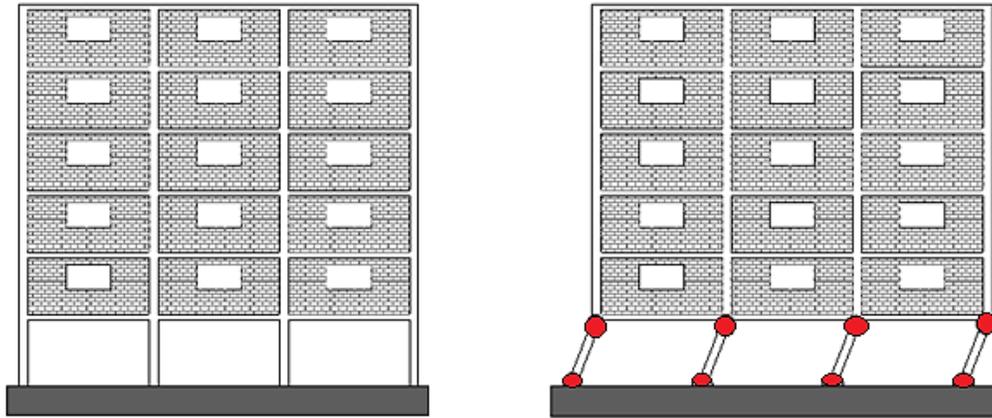


Figura 1.5 – Modo de falla típico de un edificio con planta baja débil (adaptado de Miranda, 2005)

Hernández y Tena (2016) observaron que la diferencia de rigidez y resistencia de la planta baja con respecto a pisos superiores genera grandes desplazamientos y demandas de ductilidad en las columnas del primer nivel, como consecuencia de esto durante un sismo, el resto del edificio se comporta como un cuerpo rígido. Como parte de este estudio, los autores analizaron modelos simplificados de 2 grados de libertad y encontraron que al aplicar factores de corrección para estructuras irregulares, se puede reducir de manera significativa la posibilidad de desarrollar un mecanismo de planta baja débil. Además concluyeron que el mecanismo de planta baja débil en edificios se puede prevenir realizando una adecuada combinación de la rigidez y resistencia del segundo piso respecto al primero (K_2/K_1 y V_2/V_1).

Jara-Guerrero *et al.* (2020) analizaron un conjunto de 7 edificios de 6 niveles con configuración de planta baja débil diseñados con el código de diseño sísmico de 1976 para suelo blando de la CDMX; establecieron un modelo de referencia y en el resto utilizaron técnicas de refuerzo como contravientos (diagonales y tipo Chevron) y dispositivos de control (de disipación de energía histerética y de amortiguamiento viscoso). Los autores concluyeron que es posible mitigar el daño en edificios con planta baja débil si se utilizan técnicas de refuerzo como contravientos o dispositivos de control pasivo. En particular encontraron una mejor solución al combinar un sistema de disipación de energía con una

crujía provista de contravientos que brinda rigidez adicional y capacidad de disipación de energía al primer nivel.

Más recientemente, Ruiz-García y Cárdenas (2021) evaluaron los nuevos requisitos de diseño sísmico para edificios con planta baja débil dispuestos en las NTCS edición 2017 (Gaceta Oficial, 2017). En este estudio se comparó la respuesta sísmica de tres familias de edificios de 4, 6 y 8 niveles, la primera y la segunda diseñadas con la reglamentación de las NTCS edición 1976 para $Q=4$ y $Q=6$, respectivamente, y la última diseñada según la normativa vigente. Los resultados de esta investigación revelaron que los nuevos requisitos para los edificios de concreto reforzado con planta baja débil cambian la distribución de la distorsión máxima de entrepiso, IDR , a lo largo de la altura, lo que evita una concentración de IDR en el primer nivel. Además, de que retrasan la formación de un mecanismo de planta baja débil. Los autores también concluyeron que los edificios con planta baja débil diseñados con antiguas provisiones sísmicas son susceptibles a experimentar daños estructurales de moderados a severos bajo fuertes sismos intraplaca como el de Puebla-Morelos en septiembre de 2017.

1.3 Objetivos

El objetivo general del presente trabajo de investigación consiste en proponer y evaluar un método simplificado para la evaluación sísmica de edificios de concreto reforzado con planta baja. El método consiste en estimar la demanda de distorsión del primer nivel, IDR_1 , del edificio en estudio, y se basa en el cociente de desplazamiento inelástico, C_R , así como en las propiedades dinámicas y mecánicas básicas del edificio en consideración.

Para cumplir con el objetivo general, se establecieron los siguientes objetivos particulares:

- a. Calcular el cociente de desplazamiento inelástico, C_R , para S1GL con comportamiento degradante, descrito por el modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler (*IMK*), que exhiben pendiente negativa después de alcanzar su resistencia.
- b. Evaluar la influencia de los parámetros del modelo *IMK* en la tendencia de C_R .

- c. Estimar la resistencia lateral mínima requerida para evitar inestabilidad dinámica, R_C , de S1GL, asociada al colapso de edificios con planta baja débil, así como evaluar el efecto que tienen los parámetros del modelo IMK en R_C .
- d. Proponer una ecuación para estimar R_C .
- e. Determinar el error del método propuesto en la estimación de IDR_I con respecto a los resultados de análisis dinámicos no lineales.

1.4 Alcances

En la formulación del método simplificado propuesto se supuso que los edificios con planta baja débil se comportan predominantemente en su primer modo de vibración, inclusive cuando la excitación sísmica induce un comportamiento inelástico. Asimismo, los resultados de C_R y R_C se obtuvieron de la respuesta sísmica de S1GL sometidos a historias de aceleración registradas en zonas de terreno blando de la CDMX durante sismos intraplaca. No obstante que el método es general, la información presentada solo es aplicable para estructuras desplantadas en suelos con las mismas características, salvo que se cuente con información de los cocientes de desplazamiento inelástico correspondientes a otras condiciones de suelo (por ejemplo, terreno de transición o terreno firme) u otras fuentes sísmicas (sismos de subducción).

1.5 Organización de la tesis

La presente tesis está organizada en 8 capítulos. A continuación, se ofrece una breve descripción de su contenido.

En el *Capítulo 1* se presenta una introducción y algunos trabajos previos que establecen la motivación e importancia de hacer este trabajo. Se establece el objetivo general y los objetivos particulares, así como se incluyen los alcances y limitaciones del presente estudio.

En el *Capítulo 2* se describe la formulación del método simplificado propuesto, las consideraciones realizadas, así como el procedimiento detallado para su aplicación.

El *Capítulo 3* incluye una descripción de los modelos histeréticos utilizados en el estudio paramétrico y estadístico de S1GL. También se definen los valores típicos que definen la

curva del modelo histerético utilizado para representar el comportamiento global de edificios con planta baja débil.

El *Capítulo 4* describe el proceso de selección, filtrado y las características de los movimientos del terreno empleados en el estudio estadístico a S1GL. También se incluye el cálculo de espectros de respuesta elásticos en términos de pseudoaceleración y desplazamiento espectral.

En el *Capítulo 5* se presentan los resultados de un estudio estadístico de la relación entre la demanda de desplazamiento máximo inelástico y la demanda de desplazamiento máximo elástico, denominado C_R , para sistemas de un grado de libertad con resistencia relativa conocida en condiciones de suelo blando. Se investigan los efectos del período de vibración, el nivel de resistencia lateral y el efecto de la magnitud y distancia a la fuente. Además, se aborda el efecto del comportamiento histerético con principal énfasis en el deterioro súbito de resistencia, la ductilidad del sistema y la rigidez de post-fluencia.

En el *Capítulo 6* se presentan los resultados de un estudio estadístico para estimar la resistencia mínima para evitar el colapso, denominada R_C , de sistemas degradantes con pendiente negativa desplantados en condiciones de suelo blando. También, se investigaron los efectos del período de vibración y la influencia del comportamiento histerético en R_C . Al final del capítulo se presenta una ecuación simplificada para estimar la mediana de R_C , la cual depende de la relación de periodos normalizados, T/T_g , la ductilidad, μ_c , y la pendiente negativa del sistema, α_c .

En el *Capítulo 7* se realiza la aplicación del método simplificado para estimar las demandas de IDR_I de edificios con planta baja débil. Asimismo, se comparan los resultados del método con las demandas de IDR_I calculadas a través de análisis dinámicos no lineales.

En el *Capítulo 8* se presentan las principales conclusiones emanadas del presente estudio, así como algunas recomendaciones para futuras investigaciones.

Apéndice A. Se muestran las gráficas de las historias de aceleración utilizadas en este estudio.

Apéndice B. Se ilustran los espectros C_R vs T/T_g calculados en el capítulo 5.

Apéndice C. Se muestran los espectros de R_C vs T/T_g calculados en el capítulo 6.

Capítulo 2

Descripción del método simplificado propuesto

En este estudio se propone una metodología simplificada para la evaluación sísmica de edificios con planta baja débil, esto a través de estimar la demanda de distorsión del primer nivel, IDR_1 , del edificio. Este parámetro resulta de particular interés debido a que Galvis *et al.*, (2020) sostiene que, en edificios con PBD, se produce una importante concentración de deformaciones laterales (distorsión de entrepiso) en el primer nivel. El método propuesto puede emplearse en edificios nuevos o existentes; se basa en el cociente de desplazamiento inelástico, C_R , así como en las propiedades dinámicas (por ejemplo, período fundamental, T_1 , y el factor de participación modal normalizado con respecto al primer nivel, Γ_1, ϕ_1, I) y mecánicas (por ejemplo, la resistencia lateral relativa) básicas del edificio en consideración.

2.1 Formulación

La demanda de distorsión de azotea elástica se define como:

$$D_{azotea} = \frac{\delta_{azotea}}{H} \quad (2.1)$$

donde δ_{azotea} es el desplazamiento lateral de azotea y H es la altura total del edificio. Para sistemas de varios grados de libertad (SVGL) que son dominados por la primera forma modal, la demanda de desplazamiento lateral se relaciona con la demanda de desplazamiento de un S1GL, S_d , correspondiente al periodo fundamental de vibración, T_1 , mediante la siguiente relación:

$$\delta_{azotea} = S_d \cdot \Gamma_1 \phi_{1,azotea} \quad (2.2)$$

donde $\Gamma_1 \varphi_{1,azotea}$ es el factor de participación modal normalizado con respecto a la azotea. A continuación, la relación entre la demanda de desplazamiento inelástico, Δ_i , y la demanda máxima de desplazamiento elástico en un S1GL, se puede expresar como:

$$\Delta_i = C_R \cdot S_d \quad (2.3)$$

donde C_R es el cociente de desplazamiento calculado para S1GL con comportamiento inelástico. De esta manera, la ecuación (2.3) puede emplearse para obtener una estimación de la demanda de desplazamiento lateral inelástico de azotea y, en consecuencia, obtener una estimación de la demanda de distorsión inelástica de azotea, $D_{i,azotea}$, de la siguiente manera:

$$D_{i,azotea} = \frac{\delta_{i,azotea}}{H} = \frac{C_R \cdot S_d \cdot \Gamma_1 \varphi_{1,azotea}}{H} \quad (2.4)$$

Una parte importante de la ecuación (2.4) está definida por el cociente C_R , en la literatura existen varias opciones para estimar este parámetro, una de ellas es la ecuación predictiva propuesta por Ruiz-García y Miranda (2006) para S1GL con comportamiento elastoplástico desplazados en sitios de terreno blando. Para efectos de la presente investigación, el parámetro C_R se obtendrá de los valores de tendencia central producto de un estudio estadístico a sistemas de un grado de libertad con comportamiento degradante que se desarrollará en capítulos posteriores.

Para un edificio, el parámetro R se define como:

$$R = \frac{S_a(T_1)}{C_y} \quad (2.5)$$

donde $S_a(T_1)$ es la ordenada de aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura, g es la aceleración de la gravedad, y C_y es el coeficiente de resistencia asociado a la fluencia de edificio. El coeficiente C_y se puede estimar de un análisis estático no lineal incremental, para identificar la fuerza cortante basal asociada a la fluencia, $V_{b,y}$, normalizada respecto su peso total, W_T . El numerador en la ecuación (2.5) representa la resistencia lateral requerida para mantener el sistema elástico, la cual también representa la

demanda de resistencia elástica, mientras que denominador representa la capacidad del edificio asociada a la fluencia. Es decir, R es una medida de la capacidad de fluencia del sistema respecto a la intensidad del movimiento del terreno; por lo que valores de R entre 1 y 3 se pueden asociar a sistemas “fuertes” respecto a la intensidad del movimiento, mientras que valores de R mayores a 3 se pueden asociar a sistemas “débiles” respecto a la intensidad del movimiento del terreno.

Debe notarse que inspecciones de campo realizadas después de un evento sísmico han registrado que el daño estructural en edificios con planta baja débil que cuentan con muros de mampostería en las plantas superiores al primer nivel, así como edificios de mampostería confinada, se concentra en la planta baja mientras que los niveles superiores no exhiben daño estructural, o daño estructural ligero. Bajo esta suposición, se puede obtener una estimación de la demanda máxima de distorsión inelástica del primer nivel, IDR_1 , para fines de evaluación sísmica como:

$$IDR_1 = \frac{C_R \cdot S_d(T_1) \cdot \Gamma_1 \varphi_{1,1}}{h} \quad (2.6)$$

donde $\Gamma_1 \varphi_{1,1}$ es el factor de participación modal normalizado con respecto al primer nivel y h es la altura del primer nivel. Debe notarse que $\Gamma_1 \varphi_{1,1}$, el cual depende de la forma modal asociada al primer modo, se incrementa conforme el nivel de daño estructural se incrementa en el primer nivel, por lo que la ecuación (2.6) permite obtener un límite inferior de IDR_1 . Asimismo, los valores de T_1 y $\Gamma_1 \varphi_{1,1}$ pueden obtenerse mediante un análisis modal convencional.

Como se mencionó anteriormente, en el desarrollo de las ecuaciones (2.4) y (2.6) se supuso que los edificios con planta baja débil se comportan predominantemente en su primer modo de vibración, inclusive cuando la excitación sísmica induce un comportamiento inelástico. Debe mencionarse que la ecuación (2.4) es conceptualmente similar al *Método de los Coeficientes*, incorporado en el procedimiento estático no lineal para para la rehabilitación sísmica de edificios en los Estados Unidos (AISC/SEI, 2017). Así, las ecuaciones (2.4) y (2.6) proporcionan una estimación de la demanda de distorsión máxima inelástica de azotea y del primer nivel en edificios sí se cuenta con información del cociente C_R .

Particularmente, Ruiz-García y González (2014) mostraron que la ecuación (2.4) proporciona una buena aproximación de la demanda de distorsión de azotea para edificios estructurados a base de marcos ubicados en sitios de terreno blando de la Ciudad de México. Sin embargo, debe notarse que el comportamiento global de edificios de concreto reforzado con planta baja débil exhiben un deterioro de resistencia súbita, caracterizado por una pendiente negativa, en su curva de capacidad debido a la formación de un mecanismo de planta baja débil (Ruiz-García *et al.*, 2019). Por ejemplo, en la figura 2.1 se muestran las curvas de capacidad (es decir, la variación de la fuerza cortante basal normalizada con el peso del edificio, V_b/W_T , con respecto a la distorsión de azotea) obtenida de un análisis estático no lineal incremental de tres edificios de concreto reforzado diseñados con la edición 1976 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, que exhiben el mecanismo de planta baja débil al contar con muros no desligados de mampostería en los niveles superiores a la planta baja (Ruiz-García *et al.*, 2019). Como puede observarse en la figura, la capacidad ante cargas laterales decae significativamente una vez alcanzada la resistencia (i.e., capacidad máxima ante cargas laterales) del edificio, caracterizada por una pendiente negativa, lo cual indica una ausencia de capacidad de deformación y puede atribuirse a la formación de un mecanismo de planta baja débil.

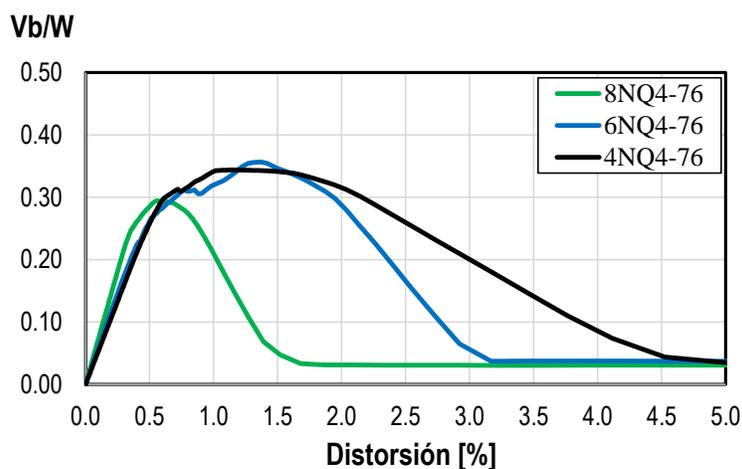


Figura 2.1 - Curvas de capacidad de edificios de concreto reforzado de 4, 6 y 8 niveles que exhiben PBD, diseñados con la NTCS-76 para $Q=4$ (adaptado de Ruiz-García *et al.*, 2019)

2.2 Metodología

Primero. Desarrollar un modelo analítico del edificio en estudio considerando todas las fuentes de no linealidad y de sobre-resistencia necesarias para representar adecuadamente las propiedades mecánicas del edificio.

Segundo. Realizar un análisis estático no lineal incremental (AENL) para obtener el coeficiente asociado a la fluencia del edificio, C_y , así como los parámetros α_s , μ_c y α_c a través de la conversión de la curva de capacidad a la curva simplificada de un sistema equivalente de un grado de libertad (SE1GL). Este último procedimiento se puede realizar mediante la igualdad de energía de las curvas y el método sugerido por Freeman *et al.*, (1984).

Tercero. Realizar un análisis modal convencional para obtener el periodo fundamental de la estructura, T_1 , así como el factor de participación modal normalizado con respecto al primer nivel, $\Gamma_{1,\phi_{1,1}}$.

Cuarto. Seleccionar un movimiento del terreno y obtener espectros de respuesta en términos de pseudoaceleración, S_a , pseudovelocidad, S_v y desplazamiento espectral, S_d . Adicionalmente calcular el periodo predominante del movimiento del terreno, T_g .

Quinto. Calcular la resistencia lateral relativa, R , del edificio a través de la ecuación (2.5). Es necesario que la pseudoaceleración elegida sea la asociada al periodo fundamental del edificio.

Sexto. Obtener el cociente de desplazamiento inelástico de los espectros de C_R vs T/T_g elaborados con la información estadística del análisis de S1GL. Para ello, es necesario seleccionar el espectro asociado a la combinación de parámetros α_s , μ_c y α_c calculados en el segundo punto. Además, se debe retomar el nivel de R del edificio calculado en el punto anterior.

Séptimo. Finalmente, utilizando la ecuación (2.6) se puede conocer demanda máxima de distorsión inelástica del primer nivel, IDR_1 .

En la figura 2.2 se ilustra la metodología antes descrita para la evaluación sísmica de edificios con PBD.

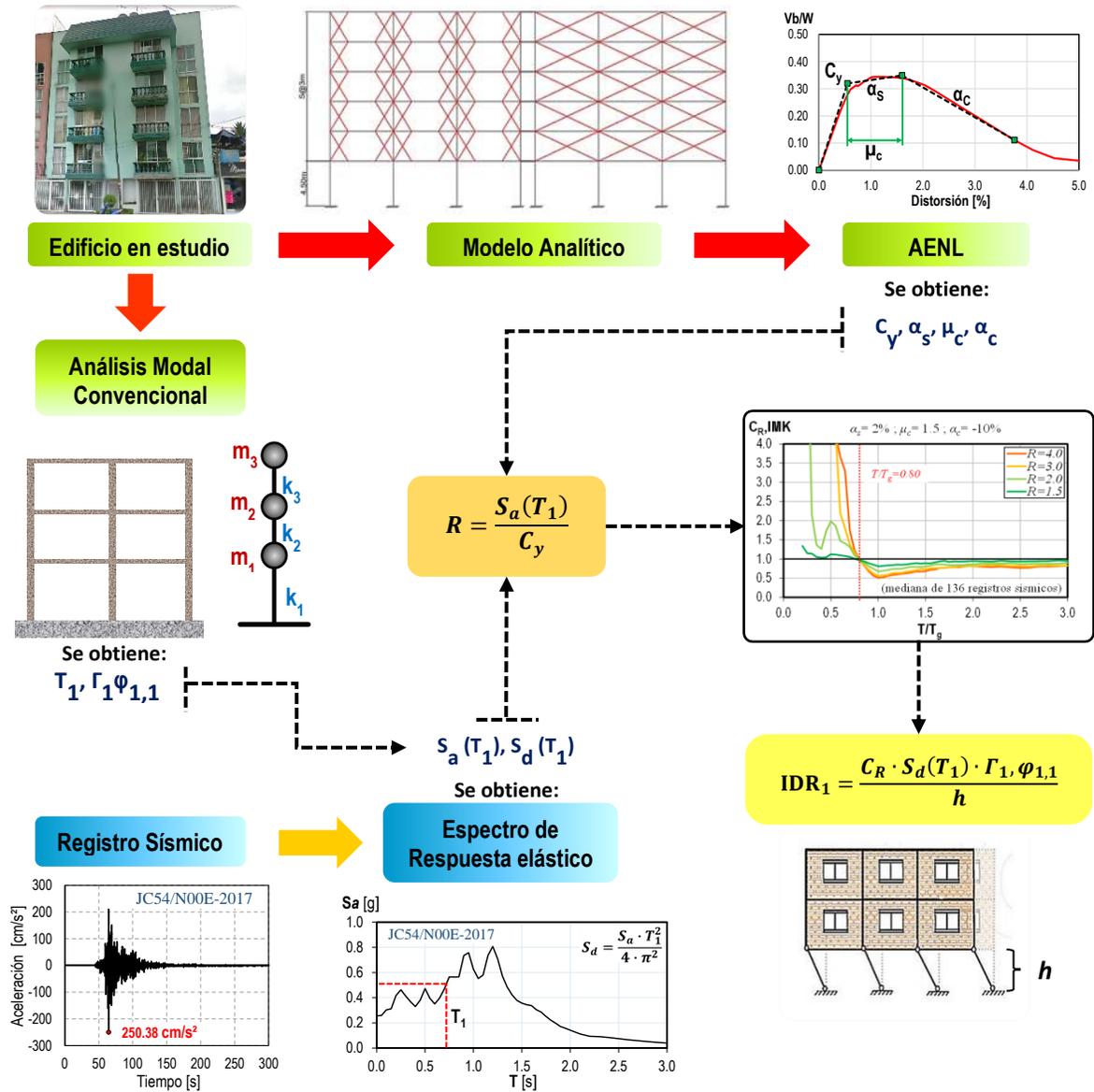


Figura 2.2 - Esquema del método simplificado para la evaluación sísmica de edificios con planta baja débil

Capítulo 3

Modelos histeréticos considerados en este estudio

3.1 Introducción

Para evaluar de forma analítica la respuesta inelástica de las estructuras se requiere del uso de modelos de comportamiento que representen de manera realista el desempeño estructural de un sistema cuando se encuentra sujeto a excitaciones sísmicas. Para ello, se emplean modelos histeréticos que pretenden representar matemáticamente la relación fuerza-deformación bajo una secuencia de carga y descarga (que en el caso de un evento sísmico, tiene naturaleza aleatoria).

A lo largo del tiempo, se han propuesto muchos modelos histeréticos con el propósito de estimar la respuesta sísmica global de sistemas estructurales (por ejemplo, marcos resistentes a momento, muros de cortante, marcos contraventados) o bien, para caracterizar el comportamiento mecánico local de componentes estructurales (por ejemplo, vigas, columnas, conexiones). Para cada uno de estos casos, la relación fuerza-deformación es diferente y las reglas histeréticas dependen del fenómeno físico que se desea representar.

En general, los modelos histeréticos se pueden clasificar principalmente en 2 tipos, los modelos no degradantes y los degradantes, en este caso, la diferencia radica en la presencia o no de la pérdida de la capacidad de disipación de energía. En el primer caso, los modelos no degradantes se caracterizan porque la rigidez lateral y la resistencia lateral de fluencia permanecen constantes durante toda la aplicación de la carga. Los modelos no degradantes más sencillos son los bilineales, cuya rigidez de post-fluencia puede ser positiva (modelo con endurecimiento por deformación) o igual a cero (modelo elastoplástico perfecto). Por otra parte, los modelos degradantes poseen un comportamiento más complejo que incluye reglas

histeréticas que permiten la degradación de rigidez y deterioro de resistencia. Algunos de los modelos no degradantes más representativos son el modelo de Takeda (Takeda *et al.*, 1970), modelo de Clough modificado (Mahin y Bertero, 1976), modelo de los tres parámetros (Kunnath *et al.*, 1992), modelo de Song y Pincheira (Song y Pincheira, 2000) y el modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler (Ibarra *et al.*, 2005).

Los parámetros de un modelo histerético, generalmente, se obtiene por la extracción de las características comunes de la relación fuerza-deformación, observadas en pruebas experimentales de especímenes con propiedades similares. En el caso de la presente investigación, como se verá más adelante, se obtendrán del comportamiento observado a partir de modelos analíticos de edificios que exhiben el mecanismo de planta baja débil. A continuación se describen los modelos histeréticos considerados en este estudio.

3.2 Modelo elastoplástico perfecto

El modelo elastoplástico perfecto, también conocido como modelo bilineal sin endurecimiento, es el más simple dentro de los modelos histeréticos debido a que no incorpora degradación de resistencia y rigidez, ni endurecimiento por deformación cuando está sujeto a cargas cíclicas reversibles. En la figura 3.1a mostrada a continuación, se presenta la curva envolvente del modelo elastoplástico perfecto, denominado modelo *EPP* en esta investigación, mientras que en la figura 3.1b, se muestra la respuesta cíclica de un sistema con comportamiento elastoplástico perfecto. En el modelo *EPP*, durante la etapa de carga, el comportamiento del sistema es elástico-lineal, definido por una pendiente K_e , hasta que se alcanza la resistencia de fluencia, F_y , posteriormente la rigidez inicial cambia a una rigidez K_s igual a cero. Durante la etapa de descarga, la rigidez es igual a la rigidez K_e de la rama de carga.

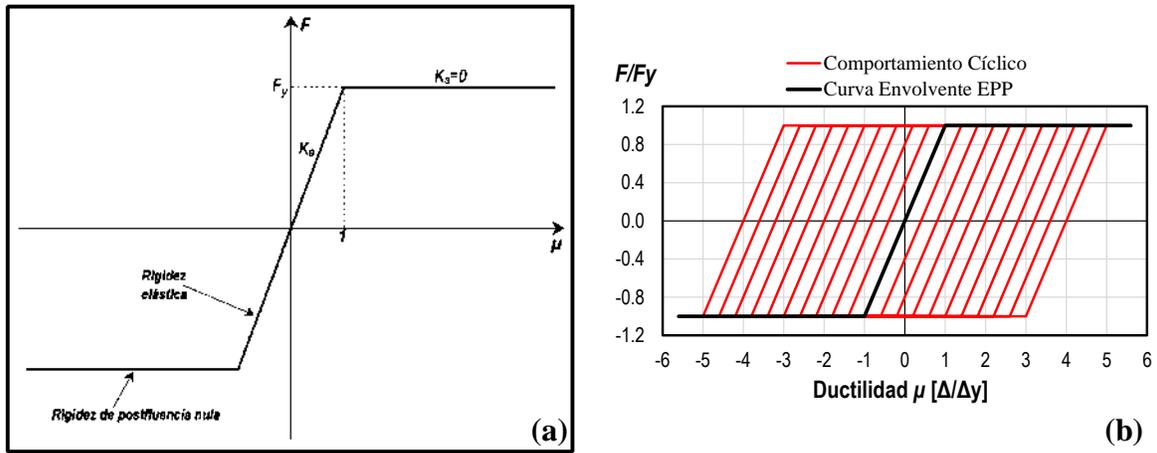


Figura 3.1 - (a) Curva envolvente del modelo elastoplástico perfecto y (b) respuesta histerética del modelo *EPP*

Este modelo ha sido ampliamente utilizado en investigaciones previas en el campo de la ingeniería estructural y, por lo tanto, representa un punto de referencia para estudiar el efecto del comportamiento histerético, razón por la cual se utiliza en esta investigación.

3.3 Modelo con degradación de rigidez y deterioro de resistencia

Para simular el comportamiento global de edificios que exhiben planta baja débil se decidió usar el modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler (Ibarra *et al.*, 2005), denominado modelo *IMK* en esta investigación.

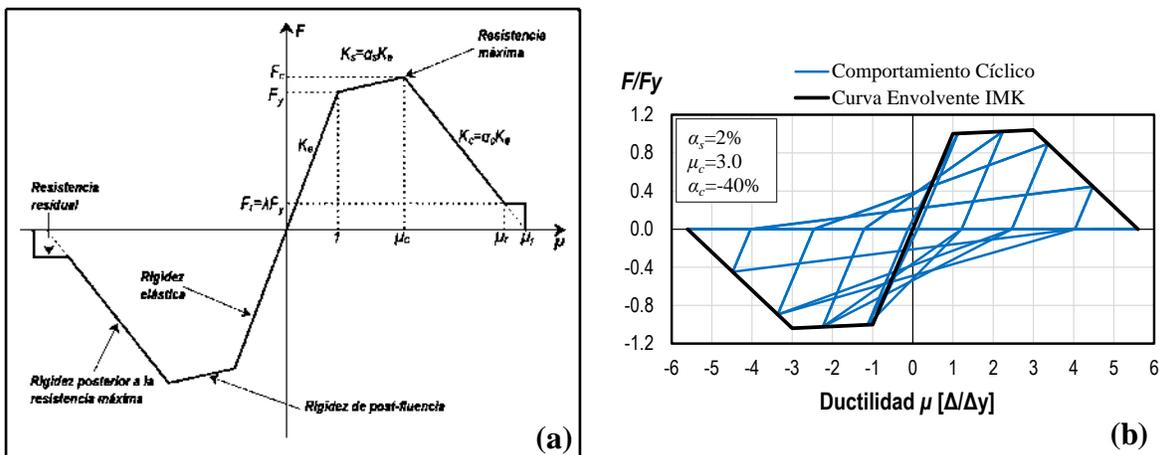


Figura 3.2 - (a) Curva envolvente del modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler y (b) respuesta histerética del modelo *IMK*

En la figura 3.2a se presenta la curva envolvente del modelo *IMK*, la cual consiste de: 1) una rama elástica con pendiente K_e , desde el origen hasta alcanzar la fluencia, F_y , 2) una rama posterior a la fluencia con pendiente K_s definida por el parámetro α_s que representa a la tasa de endurecimiento por deformación del sistema, 3) una rama con pendiente negativa K_c , definida por el parámetro α_c , y 4) una rama horizontal que representa la resistencia residual del sistema, F_r , definida por el parámetro λ . Cabe notar que los intervalos elástico, posterior a la fluencia, de deterioro de resistencia y residual quedan definidos por las ductilidades 1 , μ_c , μ_r y μ_f . En particular, el parámetro μ_c es de especial interés dado que define la capacidad de deformación inelástica del sistema antes de exhibir un deterioro de resistencia. Para fines de ilustración, en la figura 3.2b se muestra la respuesta cíclica de un SIGL cuya envolvente queda definida por una ductilidad μ_c igual a 3.0 antes de exhibir una pendiente negativa α_c igual a 40%.

El modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler (Ibarra *et al.*, 2005) utilizado en esta investigación, es el modelo orientado a picos (Peak-oriented model), que emplea las reglas histeréticas básicas del modelo modificado de Clough (Mahin y Bertero, 1976). La idea básica del modelo es que la rama de recarga siempre apunta al desplazamiento máximo anterior. El modelo *IMK* puede desarrollar cuatro diferentes modos de deterioro una vez que se alcanza el punto de fluencia en cualquier dirección de carga: deterioro de resistencia básica (γ_s), deterioro de la resistencia posterior a la máxima (γ_c), degradación de la rigidez de descarga (γ_u) y degradación acelerada de la rigidez de recarga (γ_a). La regla de degradación cíclica que sigue el modelo *IMK* es la desarrollada por Rahnama y Krawinkler (1993), que está basada en la energía histerética disipada por el sistema cuando está sujeto a una carga cíclica. Los modos de deterioro cíclico del modelo *IMK* se controlan a través de los parámetros γ y c , donde el primero expresa la capacidad de disipación de energía histerética como función del doble de la energía de deformación elástica en la fluencia ($F_y\mu_y$) y el segundo define la tasa de degradación. Cabe notar que el parámetro γ puede tener diferentes valores para cada modo de deterioro. Para obtener información más detallada, se puede consultar el estudio de Ibarra *et al.*, (2005).

En el caso de la presente investigación, dado que no se desea representar un comportamiento histerético en particular, sino más bien emular el comportamiento global de edificios que exhiben PBD, los parámetros γ y c tomarán valores que permitan inactivar los modos de deterioro cíclico antes mencionados. En ese sentido, Borekci *et al.*, (2018) sugieren establecer el valor de γ como ∞ (infinito) para considerar una envolvente cíclica (comportamiento histerético) no degradante, y, para el caso del exponente c , Rahnama y Krawinkler (1993), recomiendan establecer un valor igual a 1.0 para mantener una tasa de deterioro cuasi-constante a lo largo de toda la historia de carga. Asimismo, Ibarra *et al.*, (2005) concluyeron que establecer un valor de c igual a la unidad es adecuado para evaluar el efecto de la degradación en cocientes de desplazamiento inelástico. Por ello, se definió un valor único de $\gamma=1000.0$ para los diferentes modos de deterioro (i.e. γ_s , γ_c , γ_b y γ_a), y, en el caso de la tasa de deterioro, se adoptó la sugerencia de Ibarra *et al.*, (2005) al fijar el valor de $c=1.0$.

Otro aspecto importante a tomar en cuenta en la implementación del modelo *IMK*, es que la curva envolvente permite considerar que el sistema tiene la capacidad de mantener cierto nivel de resistencia luego de experimentar un determinado umbral de deterioro (i.e. resistencia residual). No obstante, se ha observado que en algunos casos, los edificios que exhiben el mecanismo de PBD experimentan colapso luego de sufrir un deterioro súbito de resistencia, por ejemplo, los edificios colapsados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 ubicados en las calles de Patricio Sanz 37, Paseo de Galias 47 y Saratoga 714 mostrados en la figura 3.

Para considerar el colapso potencial del sistema, además de incluir la rigidez negativa, se definió que el sistema puede agotar por completo su capacidad de resistencia lateral, es decir, que no posee resistencia residual, por lo que la resistencia cero es alcanzada a una capacidad de ductilidad última $\mu_f = \mu_c + (1 + \alpha_s \mu_c - \alpha_s) / \alpha_c$. En este estudio, cuando la rama de la pendiente negativa intersecta con el eje horizontal, se asume que se presenta el colapso del sistema por inestabilidad dinámica (Miranda y Akkar, 2003). Una ilustración de este fenómeno se muestra en la figura 3.3, donde se presenta el comportamiento histerético de un sistema con periodo de vibrar igual a 1.2 s que experimenta deterioro de resistencia en el ciclo y colapso por inestabilidad dinámica.

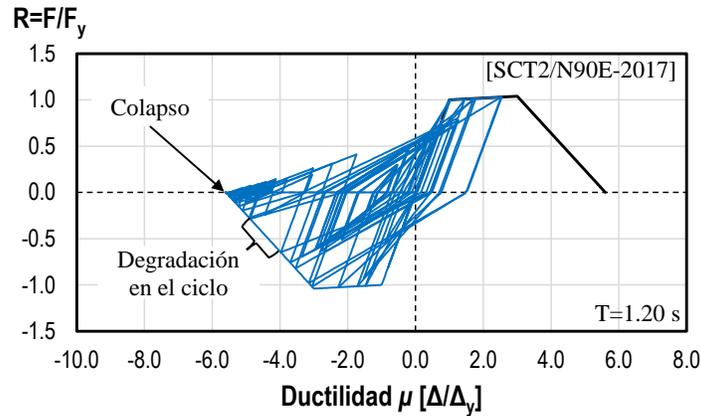


Figura 3.3 - Ejemplo del comportamiento histerético de un sistema que experimenta degradación en el ciclo y colapso por inestabilidad dinámica

En esta investigación, se decidió emplear el modelo *IMK*, debido a que se observó que edificios que propician la formación del mecanismo de PBD, muestran una respuesta ante cargas laterales caracterizada por la presencia de una pendiente negativa que denota el inicio de deterioro de resistencia del sistema estructural. Dadas las características de la curva envolvente del modelo *IMK*, se considera que puede emular el comportamiento de un edificio con PBD ante cargas monótonas crecientes, esto a través del ajuste de los parámetros de la curva de capacidad del edificio y la curva envolvente del modelo *IMK*.

Para ejemplificar este hecho, en la figura 3.4 se muestra la simplificación de la curva de capacidad (CC) de un edificio de 4 niveles diseñado con la norma NTCS-76 para un factor de comportamiento sísmico Q igual a 4. La conversión de la CC a la curva simplificada del SE1GL se realizó a través del método de igualdad de energía y el procedimiento sugerido por Freeman *et al.*, (1984) que emplea las propiedades modales de la estructura. Luego de realizar un análisis dinámico no lineal del modelo analítico del edificio de 4 niveles y del SE1GL sujetos a la comp. N00E de la historia de aceleración registrada en la estación SCT2 del sismo de septiembre de 2017, se presenta en la figura 3.5, un comparativo de la historia de desplazamiento de azotea del edificio antes mencionado y la historia de desplazamientos del SE1GL, donde se puede apreciar que, aunque las trazas no son exactamente iguales, las demandas de desplazamiento máximo son muy similares en ambos casos. Es por ello, que se considera que el modelo *IMK* puede representar de manera razonable el comportamiento

global de edificios que exhiben PBD tomando en consideración que se trata de una forma simplificada de abordar el tema.

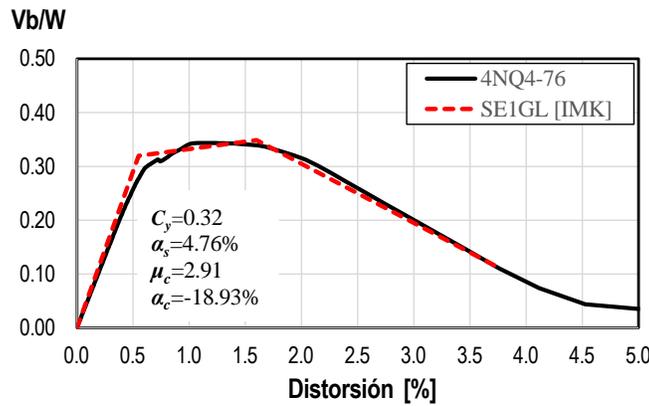


Figura 3.4 - Conversión de la curva de capacidad de un edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-76 para $Q=4$ a la curva simplificada de un sistema equivalente de 1 grado de libertad

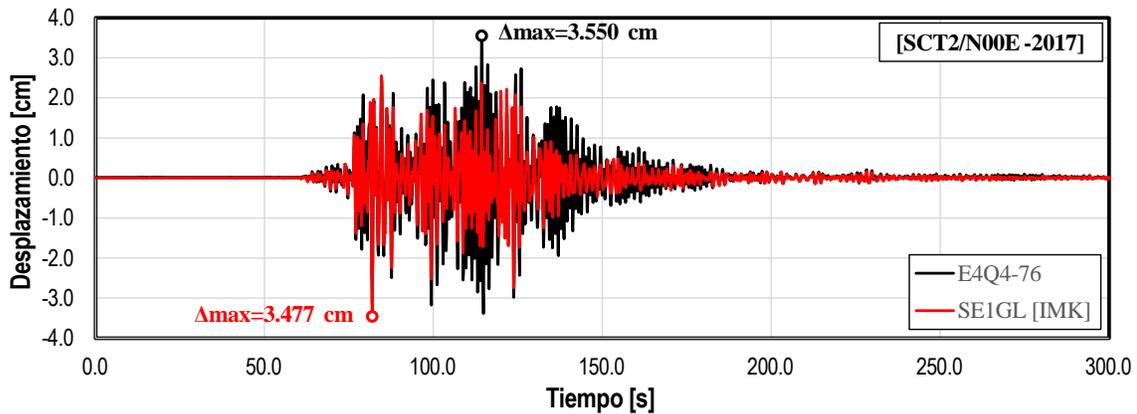


Figura 3.5 - Comparativo de la historia de desplazamiento de azotea del edificio de 4 niveles (E4Q4-76) y la historia de desplazamientos del SE1GL

3.3.1 Definición de los parámetros de la curva envolvente del modelo *IMK*.

En capítulos posteriores, se presentarán los resultados estadísticos obtenidos del análisis de sistemas de un grado de libertad, caracterizados con los modelos de comportamiento anteriormente descritos. Como ya se mencionó, el modelo *EPP* solo servirá como modelo de referencia, pero, el modelo *IMK* se utilizará para representar el comportamiento de edificios con PBD, por lo que es necesario, que los parámetros que definen la curva envolvente del modelo *IMK* sean representativos de este tipo de edificios. Para tal efecto, los parámetros α_s ,

μ_c y α_c del modelo *IMK* se deducirán a partir de la simplificación de las curvas de capacidad obtenidas de modelos analíticos de edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con las NTCS-76 para dos niveles de ductilidad ($Q=4$ y $Q=6$). Las características y propiedades principales de los edificios considerados se describen en el capítulo 7. Para obtener los parámetros, el procedimiento a seguir es el mismo empleado en la sección anterior, ilustrado en la figura 3.6.

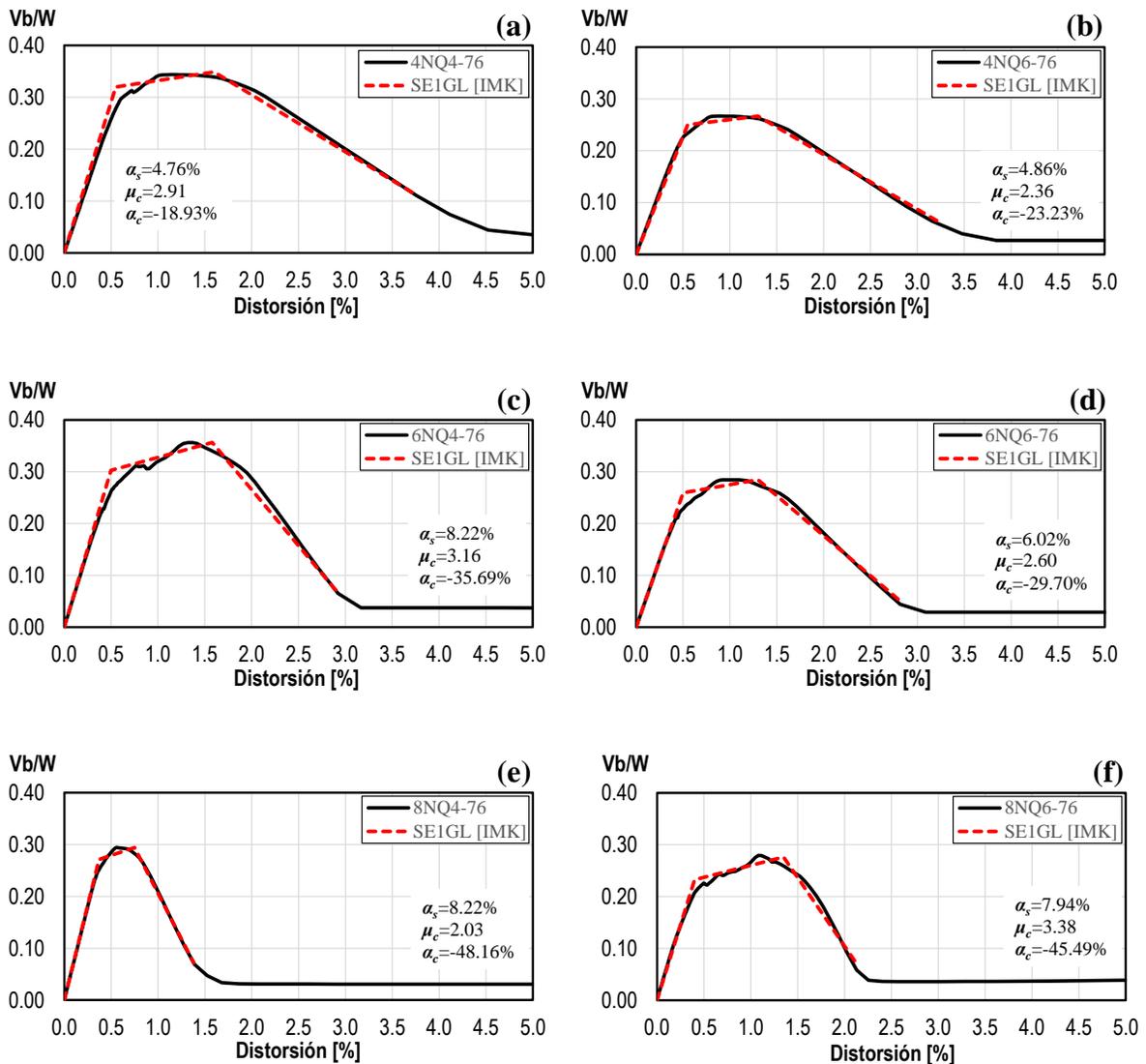


Figura 3.6 - Conversión de la curva de capacidad de un edificio diseñado con las NTCS-76 a la curva simplificada de un SE1GL: (a) 4NQ4, (b) 4NQ6, (c) 6NQ4, (d) 6NQ6, (e) 8NQ4 y (f) 8NQ6

Tabla 3.1 - Resumen de parámetros del modelo *IMK* obtenido de los edificios diseñados con las NTCS-76

Modelo	α_s	μ_c	α_c
4NQ4-76	4.76%	2.91	-18.93%
4NQ6-76	4.86%	2.36	-23.23%
6NQ4-76	8.22%	3.16	-35.69%
6NQ6-76	6.02%	2.60	-29.70%
8NQ4-76	8.22%	2.03	-48.16%
8NQ6-76	7.94%	3.38	-45.49%

Luego de observar el rango de valores para α_s , μ_c y α_c característicos de edificios que exhiben el mecanismo de PBD, se decidió proponer la siguiente configuración de parámetros para llevar a cabo el estudio paramétrico a S1GL:

- Tasa de endurecimiento por deformación, $\alpha_s = \{2\%, 4\%, 6\% \text{ y } 8\%\}$
- Ductilidad del sistema, $\mu_c = \{1.0, 1.5, 2.0 \text{ y } 3.0\}$
- Pendiente negativa, $\alpha_c = \{-10\%, -20\%, -30\%, -40\% \text{ y } -50\%\}$

Capítulo 4

Conjunto de movimientos del terreno

4.1 Selección de acelerogramas

Una de las herramientas necesarias para el presente estudio son las historias de aceleración provenientes eventos sísmicos, estos se usarán para evaluar la respuesta dinámica de los sistemas de un grado de libertad. Los eventos sísmicos de una región particular tienden a presentar propiedades similares entre diferentes eventos, estas propiedades terminan definiendo “características” del lugar.

Como se describe anteriormente, el método simplificado propuesto está orientado a la evaluación sísmica de edificios con planta baja débil. En años recientes, la mayor cantidad de daños y colapsos de edificios con PBD han ocurrido en la zona de suelo blando de la CDMX, principalmente a causa del sismo de tipo intraplaca del 19 de septiembre de 2017 como lo indica Galvis *et al.*, (2020) en su estudio.

La Ciudad de México está construida en parte sobre el antiguo lecho de los lagos de Texcoco, Chalco y Xochimilco. Depósitos relativamente gruesos de arcilla lacustre forman la zona blanda. En la antigua zona del lecho lacustre de la Ciudad de México, la profundidad de los depósitos de arcilla blanda varía de 10 a 60 m. Estos depósitos de arcilla son muy deformables y se caracterizan por contenidos de agua muy altos que alcanzan más del 400%, velocidades de onda de corte tan bajas como 40 m/s, altos índices de plasticidad y periodos predominantes de vibración entre 1 s y 2 s (Rosenblueth y Meli, 1986).

Por lo que para efectos de la presente investigación, se tomaron en cuenta 136 historias de aceleración del terreno registradas en 46 estaciones acelerográficas ubicadas en sitios de terreno blando durante los últimos 2 sismos de tipo intraplaca más importantes en magnitud

que han afectado a la CDMX. Específicamente del sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999 ($M_w=6.9$) y el sismo de Puebla-Morelos del 19 de septiembre de 2017 ($M_w=7.1$). Los registros sísmicos se obtuvieron de la Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM, 2020), operada por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A.C. y de la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (RAII-UNAM, 2020).

En la figura 14 se ilustra la ubicación espacial de las estaciones acelerográficas consideradas en función de la red acelerográfica a la que pertenece.

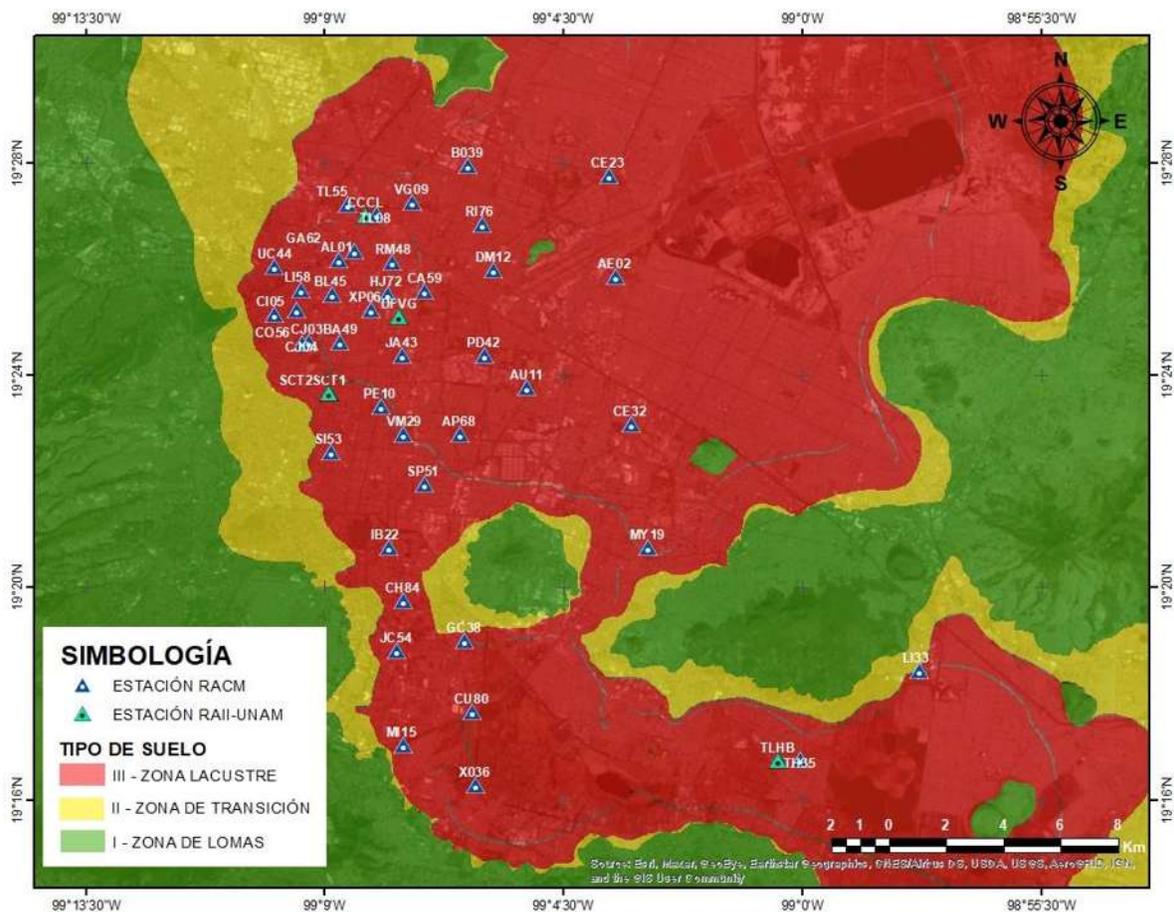


Figura 4.1 - Ubicación de las estaciones acelerográficas consideradas en este estudio ubicadas en la zonificación de la Ciudad de México (Fuente: Elaboración del autor)

La caracterización del conjunto de movimientos del terreno es un aspecto muy importante cuando se realizan estudios en ingeniería sísmica con fines de evaluación estructural. En la literatura especializada se han propuesto algunos parámetros para caracterizar la intensidad, el contenido de frecuencias y la duración de un movimiento sísmico. Por ejemplo, Kramer

(1996) sugirió emplear el periodo predominante del movimiento del terreno, T_g , y el ancho de banda, W , como medida para estimar el contenido de frecuencias del sismo, mientras que la aceleración máxima absoluta del suelo, AMT , se ha utilizado comúnmente como una medida de la intensidad del movimiento. Estudios previos como Ruiz-García y Miranda (2004), Ruiz-García y Miranda (2006) y Ruiz-García (2011) han empleado el parámetro T_g para considerar las características del movimiento del terreno en la evaluación de las demandas sísmicas inelásticas en estructuras simples. Por ello, en este estudio, se adoptó dicho parámetro para medir el contenido de frecuencia de los movimientos del terreno registrados en estaciones ubicadas en suelo blando.

Existen varias definiciones para caracterizar el período predominante del movimiento del terreno (Rathje *et al.*, 1998). En esta investigación, T_g se calculó como el período en el que se presenta la máxima ordenada de un espectro de respuesta en términos de pseudovelocity con 5% del amortiguamiento crítico (Miranda, 1993). En la figura 4.2 se muestra un par de ejemplos del cálculo del periodo predominante del movimiento del terreno a partir de las historias de aceleración registradas en la estación JC54 provenientes de los 2 sismos considerados en el presente estudio. Asimismo, en la tabla 4.1 y 4.2 se describen las características de las historias de aceleración empleadas.

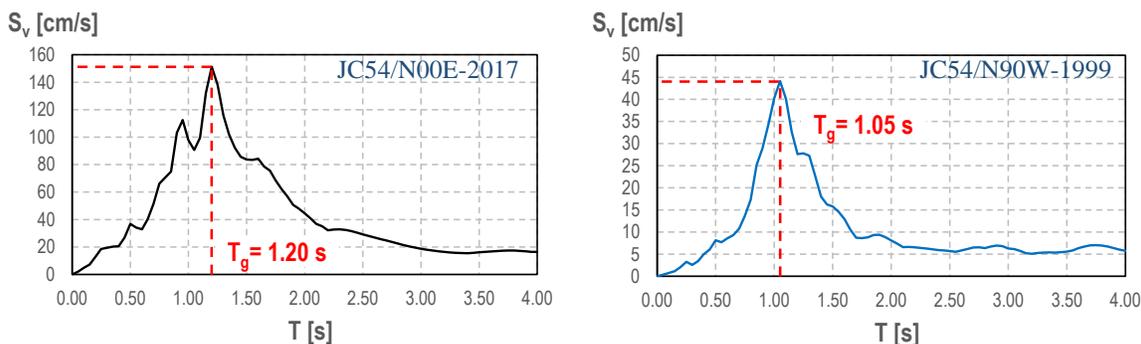


Figura 4.2 - Estimación del periodo predominante del movimiento del terreno a partir de las historias de aceleración registradas en la estación acelerográfica JC54 ubicada en terreno blando durante el sismo de septiembre de 2019 (línea negra) y junio de 1999 (línea azul)

Tabla 4.1 - Características de los movimientos del terreno provenientes del sismo de 15 de junio de 1999 incluidos en este estudio

Sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999					
No.	Clave	Comp.	AMT [cm/s ²]	Dist. Epic. [km]	Tg [s]
1	AE02	N00E	25.7	214	4.00
2		N90W	29.8		4.00
3	AL01	N00E	29.4	221	1.90
4		N90W	34.0		1.45
5	AP68	N00E	33.0	215	3.10
6		N90W	27.5		3.20
7	AU11	N00E	20.8	214	3.90
8		N90W	16.1		4.00
9	BA49	N00E	39.5	220	2.70
10		N90W	33.8		2.70
11	BL45	N00E	23.2	221	2.40
12		N90W	30.7		2.10
13	CA59	N00E	22.3	219	3.00
14		N90W	19.7		2.90
15	CE32	N00E	19.4	210	4.00
16		N90W	24.5		3.80
17	CH84	N00E	26.8	213	1.40
18		N90W	38.8		1.35
19	CI05	N00E	40.0	222	1.90
20		N90W	25.9		1.85
21	CJ04	N00E	23.1	221	1.75
22		N90W	27.3		1.65
23	GC38	N00E	33.9	210	1.50
24		N90W	26.7		1.70
25	JC54	N00E	36.8	212	1.10
26		N90W	44.1		1.05
27	MI15	N00E	35.0	210	1.10
28		N90W	29.6		1.50
29	PE10	N00E	37.7	217	2.00
30		N90W	22.7		2.50
31	SI53	N00E	21.9	218	1.40
32		N90W	21.5		1.45
33	TH35	N00E	37.7	199	2.30
34		N90W	41.6		3.60
35	UC44	N00E	26.3	223	1.10
36		N90W	33.3		1.20
37	VM29	N00E	30.9	216	2.80
38		N90W	31.2		2.60
39	XO36	N00E	43.1	207	3.40
40		N90W	39.4		3.40

No.	Clave	Comp.	AMT [cm/s ²]	Dist. Epic. [km]	Tg [s]
41	XP06	N00E	25.3	220	2.40
42		N90W	25.8		2.80
43	DFVG	N00E	32.3	218	2.30
44		N90E	41.3		1.85
45	SCT1	N00E	28.8	218	1.90
46		N90E	26.7		1.65
47	SCT2	N00W	27.8	218	1.90
48		N90W	26.3		1.65
49	TLHB	N00W	26.3	199	2.90
50		N90W	23.3		3.50

Nomenclatura:

AMT – Aceleración máxima del terreno (absoluta).

T_g – Periodo predominante del movimiento del terreno.

Tabla 4.2 - Características de los movimientos del terreno provenientes del sismo de 19 de septiembre de 2017 incluidos en este estudio

Sismo de Puebla-Morelos del 19 de septiembre de 2017											
No.	Clave	Comp.	AMT [cm/s ²]	Dist. Epic. [km]	Tg [s]	No.	Clave	Comp.	AMT [cm/s ²]	Dist. Epic. [km]	Tg [s]
51	AE02	N00E	98.9	119	4.00	95	JC54	N00E	250.4	110	1.20
52		N90W	104.9		4.00	96		N90W	218.1		1.30
53	AL01	N00E	113.8	123	1.85	97	LI33	N00E	148.8	104	2.10
54		N90W	140.4		1.75	98		N90W	125.2		2.30
55	AP68	N00E	128.5	116	2.80	99	LI58	N00E	106.9	123	1.95
56		N90W	63.3		4.00	100		N90W	54.6		3.80
57	AU11	N00E	106.8	116	4.00	101	MI15	N00E	210.8	107	1.50
58		N90W	52.9		3.80	102		N90W	137.8		1.60
59	BA49	N00E	89.3	120	2.40	103	MY19	S00E	128.9	110	2.60
60		N90W	116.1		2.50	104		N90W	147.0		2.60
61	BL45	S00E	101.1	122	3.70	105	PD42	N00E	128.5	118	3.80
62		N90E	70.7		2.00	106		N90W	94.9		4.00
63	BO39	N00E	72.9	125	2.40	107	PE10	N00E	87.2	117	2.00
64		N90W	103.6		2.70	108		N90W	128.6		1.95
65	CA59	S00E	90.7	121	1.30	109	RI76	N00E	51.2	126	2.20
66		N90W	62.9		2.50	110		N90W	83.9		2.50
67	CE23	S00E	52.7	123	4.00	111	RM48	N00E	63.0	122	2.20
68		N90W	60.5		4.00	112		N90W	77.6		2.50
69	CE32	N00E	75.6	115	4.00	113	SI53	N00E	132.2	117	1.25
70		N90W	85.9		1.40	114		N90W	181.9		1.40
71	CH84	N00E	144.6	111	1.35	115	SP51	N00E	96.5	115	1.85
72		N90W	239.2		1.40	116		N90W	89.7		1.95
73	CI05	N00E	114.1	122	2.00	117	TH35	N00E	195.2	102	2.30
74		N90W	124.2		1.65	118		N90W	186.6		2.10
75	CJ03	N00E	185.5	121	1.95	119	TL08	N00E	86.3	124	1.85
76		N90W	115.1		1.85	120		N90W	90.9		1.95
77	CJ04	N00E	140.8	121	1.95	121	TL55	S00E	79.6	125	1.35
78		N90W	114.0		1.85	122		N90W	68.3		1.80
79	CO56	N00E	99.2	122	2.20	123	UC44	N00E	105.1	124	1.25
80		N90W	92.9		2.20	124		N90W	119.2		1.50
81	CU80	N00E	154.5	107	1.20	125	VG09	N00E	124.6	124	2.10
82		N90W	163.6		1.25	126		SN90W	151.6		2.50
83	DM12	N00E	85.2	121	1.70	127	VM29	N00E	84.8	117	2.30
84		N90W	97.2		2.80	128		N90W	100.4		2.40
85	GA62	N00E	111.0	123	1.85	129	XO36	N00E	137.7	105	1.55
86		N90W	95.4		2.40	130		N90W	212.3		1.60
87	GC38	N00E	143.8	109	1.75	131	XP06	N00E	97.2	121	2.40
88		N90W	147.2		1.70	132		N90W	101.7		2.40
89	HJ72	N00E	100.7	121	2.00	133	CCCL	N00W	93.1	132	1.75
90		N90W	87.5		2.40	134		N90W	129.7		2.40
91	IB22	N00E	131.3	113	1.45	135	SCT2	N00E	98.5	127	1.80
92		N90W	167.9		1.50	136		N90E	103.9		1.80
93	JA43	S00E	89.2	119	2.80						
94		N90W	140.4		2.20						

Para el caso de los depósitos de suelo blando de la Ciudad de México se ha encontrado que T_g está estrechamente relacionado con el período predominante del suelo (T_s) calculado a partir de la teoría elástica unidimensional (Reinoso y Ordaz, 1998). Para verificar esta relación, se utilizaron los periodos del suelo sugeridos en la página web de las NTCDS de la CDMX (Gaceta, 2017) asociados a la ubicación de las estaciones acelerográficas empleados en este estudio y se compararon con los periodos predominantes del movimiento del terreno calculados con el procedimiento antes descrito. En la figura 4.3 se muestra que T_g parece estar linealmente relacionado con el periodo dominante del suelo, T_s , con un coeficiente de correlación de 0.78, valor que sugiere que existe buena correlación entre T_g y T_s , sobre todo cuando T_g es menor que 3.0 s.

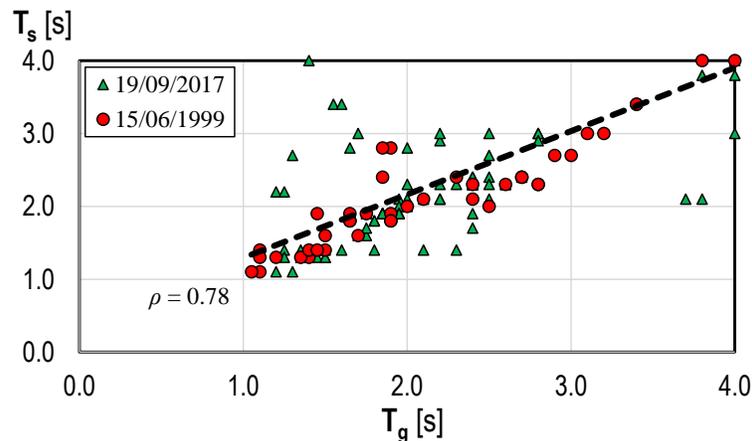


Figura 4.3 - Relación entre T_g y T_s para las historias de aceleración registradas en terreno blando provenientes de sismos de tipo intraplaca considerados en este estudio

4.2 Filtrado

Se empleó el software SEISMOSIGNAL (Seismosoft, 2019) para corregir por línea base y filtrar cada uno de los acelerogramas empleados en este estudio. En particular, se utilizó un filtro Butterworth Bandpass de 4° orden con frecuencia de corte de 0.1 Hz y 25 Hz. Con fines de ilustración, en la figura 4.4 se muestran las historias de aceleración máximas registradas en una estación para cada sismo, donde para ambos casos se presentó en la estación Jardines de Coyoacán (JC54). Cabe señalar que la estación que registro la mayor aceleración del terreno originalmente fue CH84 con una aceleración de 225.6 cm/s² y posteriormente al procesado de los registros, la estación JC54 presento una mayor aceleración en su componente N00E siendo igual a 250.38 cm/s².

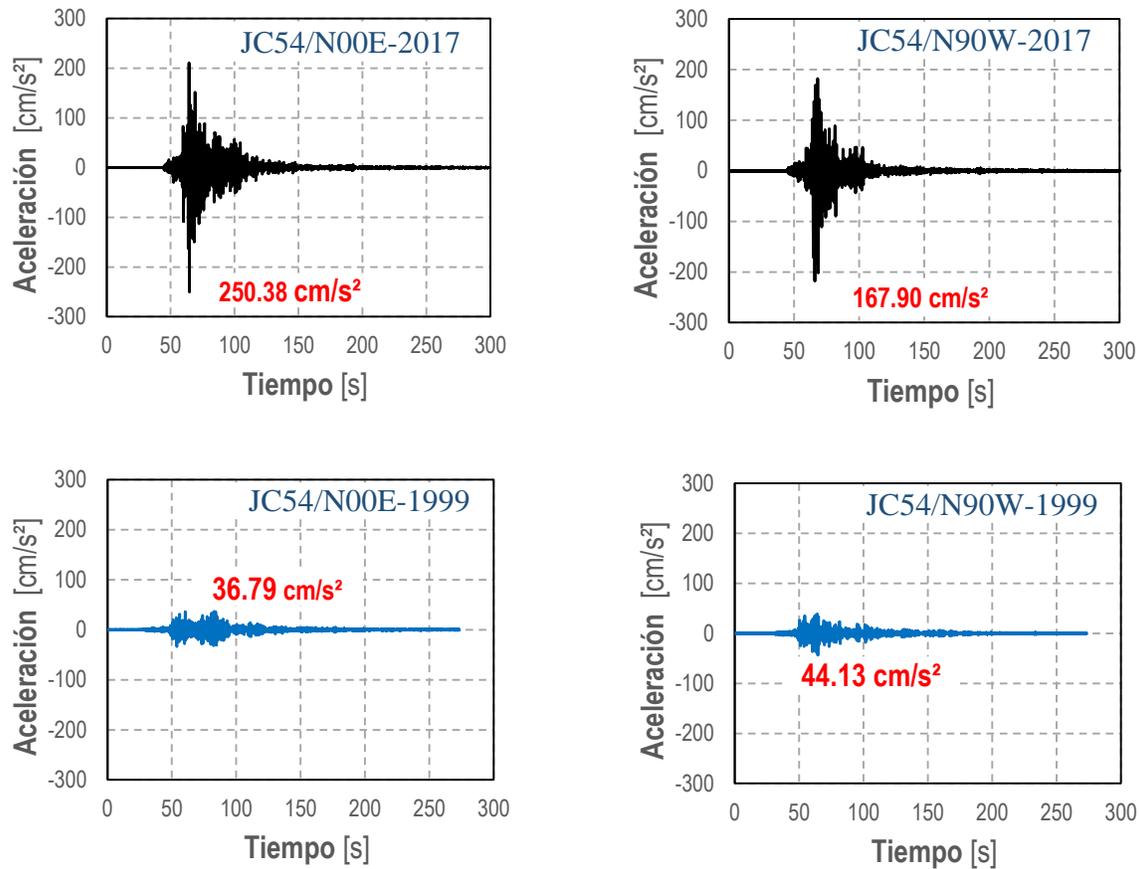


Figura 4.4 - Historias de aceleración del terreno registradas en la estación acelerográfica JC54 ubicada en terreno blando durante el sismo de septiembre de 2019 (línea negra) y junio de 1999 (línea azul)

4.3 Espectros de respuesta elásticos.

Asimismo, se calcularon los espectros de respuesta de las 136 historias de aceleración con la finalidad de observar sus formas espectrales, los resultados se presentan términos del desplazamiento espectral y pseudoaceleración. Para ilustrar los espectros de respuesta individuales, en la figura 4.5 se presentan los espectros de respuesta de los registros sísmicos mostrados en la figura anterior.

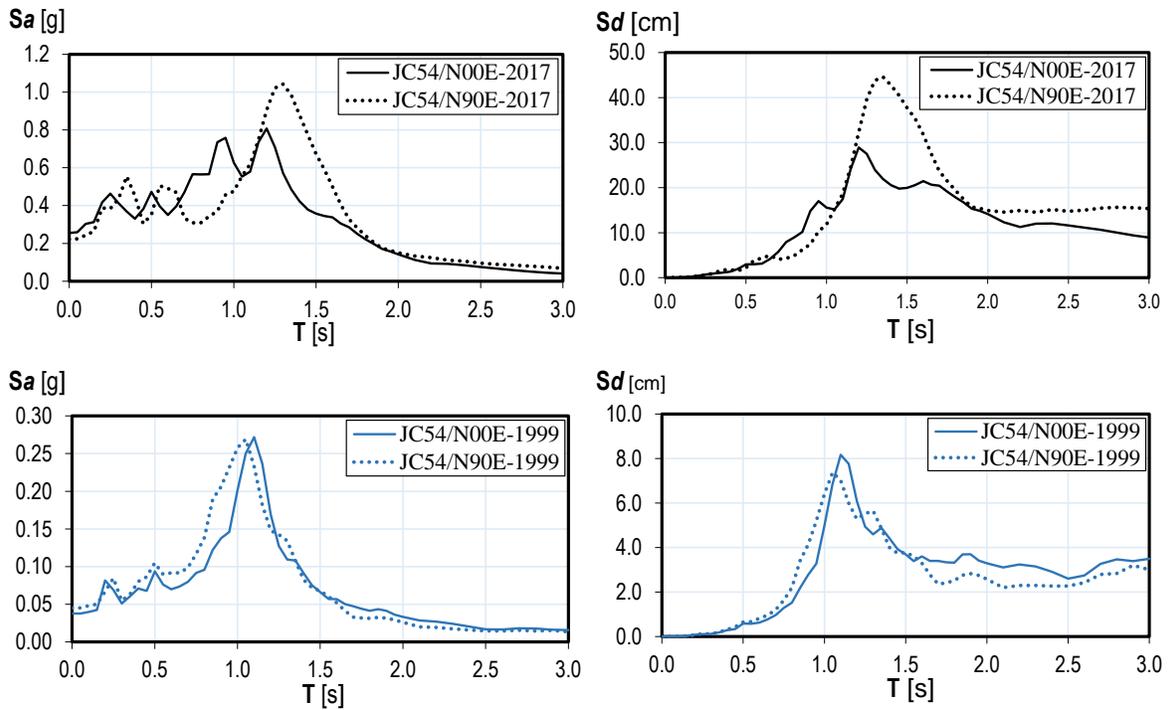


Figura 4.5 –Ejemplo de espectros de respuesta individuales en términos de aceleración y desplazamiento espectral de los registros de la estación JC54: Sismo de septiembre de 2019 (línea negra) y sismo de junio de 1999 (línea azul)

En la figura 4.6 se presenta el cálculo de la mediana, el percentil 84 y 16 del espectro de pseudoaceleración del conjunto de registros. Y análogamente, en la figura 4.7 se presenta el desplazamiento espectral.

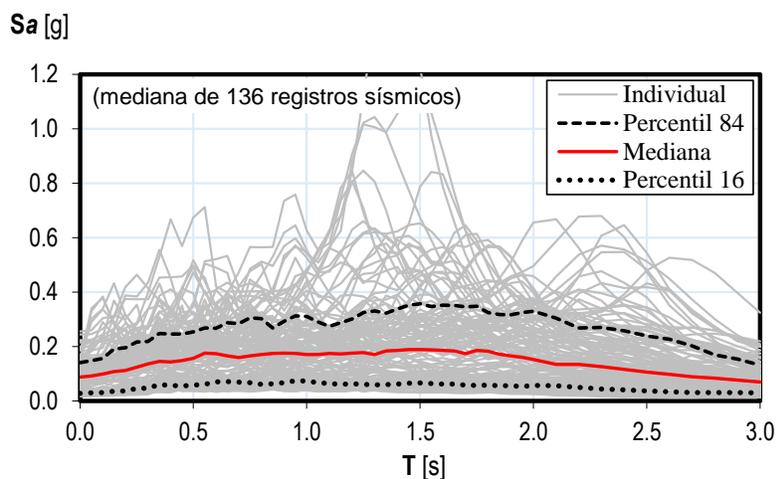


Figura 4.6 - Mediana de los espectros de pseudoaceleración de las 136 historias de aceleración empleadas en este estudio

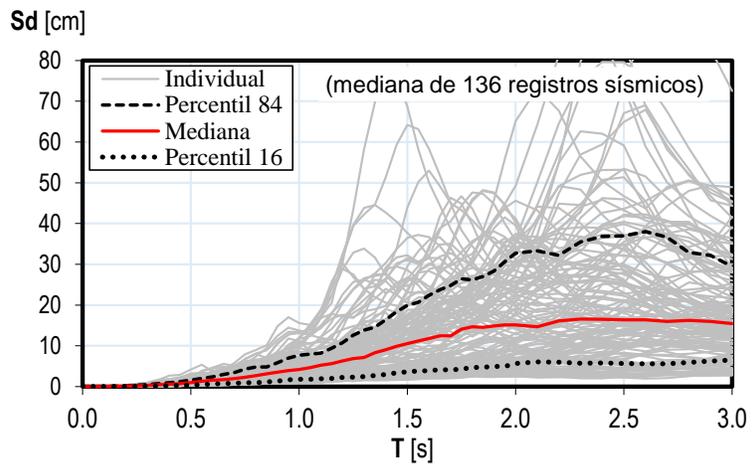


Figura 4.7- Mediana de los espectros de desplazamiento de las 136 historias de aceleración empleadas en este estudio

Capítulo 5

Cocientes de desplazamiento máximo inelástico de sistemas degradantes con pendiente negativa

5.1 Introducción

Como ya se mencionó con anterioridad, en eventos sísmicos recientes, numerosos sistemas estructurales irregulares, como los edificios que exhiben el mecanismo de planta baja débil, se han visto severamente dañados, principalmente debido a la gran demanda de desplazamiento lateral a la que se ven sometidos, aun cuando fueron diseñados de acuerdo a los códigos de diseño sísmico vigentes en la fecha de su construcción. Los códigos actuales de diseño sísmico permiten el uso de métodos lineales, ya sean estáticos o dinámicos; sin embargo, este tipo de metodologías pueden ser insuficientes para describir el comportamiento real de estructuras sometidas a fuerzas dinámicas como las producidas por eventos sísmicos intensos. El uso de métodos más sofisticados como el análisis dinámico no-lineal paso a paso, aunque es más realista y puede producir una mejor estimación de la demanda de desplazamiento inelástico de una estructura, para fines prácticos no es recomendable dada su compleja implementación y uso. Este inconveniente, ha motivado el desarrollo de métodos simplificados de evaluación y diseño sísmico que intentan incluir el comportamiento inelástico real de las estructuras.

Existen diversas recomendaciones para la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes que se basan en métodos de análisis simplificados en los que se utilizan S1GL para estimar las demandas globales de desplazamiento inelástico de las estructuras. Ejemplos de esas recomendaciones son las guías FEMA 356 (FEMA, 2000), FEMA 440 (ATC, 2005) y ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017).

El objetivo de este capítulo es presentar los resultados de un estudio estadístico de la relación entre la demanda de desplazamiento máximo inelástico y la demanda de desplazamiento máximo elástico para sistemas de un grado de libertad con resistencia relativa conocida en condiciones de suelo blando. Se investigan los efectos del período de vibración, el nivel de resistencia lateral y el efecto de la magnitud y distancia a la fuente. Además, se aborda el efecto del comportamiento histerético con principal énfasis en el deterioro súbito de resistencia y la ductilidad del sistema.

5.2 Definición del cociente de desplazamiento inelástico

La relación de desplazamiento inelástico, C_R , se define como la demanda de desplazamiento inelástico lateral máximo, D_i , dividida por la demanda de desplazamiento elástico lateral máximo, S_d , en sistemas con la misma masa y rigidez inicial (es decir, el mismo período de vibración) cuando se someten a el mismo movimiento sísmico. En ambos casos, los desplazamientos son relativos al movimiento del terreno. Matemáticamente esto se expresa como:

$$C_R = \frac{\Delta_i}{S_d} \quad (5.1)$$

En la ecuación (5.1), D_i se calcula en sistemas con resistencia de fluencia constante en relación con la resistencia requerida para mantener el sistema elástico (es decir, resistencia relativa constante). Aquí, la resistencia lateral relativa se mide por la relación de resistencia R , que se define como:

$$R = \frac{m \cdot S_a}{F_y} \quad (5.2)$$

donde m es la masa del sistema, S_a es la ordenada espectral de aceleración y F_y es la resistencia lateral del sistema asociada a la fluencia. El numerador de la ecuación (5.2) representa la resistencia lateral requerida para mantener el sistema elástico, lo que a veces también se denomina demanda de resistencia elástica.

La nomenclatura de la ecuación (5.1) pretende ser coherente con la nomenclatura utilizada en las publicaciones del NEHRP (FEMA, 2000; ATC, 2005) en las que la letra C se utiliza

como factor que modifica los desplazamientos elásticos y también es coherente con la nomenclatura anterior utilizada por Ruiz-García y Miranda (2003; 2004; 2006) en el que el subíndice en el cociente de desplazamiento inelástico representa el parámetro que permanece constante.

5.3 Revisión de estudios previos

En la actualidad, se puede encontrar un número considerable de investigaciones en las cuales se han propuesto diversos métodos para estimar la demanda de desplazamiento lateral inelástico de estructuras a partir de la relación entre la demanda de desplazamiento elástico e inelástico. El estudio pionero en este campo es el de Veletsos y Newmark (1960) y Veletsos *et al.*, (1965), quienes analizaron S1GL con comportamiento elastoplástico perfecto sometidos a pulsos simples y a 3 historias de aceleración. Observaron que en la región de baja frecuencia (frecuencias menores a 0.38 Hz), la máxima deformación inelástica es aproximadamente la misma que la máxima deformación de un sistema elástico que tiene la misma rigidez que la rigidez inicial del sistema inelástico, esta observación dio origen a la bien conocida “regla de iguales desplazamientos”, que es la base para estimar las deformaciones máximas en ciertas regiones espectrales en la mayoría de los códigos de construcción. El estudio también concluyó que, en la región de alta frecuencia, los desplazamientos inelásticos son significativamente mayores que las demandas de desplazamiento elásticas, por lo que concluyeron que esta regla no se cumple para sistemas con periodo corto. En un estudio posterior, Veletsos y Vann (1971), sugirieron emplear la regla de iguales desplazamientos para la región de frecuencia media. También señalaron que el ancho de cada región de frecuencia depende del movimiento del terreno.

Por su parte, Shimazaki y Sozen (1984) realizaron un estudio similar a sistemas de un grado de libertad, donde calcularon el cociente entre los desplazamientos máximos inelásticos y los correspondientes desplazamientos máximos elásticos para diferentes valores de resistencia y relaciones de período, utilizando cinco modelos histeréticos diferentes (modelo de Clough y bilineales) y el registro sísmico de El Centro. Cabe notar que Shimazaki y Sozen (1984) no consideraron ningún tipo de degradación en el estudio. Concluyeron que para períodos superiores al período característico, definido como el período de transición entre las regiones de aceleración constante y velocidad constante de los espectros de respuesta, el

desplazamiento inelástico máximo equivale aproximadamente al desplazamiento elástico máximo independientemente del tipo de modelo histerético utilizado, confirmando la regla de iguales desplazamientos. En la región de período corto, notaron que, el cociente de desplazamiento inelástico depende críticamente de la resistencia lateral de la estructura en relación con la demanda de resistencia elástica y que también depende del modelo histerético empleado. Posteriormente, estas observaciones fueron confirmadas por Qi y Moehle (1991) utilizando SIGL de período corto equivalentes sometidos a tres movimientos del terreno.

Posteriormente, Miranda (1993) estudió el cociente de desplazamientos inelástico de a partir del análisis de más de 30,000 sistemas con comportamiento elastoplástico perfecto que experimentan niveles de ductilidad de desplazamiento específicos cuando están sujetos a 124 movimientos sísmicos registrados en diferentes condiciones de suelo. El estudio de Miranda (1993) dio algunos resultados interesantes acerca del cociente de desplazamiento inelástico en la región de periodos cortos, así como de los períodos límite de las regiones espectrales donde es aplicable la regla de iguales desplazamientos propuesta por Veletsos y Newmark. Los resultados de Miranda (1993) fueron confirmados por Krawinkler y sus colaboradores (Nassar y Krawinkler, 1991; Rahnama y Krawinkler, 1993; Seneviratna y Krawinkler, 1997; Gupta y Krawinkler, 1998), utilizando conjuntos más pequeños de registros sísmicos; utilizaron el modelo bilineal y el modelo Clough que considera la degradación de la resistencia, el deterioro de la rigidez o el efecto de adelgazamiento de los lazos histeréticos (en inglés “*Pinching*”). Cabe notar que incluyeron los efectos de degradación, pero de forma independiente, es decir, solo deterioro de resistencia o solo degradación de rigidez. Particularmente, Gupta y Krawinkler (1998) mostraron que los SIGL no lineales con comportamiento histerético que incluye degradación de rigidez y adelgazamiento de los lazos histeréticos conducen a desplazamientos máximos inelásticos mayores que los sistemas que solo incluyen degradación de rigidez.

Más adelante, Miranda (2000) amplió su trabajo anterior para el diseño de estructuras desplantadas en suelo firme. En este estudio se calcularon cocientes de desplazamiento para diferentes magnitudes sísmicas, distancias epicentrales y condiciones del suelo. Miranda (2000) concluyó que para los sistemas que experimentaron el mismo nivel de ductilidad de desplazamiento, los cocientes de desplazamiento inelásticos no se ven afectados por la magnitud o la distancia a la fuente. Además, el estudio concluyó que las condiciones

del sitio no afectan significativamente los cocientes de desplazamiento inelástico de ductilidad constante. Además, como parte del estudio, Miranda (2000) propuso una ecuación para estimar el cociente de desplazamiento inelástico de sistemas con ductilidad constante utilizando 264 registros de movimiento del terreno, registrados en sitios de terreno firme, basados en un comportamiento histerético elastoplástico perfecto.

Luego de algunas décadas de que se presentara la regla de iguales desplazamientos, aún se tenía poco conocimiento acerca del efecto del deterioro estructural en las demandas de desplazamiento inelástico, no fue sino hasta que Pincheira y sus colaboradores (Song y Pincheira, 2000; Pekoz y Pincheira, 2004) calcularon cocientes de desplazamiento inelástico de resistencia constante a partir de la respuesta no lineal de sistemas degradantes (es decir, que tienen un comportamiento histerético que incluye degradación de rigidez y resistencia), cuando se someten a un pequeño conjunto de movimientos del terreno registrados en condiciones de suelo blando. Los autores observaron que el desplazamiento máximo inelástico para sistemas degradantes es mayor que los de sistemas no degradantes cuando el período de vibrar es menor que el período predominante del movimiento del terreno (definido como la ordenada máxima en los espectros de energía de entrada de un S1GL). Además concluyeron que las amplificaciones del desplazamiento dependen del período de vibración, nivel de resistencia lateral y nivel de características degradantes del modelo histerético.

Más tarde, Ruiz-García y Miranda (2003) publicaron un estudio estadístico exhaustivo sobre los cocientes de desplazamiento inelástico de resistencia constante de sistemas elastoplásticos sometidos a un conjunto de 216 movimientos del terreno registrados en condiciones de suelo firme. A partir de los resultados del estudio, concluyeron que la magnitud y la distancia a la fuente no tienen una influencia significativa en los cocientes de desplazamiento inelástico para sistemas con períodos de vibración en la región de periodos intermedios y largos en sistemas con resistencia lateral relativa menor a 4. Los autores propusieron una ecuación para obtener estimaciones de la media de los cocientes de desplazamiento inelástico. Chopra y Chintanapakdee (2004) posteriormente confirmaron estos resultados. Un par de años más tarde, Ruiz-García y Miranda (2006) desarrollaron cocientes de desplazamiento inelástico de resistencia constante, donde entre otras cosas, investigaron los efectos de la degradación de resistencia y rigidez sobre los cocientes C_R .

Como resultado del estudio, propusieron una ecuación simplificada para estimar la media del cociente de desplazamiento inelástico para estructuras construidas en suelo blando.

Por su parte, Chenouda y Ayoub (2008) realizaron un estudio estadístico de SIGL sometidos a un conjunto amplio de registros sísmicos para evaluar las demandas de desplazamiento inelástico en sistemas degradantes. El modelo de comportamiento empleado en este estudio utiliza un enfoque basado en energía para definir varios tipos de efectos de degradación y a su vez es capaz de considerar el colapso potencial del sistema bajo excitaciones sísmicas. Los autores observaron que en estructuras de período corto los desplazamientos inelásticos de sistemas degradantes fueron sustancialmente mayores que los correspondientes desplazamientos de sistemas no degradantes. Chenouda y Ayoub (2008) concluyeron que para estructuras de período muy corto, es común que los sistemas experimenten colapso, incluso con factores pequeños de reducción de resistencia y que para estructuras de período largo es poco probable que ocurra el colapso, incluso para sistemas con grandes factores de reducción de resistencia.

Más recientemente, Börekçi *et al.*, (2018) realizaron un estudio similar al de Chenouda y Ayoub, donde investigaron los efectos de la degradación en las demandas de desplazamiento inelástico. Para ello emplearon un modelo histerético bilineal no degradante y un modelo de picos orientados que considera el colapso potencial del sistema. Concluyeron que el cociente C_R se ve claramente afectado por las condiciones locales del sitio donde se registra el movimiento del terreno, principalmente para sistemas degradantes, y que el efecto general de la rigidez positiva de post-fluencia sobre la media del cociente de desplazamiento inelástico no es significativo. Como resultado de la investigación Börekçi *et al.*, (2018) propusieron una ecuación empírica para la estimación del cociente de desplazamiento inelástico en función del factor de reducción de la resistencia, el período y los parámetros de degradación del modelo histerético.

En resumen, en esta sección se describieron los principales estudios que se han realizado, a lo largo de las últimas décadas, para evaluar las demandas de desplazamiento inelástico de las estructuras. En la mayoría de los estudios se consideró un comportamiento histerético simple no degradante. Tan solo en algunas de estas investigaciones se estudiaron los efectos de la degradación estructural, e incluso, de los pocos estudios que han evaluado las demandas

de desplazamiento inelástico de sistemas degradantes, el deterioro de resistencia y rigidez no se basa en un razonamiento físico claro. En ese sentido, el propósito del presente estudio, se centra en realizar un análisis estadístico para evaluar los cocientes de desplazamiento inelástico, C_R , de sistemas degradantes que tomen en cuenta directamente el deterioro súbito de resistencia (rasgo característico de edificios que exhiben planta baja débil) a través de la inclusión de una pendiente negativa en su curva envolvente. Además, es importante mencionar, que el modelo de comportamiento empleado considera el colapso potencial del sistema por inestabilidad dinámica.

5.4 Resultados estadísticos de C_R

En esta etapa se realizó el cálculo de los cocientes de desplazamientos inelástico de sistemas de un grado de libertad. Para caracterizar el comportamiento de los S1GL se utilizaron los modelos histeréticos descritos en el capítulo 3 del presente estudio. Con el propósito de calcular las demandas de desplazamiento, se desarrolló un programa en la plataforma computacional *Matlab* (The MathWorks Inc, 2015) que resuelve la ecuación de movimiento dinámico de un sistema de un grado de libertad con comportamiento elástico a través del método de Newmark de aceleración promedio constante, con el cual se obtiene la demanda máxima de desplazamiento elástico del sistema, S_d . En cuanto a la demanda máxima de desplazamiento inelástico, Δ_i , se calcula resolviendo la ecuación de movimiento dinámico no lineal de un S1GL con la misma masa y rigidez inicial que el sistema elástico pero, con un comportamiento descrito por el modelo *IMK* implementado en el software de código abierto *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2006). Para ejemplificar el cálculo de estos valores, se muestra en la figura 5.1, la respuesta dinámica de un S1GL con periodo de vibrar igual a 1.0 s sometido a la componente N00E del movimiento del terreno registrado en la estación SCT2 del sismo de septiembre de 2017. En línea negra se muestra la respuesta del sistema con comportamiento elástico cuya demanda máxima fue de 4.39 cm, mientras que en línea roja se presenta la historia de respuesta del sistema no lineal con R igual a 2.0 donde el máximo desplazamiento fue de 9.56 cm; para este caso el valor del cociente de desplazamiento inelástico es de 2.177.

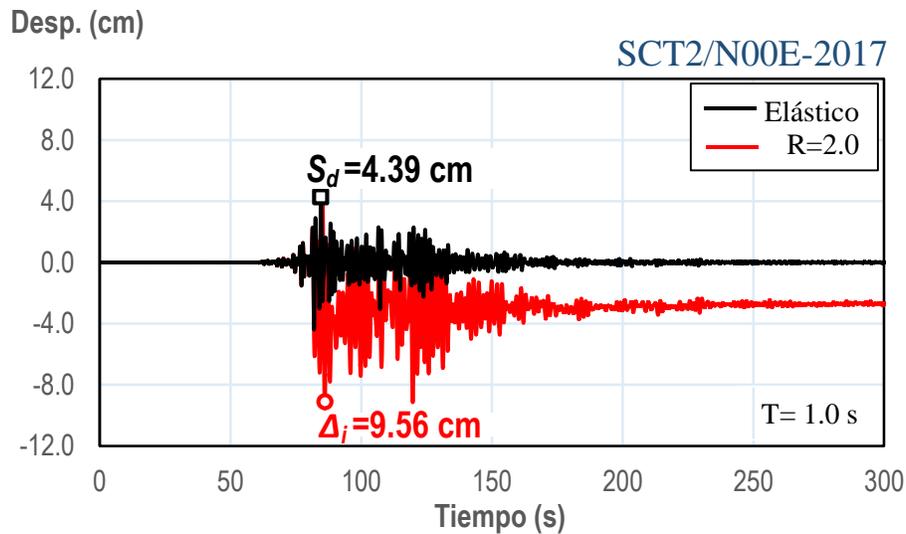


Figura 5.1 - Historia de respuesta dinámica de S1GL con periodo de vibrar igual a 1.0 s, sistema elástico (línea negra) y sistema no lineal con $R=2.0$ (línea roja)

Para el cálculo de cocientes de desplazamiento inelástico en condiciones de suelo blando, algunos autores, como Miranda (1993) y Ruiz-García y Miranda (2006) han sugerido normalizar el periodo de vibrar de sistemas de un grado de libertad, T , por el periodo predominante del movimiento del terreno, T_g , con el propósito de reducir la dispersión en los espectros de C_R . En ese sentido, en la figura 5.2a se presenta el cálculo del cociente C_R en función del periodo del sistema para 6 movimientos del terreno; en línea negra se muestra la mediana de los resultados. Por otro lado, en la figura 5.2b se presenta el mismo espectro pero ahora en función del periodo normalizado. A partir de esta figura, se confirmó que emplear periodos normalizados provee una mejor caracterización de las demandas de desplazamiento inelástico de estructuras simples.

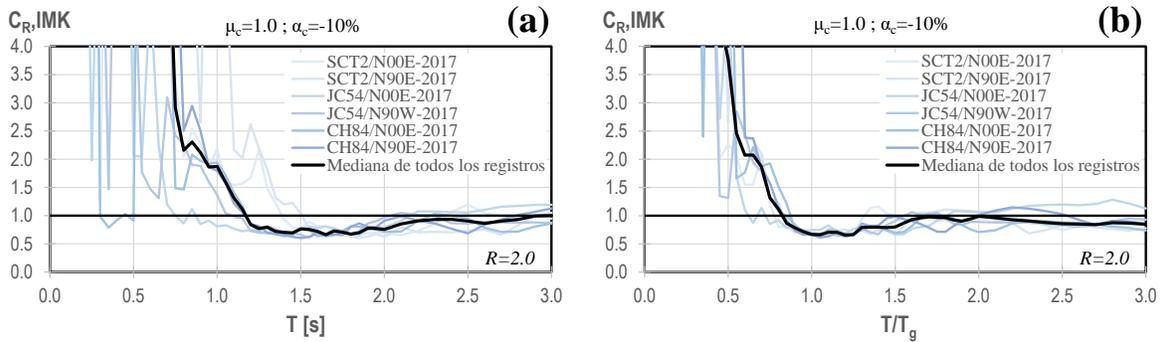


Figura 5.2 - Mediana de los cocientes de desplazamiento inelástico calculado para 6 movimientos del terreno a partir de sistemas degradantes con $\mu_c=1.0$ y $\alpha_c=-10\%$: a) como función de T y b) como función de T/T_g

Para fines del presente capítulo, se llevó a cabo un estudio paramétrico de S1GL con comportamiento histerético descrito por el modelo de *IMK*, considerando un 5% del amortiguamiento crítico. Se consideraron cuatro niveles de resistencia lateral relativa R ($R=1.5, 2.0, 3.0$ y 4.0), cuatro niveles de ductilidad μ_c ($\mu_c=1.0, 1.5, 2.0$ y 3.0), cinco niveles de pendiente negativa α_c ($\alpha_c=-10\%, -20\%, -30\%, -40\%$ y -50%), así como cuatro valores de tasa de endurecimiento por deformación α_s ($\alpha_s=2\%, 4\%, 6\%$ y 8%). En total, se generaron 65 combinaciones diferentes a partir de los parámetros μ_c , α_c y α_s del modelo histerético. Los resultados se expresaron en términos del periodo natural de vibrar del sistema, T , normalizado con respecto a T_g , considerándose 47 cocientes T/T_g . Así, se calcularon en total 1,661,920 cocientes C_R (correspondientes a 136 registros sísmicos, 47 periodos normalizados, 4 niveles de resistencia lateral relativa y 65 combinaciones de parámetros del modelo histerético). Posteriormente con la información del análisis paramétrico, se realizó un análisis estadístico para obtener valores de tendencia central y dispersión, los valores calculados de C_R , se organizaron para cada periodo normalizado y combinación de parámetros.

5.4.1 Tendencia Central

Con fines de ilustración, en la figuras 5.3a y 5.3b se muestra la mediana de C_R calculada a partir de la respuesta de sistemas degradantes sujetos ante 136 historias de aceleración, considerando sistemas sin capacidad de deformación inelástica, es decir, $\mu_c=1.0$, para 2 niveles de pendiente negativa diferentes: $\alpha_c=-10\%$ y $\alpha_c=-50\%$. Una figura similar pero considerando $\alpha_s=2\%$ y $\mu_c=3.0$ se muestra en la figuras 5.3c y 5.3d, respectivamente. A partir de las figuras se pueden distinguir dos regiones espectrales. En la primera región, los desplazamientos máximos inelásticos son, en general, mayores que los desplazamientos máximos elásticos, mientras que en la segunda región espectral los desplazamientos máximos

inelásticos son, en general, menores que los desplazamientos máximos elásticos. Las dos regiones espectrales se distinguen a partir de la relación limítrofe T/T_g aproximadamente de 0.80. Cabe notar que el cociente C_R se incrementa conforme aumenta el valor de R y conforme disminuye la relación T/T_g en la primera región espectral. En la segunda región espectral se observa que los cocientes de C_R disminuyen conforme se incrementa la resistencia lateral relativa, por ejemplo, las demandas de desplazamiento lateral máximo para sistemas degradantes con R igual a 4 y periodo de vibración cercano al periodo predominante del movimiento del terreno, $T/T_g \approx 1$, llegan a ser aproximadamente del 50% de la demanda de desplazamiento lateral máximo para sistemas elásticos.

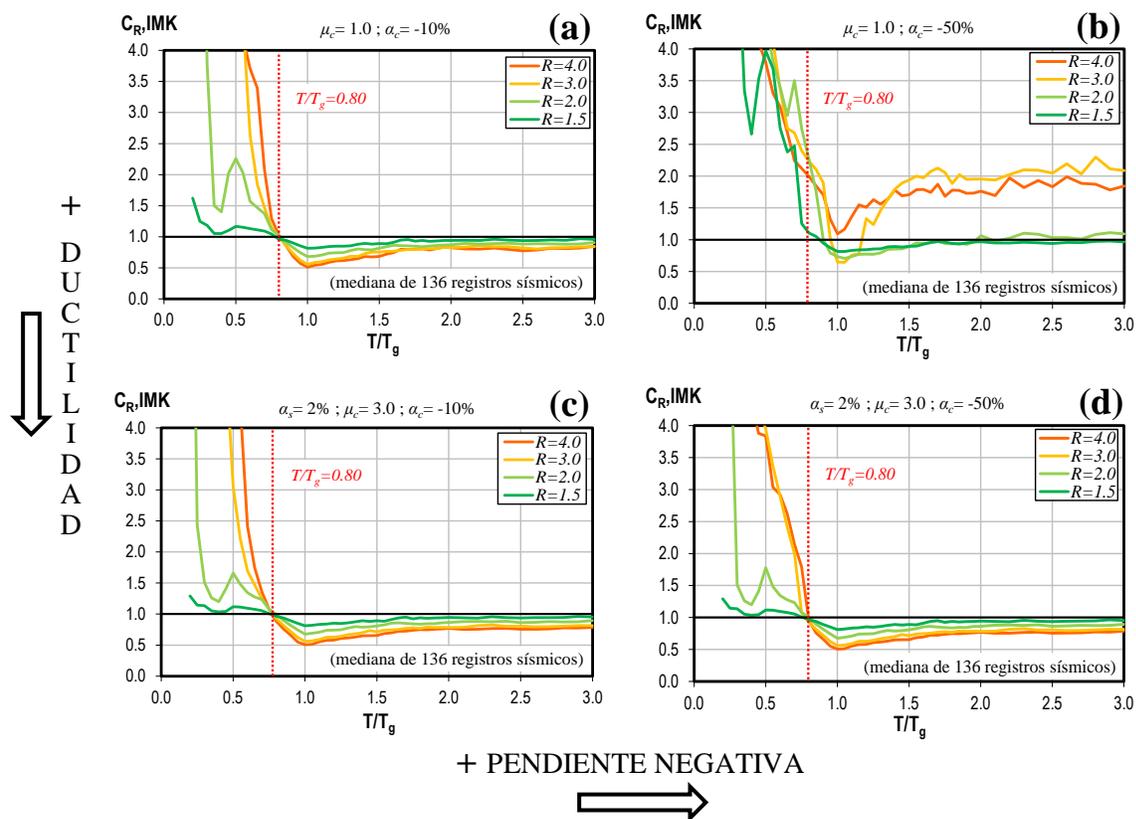


Figura 5.3 - Mediana de C_R , calculada a partir de sistemas degradantes para diferentes niveles de ductilidad y de pendiente negativa

Es interesante notar que la diferencia en los espectros de C_R indicados en las figuras anteriores ocurre en la primera región espectral; es decir, la influencia de los parámetros del modelo histerético, se presentan principalmente para relaciones T/T_g menores a 0.80. Sin embargo, también se observó, que en el caso de sistemas sin ductilidad ($\mu_c=1.0$) o con ductilidad limitada ($\mu_c=1.5$ y 2.0) que tienen pendientes negativas mayores a 30%, la relación T/T_g

límitrofe que divide las 2 regiones espectrales antes descritas, se recorre ligeramente a la derecha a medida que aumenta la resistencia lateral relativa del sistema, es decir, que la relación límitrofe T/T_g crece ligeramente con un incremento en el valor de R , tal como se puede apreciar en la figura 5.3b. Otra observación importante proveniente de este tipo de sistemas, es que las ordenadas del espectro de C_R pueden ser mayores a la unidad para la región espectral de relaciones $T/T_g > 0.80$, este efecto se presenta para sistemas con $R \geq 3.0$ y se acentúa a medida que disminuye la ductilidad y aumenta la pendiente negativa del sistema. Más adelante veremos que este fenómeno se debe a que para ciertas combinaciones, se supera la mediana de la resistencia mínima para evitar el colapso de los sistemas en esta región espectral.

5.4.2 Dispersión

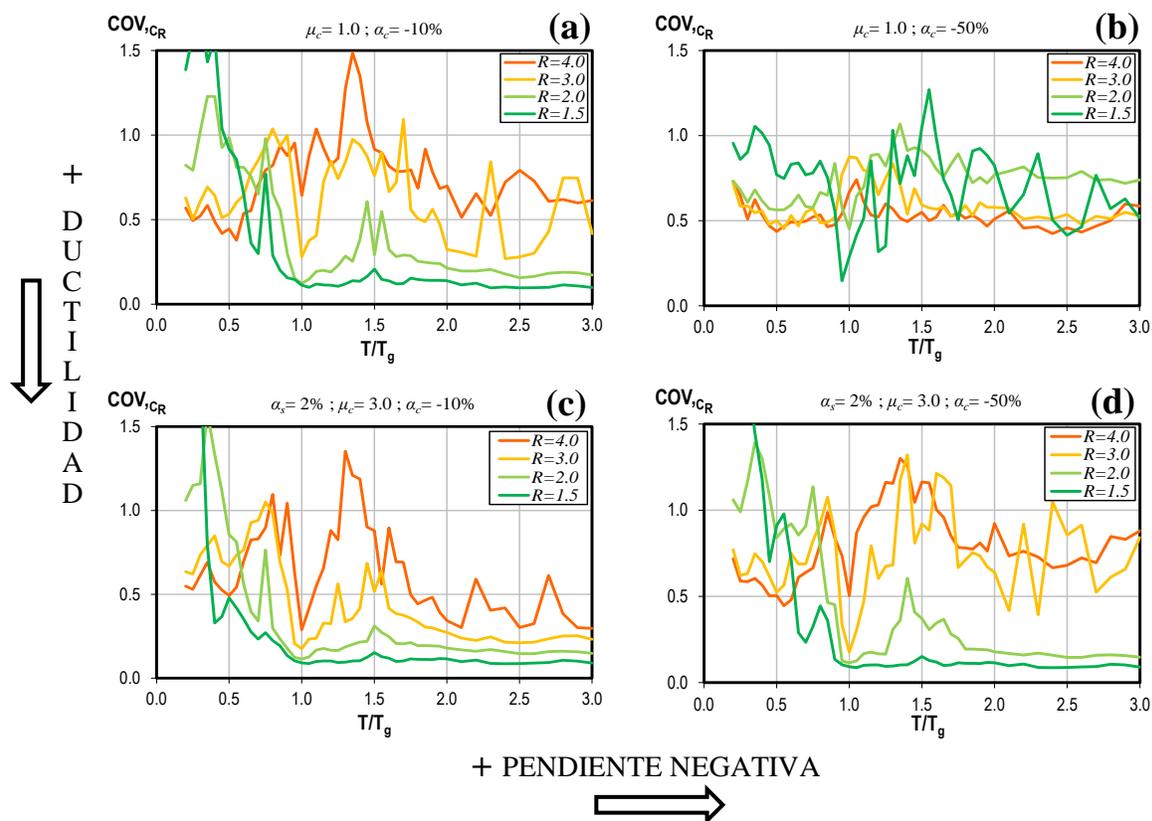


Figura 5.4 - Espectros del coeficiente de variación de C_R , calculado a partir de sistemas degradantes para diferentes niveles de ductilidad y pendiente negativa

La estimación de la variabilidad de los cocientes de desplazamiento inelástico (i.e. dispersión de C_R) que representa la variabilidad registro-a-registro, se cuantificó a través del coeficiente de variación (COV). EL COV se calculó para cada cociente T/T_g , para cada nivel de la

relación de resistencia lateral relativa y para cada combinación de los parámetros del modelo histerético. En la figura 5.4a y 5.4b se muestran los COVs de los cocientes de desplazamiento inelástico provenientes de sistemas con $\mu_c=1.0$, para 2 niveles de pendiente negativa diferentes: $\alpha_c= -10\%$ y $\alpha_c= -50\%$, mientras que en las figuras 5.4c y 5.4d se muestra un caso similar pero considerando $\alpha_s=2\%$ y $\mu_c=3.0$. En general, se puede observar que existe gran dispersión en los cocientes C_R independientemente de la combinación de parámetros del modelo histerético, no obstante, se puede apreciar que la dispersión aumenta a medida que la relación de resistencia lateral relativa se incrementa, excepto para el caso de sistemas sin ductilidad ($\mu_c=1.0$) con pendiente negativa $\alpha_c= -50\%$ donde se observa lo contrario, incluso, en el caso de sistemas “débiles” (i.e. $R=3.0$ y 4.0) se presentan los menores valores de dispersión en el espectro, este hecho se atribuye al colapso de los SIGL dado que superan la mediana de R_C para esta combinación de parámetros.

En resumen, se observa que para la primera región espectral, los sistemas fuertes presentan mayor dispersión que los sistemas débiles, caso contrario a lo observado en la segunda región espectral donde los sistemas con $R \geq 3.0$ muestran mayor dispersión que aquellos con resistencia lateral relativa menor a tres. En ese sentido, es importante destacar que, la dispersión de los cocientes C_R cuando el periodo del sistema es aproximadamente igual al periodo predominante del movimiento del terreno, se reduce de manera significativa para sistemas fuertes en relación con la resistencia requerida para mantener el sistema elástico.

5.4.3 Efecto de la magnitud sísmica y distancia a la fuente

Estudios previos han señalado que tanto la amplitud de las ordenadas espectrales elásticas como el contenido de frecuencia del movimiento del terreno dependen de la magnitud del evento sísmico y la distancia a la fuente. Por lo tanto, es necesario estudiar si los cocientes de desplazamiento inelástico también se modifican a causa de estas condiciones. Algunos estudios como Ruiz-García y Miranda (2003; 2006) evaluaron este efecto, y encontraron que estas características tienen un impacto limitado en los cocientes C_R , no obstante, para sistemas “débiles” en la zona de periodo corto se observa cierta influencia a causa de estos parámetros, por lo que se considera importante evaluar el efecto de la magnitud-distancia a la fuente sísmica en las demandas de sistemas degradantes situados en condiciones de suelo blando.

Para este propósito se calcularon los cocientes de desplazamiento inelástico para S1GL dividiendo en dos subconjuntos los movimientos del terreno empleados en este estudio. El primer subconjunto comprende las 50 historias de aceleración correspondientes al sismo de 1999 de magnitud de momento de 6.4 y un rango de distancia a la fuente que oscila entre 102 y 132 km. El segundo subconjunto se refiere a los 86 movimientos del terreno del sismo de $M_w = 7.1$ de 2017 con distancia a la fuente comprendida entre 199 y 223 km.

Con fines de ilustración, en la figura 5.5 se presentan los espectros de C_R vs T/T_g obtenidos a partir de sistemas sin capacidad de deformación inelástica ($\mu_c=1.0$) y pendiente negativa igual al 10% de la pendiente elástica, sometidos a cada uno de los subconjuntos de movimientos del terreno previamente descritos. En general, se observa la misma forma espectral en ambas figuras, e incluso, el periodo limítrofe entre las regiones espectrales es idéntico en ambos casos, no obstante, se notan ligeras diferencias entre curvas correspondientes, especialmente en la primera región espectral; para la segunda región espectral las ordenadas de C_R para el sismo de mayor magnitud aumentan de manera minúscula con respecto de los cocientes C_R del sismo de menor magnitud.

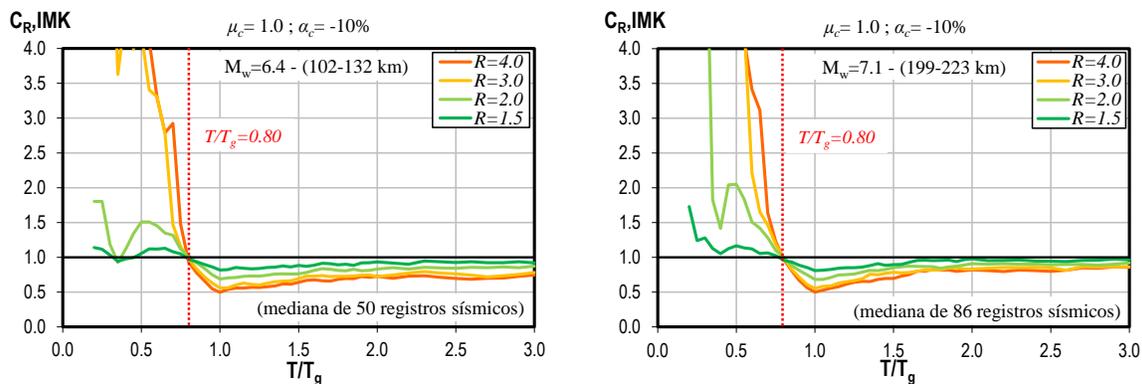


Figura 5.5 – Comparativo de los cocientes C_R de sistemas con $\mu_c=1.0$ y $\alpha_c=-10\%$ sometidos a dos subconjuntos de movimientos del terreno con diferente magnitud y distancia a la fuente

Para analizar más a detalle esta condición, en la figura 5.6a se presenta un comparativo de la mediana de los cocientes C_R para sistemas con $R=2.0$ sujetos al conjunto completo y a los subconjuntos de los movimientos del terreno. Una figura similar considerando $R=4.0$ se muestra en la figura 5.6b. Se puede observar que para una resistencia lateral relativa igual a 2.0, la magnitud-distancia a la fuente puede influir en la amplitud de C_R para sistemas con relaciones T/T_g pequeñas, en este caso, las ordenadas de C_R se incrementan para el

subconjunto de registros conformado a partir del sismo de mayor magnitud, no obstante, se aprecia que no existe diferencia significativa cuando se compara con la mediana del conjunto de todos los registros. En particular, para $R=2.0$ y relación $T/T_g=0.50$, el valor de la mediana de C_R de los movimientos del terreno registrados en el sismo de $M_w=7.1$, es aproximadamente 1.5 veces mayor que el proveniente de los registros del evento sísmico de 6.4 de magnitud. Para estructuras más débiles en relación con la intensidad de los movimientos del terreno, por ejemplo $R=4.0$, la magnitud-distancia a la fuente no influye de manera relevante en la amplitud de la mediana de C_R .

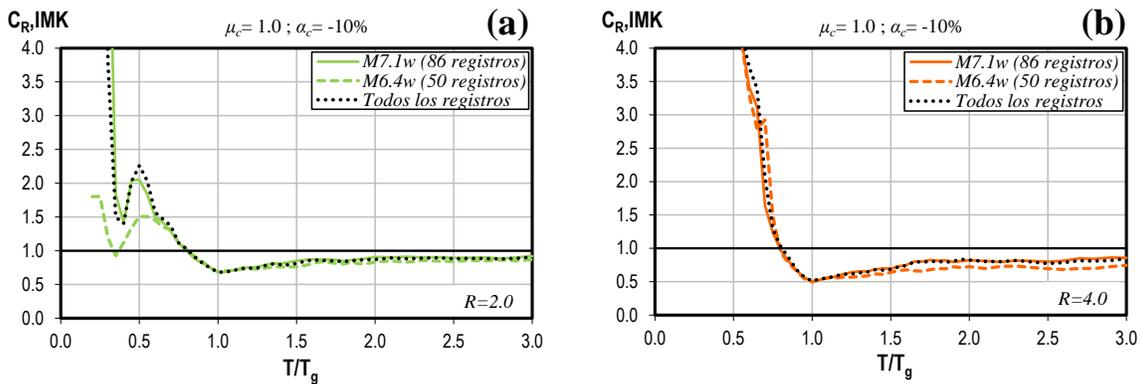


Figura 5.6 - Efecto de la magnitud sísmica y la distancia a la fuente sobre C_R calculado a partir de sistemas con $\mu_c=1.0$ y $\alpha_c=-10\%$ para dos niveles de resistencia lateral relativa: a) $R=2.0$ y b) $R=4.0$

5.4.4 Efecto del comportamiento histerético

En esta sección se investigó el efecto que tiene el comportamiento histerético, controlado a través de los parámetros que definen la curva envolvente del modelo histerético, en los cocientes de desplazamiento inelástico. En la primera parte se evalúa el efecto de la rigidez de post-fluencia en los sistemas degradantes considerando 4 tasas de endurecimiento por deformación, α_s , diferentes (i.e., rigidez de post-fluencia normalizada con respecto de la rigidez inicial). En la segunda parte, se explora el efecto que tiene la ductilidad del sistema, definida por el parámetro μ_c , en las curvas del espectro de C_R de resistencia constante. Posteriormente, se estudió el efecto de la pendiente negativa, α_c , que representa el deterioro de resistencia lateral del sistema, en los cocientes de C_R . En la última parte de esta sección, se aisló el efecto del deterioro de resistencia en las demandas de desplazamiento inelástico de los sistemas degradantes a través del cálculo del cociente $\Delta_{i,IMK}/\Delta_{i,EPP}$.

5.4.4.1 Influencia de la tasa de endurecimiento por deformación (α_s)

Para examinar el efecto de la rigidez positiva de post-fluencia en las demandas de desplazamiento máximo inelástico, se calcularon los cocientes de desplazamiento inelástico de sistemas degradantes para cuatro diferentes tasas de endurecimiento por deformación ($\alpha_s=2\%$, 4% , 6% y 8%), cuando están sometidos a 136 historias de aceleración registradas en condiciones de suelo blando como el de la CDMX. En la figura 5.7 se presenta la mediana de C_R de sistemas con $\mu_c=1.5$ y $\alpha_c=-10\%$ para diferentes niveles de resistencia lateral relativa. Una imagen similar pero considerando una ductilidad igual a 3.0 se muestra en la figura 5.8.

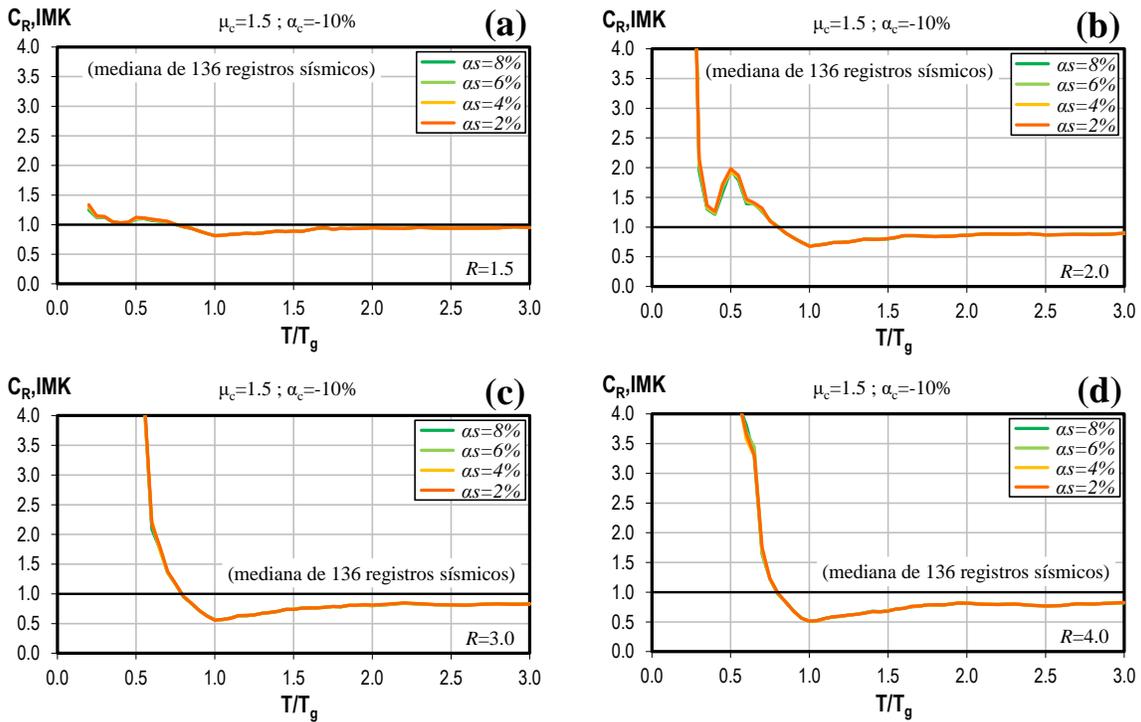


Figura 5.7 - Influencia de α_s en la mediana de C_R , calculado para sistemas degradantes con $\mu_c=1.5$ y $\alpha_c=-10\%$, para diferentes niveles de R : a) $R=1.5$, b) $R=2.0$, c) $R=3.0$ y d) $R=4.0$

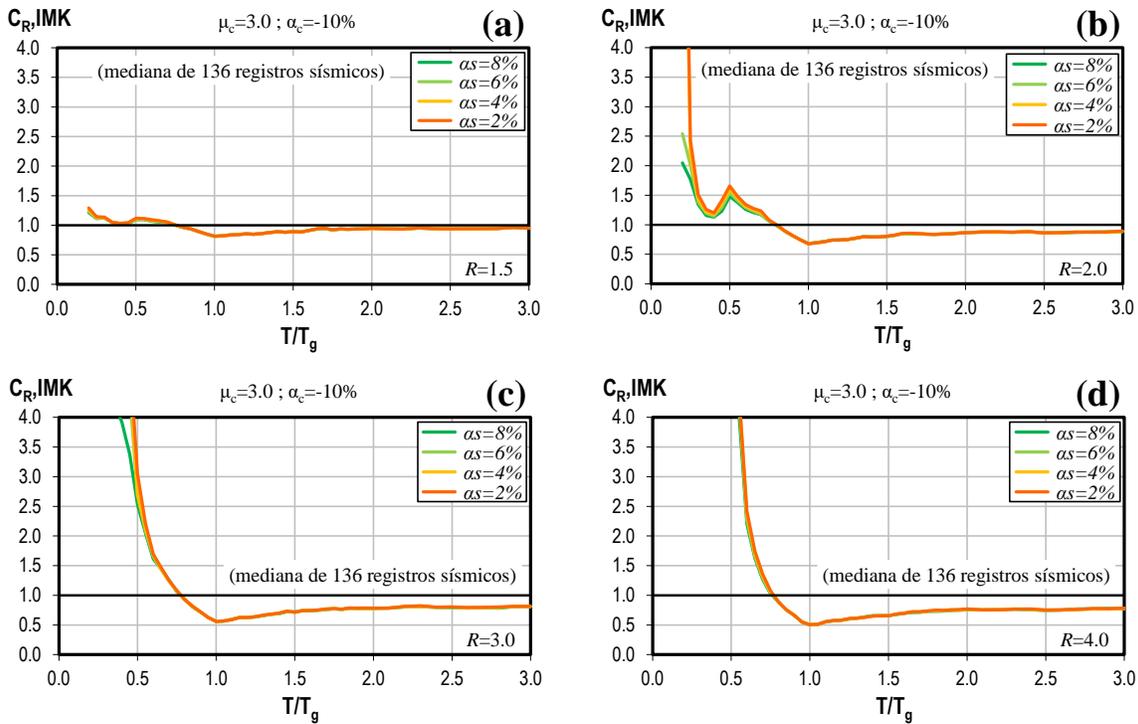


Figura 5.8 - Influencia de α_s en la mediana de C_R , calculado para sistemas degradantes con $\mu_c=3.0$ y $\alpha_c=-10\%$, para diferentes niveles de R : a) $R=1.5$, b) $R=2.0$, c) $R=3.0$ y d) $R=4.0$

A partir de estas figuras, en general, se puede concluir que el parámetro α_s no tiene una influencia significativa en las ordenadas de C_R , independientemente del nivel de ductilidad y de la relación de resistencia relativa del sistema, confirmando lo encontrado previamente por Bökçü *et al.*, (2018). No obstante, se observó que en sistemas con ductilidad intermedia ($\mu_c=3.0$), se muestran sutiles disminuciones, en los cocientes C_R para relaciones de periodos normalizados pequeñas, especialmente para sistemas con R igual a 2.0 y 3.0. Por ejemplo, para un sistema con estas características y relación $T/T_g=0.50$, cuando la tasa de endurecimiento por deformación aumenta de 2% a 8%, el valor del cociente C_R se reduce aproximadamente un 15%.

5.4.4.2 Influencia de la ductilidad del sistema (μ_c)

En este apartado, se presentan los resultados del efecto que tiene la ductilidad, μ_c , en las ordenadas de C_R para diferentes niveles de resistencia lateral relativa, por ejemplo, en la figura 5.9 se muestran los espectros de C_R vs T/T_g para un mismo valor de $\alpha_s=2\%$ y $\alpha_c=-10\%$.

Una ilustración similar pero considerando una rigidez negativa igual al 50% de la rigidez elástica, se muestra en la figura 5.10. A partir de estas figuras, puede notarse que no se aprecia influencia importante de μ_c para sistemas que tienen una resistencia lateral relativa igual a 1.5, con excepción de sistemas con pendiente negativa igual a 50%, donde las ordenadas de C_R se incrementan de manera considerable en la primera región espectral. Por otra parte, se pueden distinguir dos regiones espectrales para el caso de sistemas con R igual a 2.0, 3.0 y 4.0, donde las ordenadas de C_R son mayores o menores a la unidad en función del cociente de periodos normalizados. La relación T/T_g que delimita cocientes C_R mayores a la unidad de los cocientes C_R menores a la unidad tiende a depender ligeramente del nivel de μ_c conforme se incrementa el nivel de resistencia lateral relativa del sistema. Asimismo, cabe notar que la influencia de μ_c en las ordenadas de C_R es más importante en sistemas con $R=2.0$, donde se aprecia inclusive una amplificación local de C_R para una relación de T/T_g aproximada de 0.5.

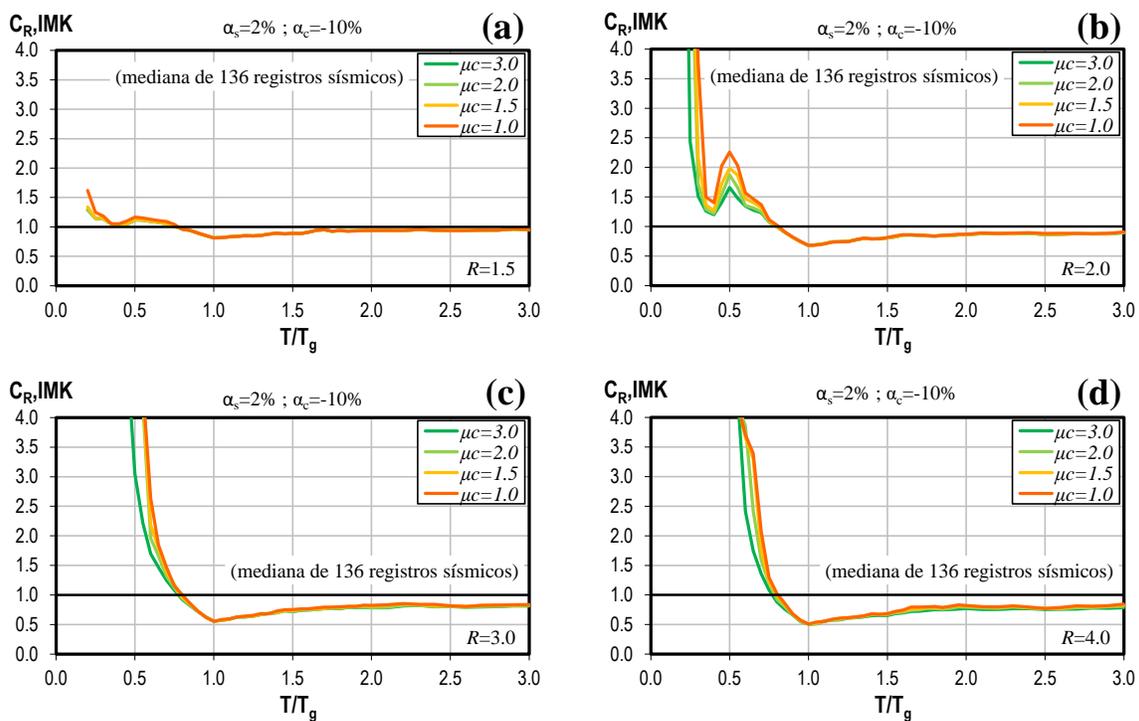


Figura 5.9 - Influencia de μ_c en la mediana de C_R , calculado a partir de sistemas degradantes con $\alpha_s=2\%$, $\alpha_c=-10\%$ y diferentes niveles de R : a) $R=1.5$, b) $R=2.0$, c) $R=3.0$ y d) $R=4.0$

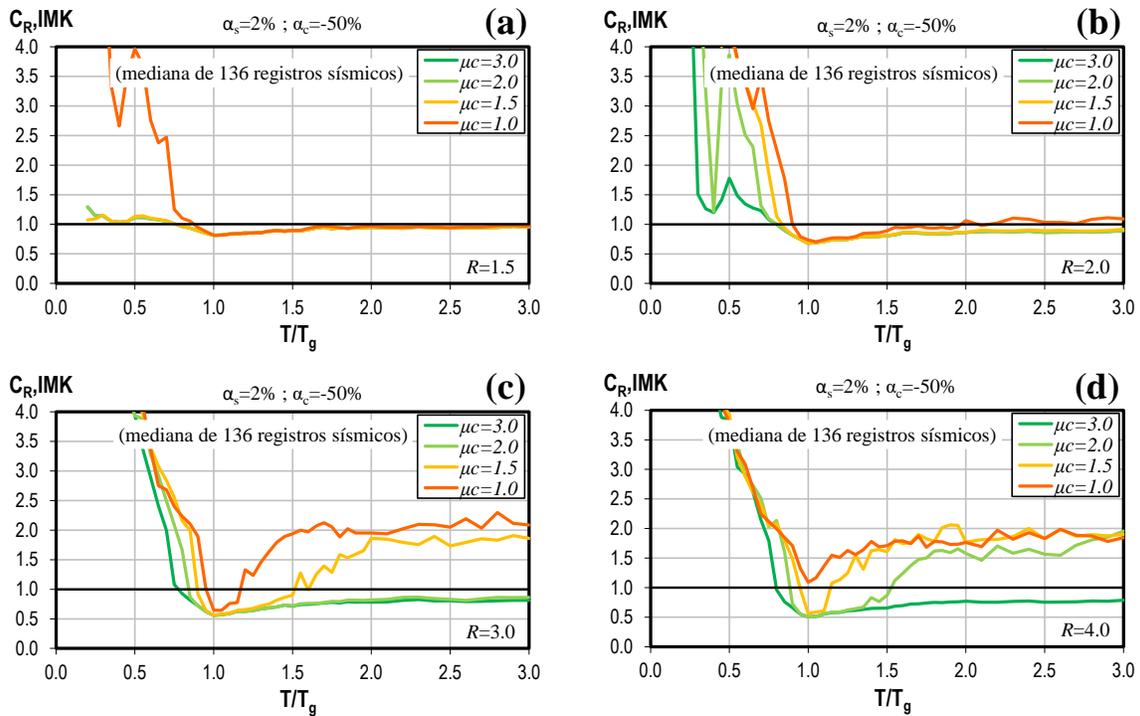


Figura 5.10 - Influencia de μ_c en la mediana de C_R , calculado a partir de sistemas degradantes con $\alpha_s=2\%$, $\alpha_c=-50\%$ y diferentes niveles de R : a) $R=1.5$, b) $R=2.0$, c) $R=3.0$ y d) $R=4.0$

Los resultados sugieren que las ordenadas de C_R se incrementan conforme se disminuye la capacidad de deformación inelástica del sistema (es decir, conforme disminuye μ_c) en la primera región espectral. Por ejemplo, para un sistema sin ductilidad con $R=2.0$, relación T/T_g igual a 0.30, pendiente negativa de 10% y $\alpha_s=2\%$, el cociente C_R se reduce aproximadamente en un 60% si se dota al sistema de ductilidad hasta alcanzar un valor de 3.0, es decir, que un sistema sin ductilidad experimentará una demanda de desplazamiento máximo inelástico 2.5 veces mayor que un sistema con $\mu_c=3.0$ bajo estas mismas condiciones. Es interesante notar que en la segunda región espectral, la ductilidad puede limitar los cocientes de desplazamiento inelástico para ciertas combinaciones, especialmente para sistemas con $R \geq 3.0$ y $\alpha_c \geq 30\%$. De la figura 5.10c, se puede observar que el cociente C_R de un sistema con ductilidad igual a 1.0 y relación $T/T_g=2.0$ es aproximadamente 2.30 veces mayor que el correspondiente para un sistema con $\mu_c=3.0$, es decir, que debido al efecto de la ductilidad el valor del cociente C_R se reduce aproximadamente un 55%.

5.4.4.3 Influencia de la pendiente negativa (α_c)

Se estudió la influencia que tiene la ductilidad, α_c , en los espectros de C_R para diferentes niveles de resistencia lateral relativa. En la figura 5.11 se muestran la mediana de C_R de sistemas sin capacidad de deformación inelástica para diferentes niveles de pendiente negativa. Una figura similar pero considerando $\alpha_s=2\%$ y $\mu_c=2.0$, se muestra en la figura 5.12. Es interesante notar que el efecto de α_c ocurre, principalmente para relaciones T/T_g menores a 0.80, con excepción de los sistemas con $R \geq 3.0$ donde se aprecia la influencia de α_c en las ordenadas de C_R para valores de pendiente negativa mayores o iguales a 30%, este fenómeno se debe a que superan la mediana de la resistencia mínima para evitar el colapso en esta región espectral como se verá más adelante. La relación T/T_g que delimita cocientes C_R mayores a la unidad de los cocientes C_R menores a la unidad tiende a depender ligeramente del nivel de α_c conforme se incrementa el nivel de resistencia lateral relativa del sistema.

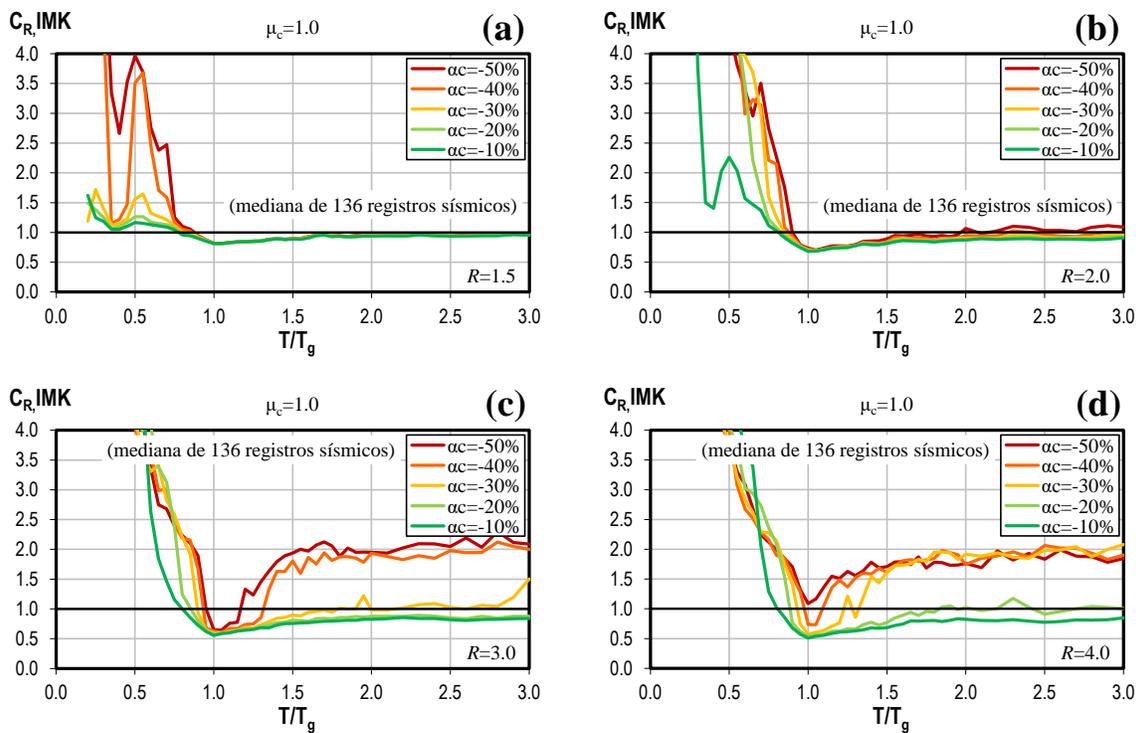


Figura 5.11 - Influencia de α_c en la mediana de C_R , calculado para sistemas degradantes con $\mu_c=1.0$ y cuatro niveles de R : a) $R=1.5$, b) $R=2.0$, c) $R=3.0$ y d) $R=4.0$

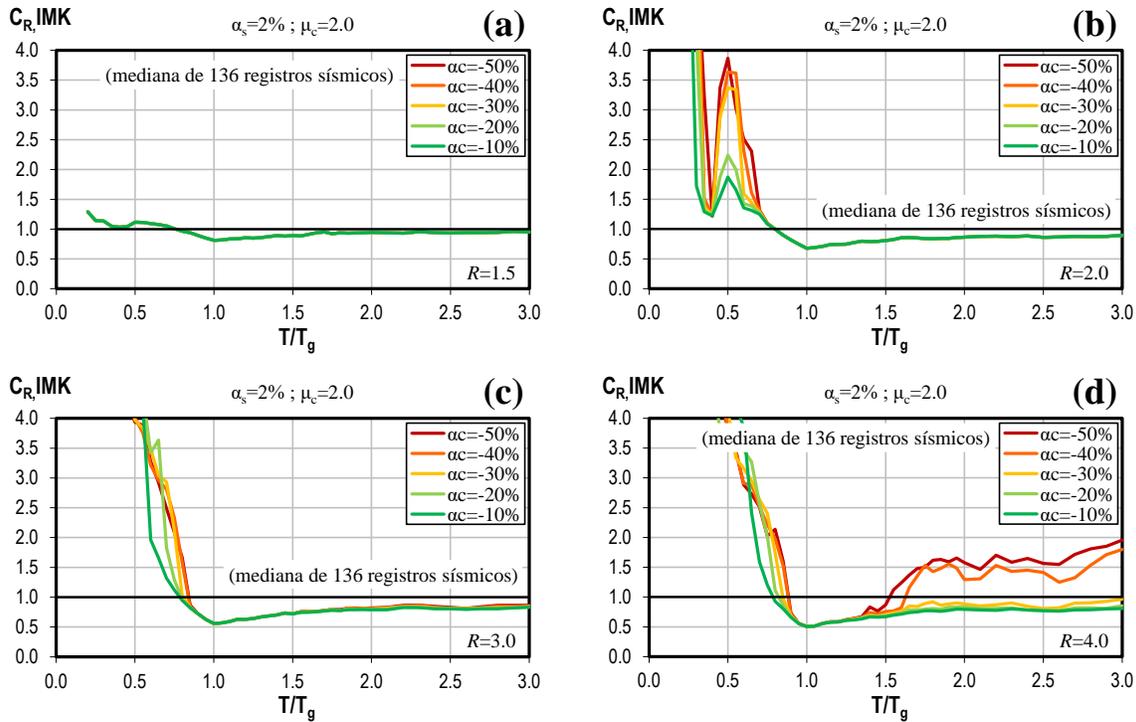


Figura 5.12 -Influencia de α_c en la mediana de C_R , calculado para sistemas degradantes con $\mu_c=2.0$, $\alpha_s=2\%$ y cuatro niveles de R : a) $R=1.5$, b) $R=2.0$, c) $R=3.0$ y d) $R=4.0$

Es interesante destacar, que cuando se tienen sistemas fuertes con respecto a la intensidad del movimiento del terreno y a su vez poseen cierto nivel de ductilidad, no se aprecia influencia de α_c en las ordenadas del espectro de C_R vs T/T_g , hecho que se puede constatar en la figura 5.12a, en la que se presentan los cocientes C_R para sistemas con $\mu_c=2.0$ y resistencia lateral relativa igual a 1.5, incluso, en esta figura se observa que las demandas de desplazamiento máximo inelástico son, en general, similares a las demandas de desplazamiento máximo elástico en todo el intervalo de periodos normalizados. Además, se debe notar que la influencia de α_c en las ordenadas de C_R parece ser más importante en sistemas con $R=2.0$, por ejemplo, en la figura 5.12b se puede apreciar una amplificación local de C_R para una relación de T/T_g aproximada de 0.5. En general, se observó que los cocientes C_R tienden a incrementarse conforme aumenta el nivel de pendiente negativa, especialmente para la primera región espectral.

5.4.4.4 Efecto de α_c en las demandas de desplazamiento inelástico

Con la intención de aislar el efecto del deterioro de resistencia, caracterizado por el parámetro α_c , en las demandas de desplazamiento inelástico de sistemas degradantes, se calculó el cociente de C_R para sistemas degradantes, caracterizado por la envolvente del modelo modificado de *IMK*, con respecto al de sistemas sin comportamiento degradante, caracterizado por el modelo elastoplástico perfecto. Este cociente también representa el cociente del desplazamiento máximo inelástico del sistema degradante, $\Delta_{i,IMK}$, con respecto al desplazamiento máximo inelástico del sistema elastoplástico, $\Delta_{i,IMK}/\Delta_{i,EPP}$. El cociente $\Delta_{i,IMK}/\Delta_{i,EPP}$ se obtuvo para cada relación T/T_g , cada nivel de resistencia lateral relativa y para cada combinación de parámetros del modelo histérico. Cabe notar que el objetivo principal fue evaluar la influencia del nivel de α_c para diferentes niveles de μ_c . En la figura 5.13 se presenta la mediana del cociente $\Delta_{i,IMK}/\Delta_{i,EPP}$ para sistemas con $R=2.0$, considerando diferentes niveles de ductilidad y de pendiente negativa, mientras que en la figura 5.14 se muestra la mediana de $\Delta_{i,IMK}/\Delta_{i,EPP}$ para sistemas con R igual a 4.0.

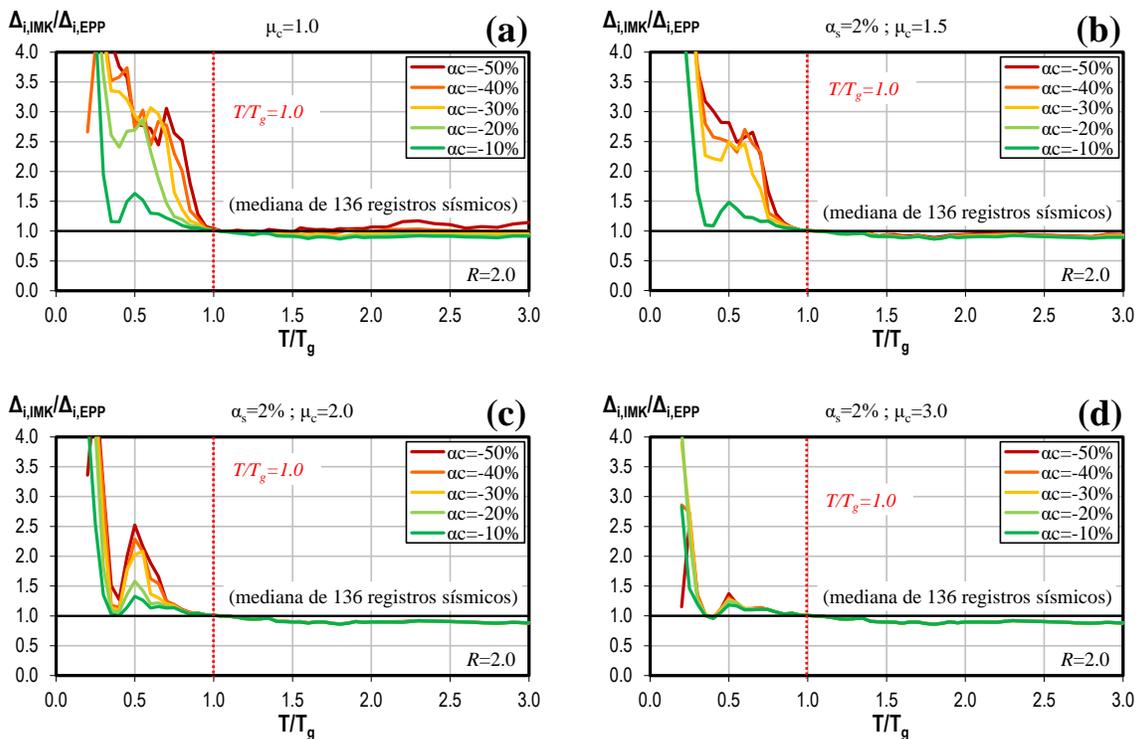


Figura 5.13 - Efecto de α_c en la mediana del cociente de desplazamiento inelástico de sistemas degradantes ($\Delta_{i,IMK}$) y de sistemas sin degradación ($\Delta_{i,EPP}$) calculado a partir de sistemas con $R=2.0$ y diferentes niveles de ductilidad de los sistemas degradantes: a) $\mu_c=1.0$, b) $\mu_c=1.5$ c) $\mu_c=2.0$ y d) $\mu_c=3.0$

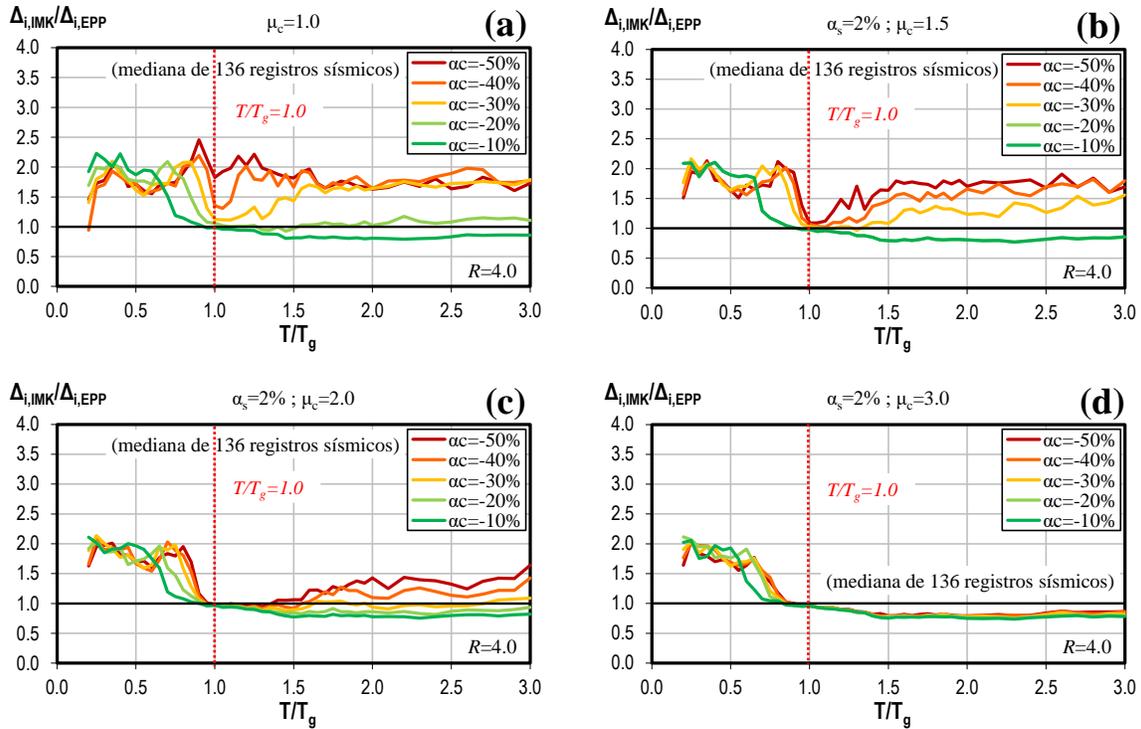


Figura 5.14 - Efecto de α_c en la mediana del cociente de desplazamiento inelástico de sistemas degradantes ($\Delta_{i,IMK}$) y de sistemas sin degradación ($\Delta_{i,EPP}$) calculado a partir de sistemas con $R=4.0$ y diferentes niveles de ductilidad de los sistemas degradantes: a) $\mu_c=1.0$, b) $\mu_c=1.5$ c) $\mu_c=2.0$ y d) $\mu_c=3.0$

Este cociente es muy importante dado que permite modificar los resultados de C_R obtenidos para sistemas elastoplásticos para considerar el efecto de α_c , el cual es conceptualmente similar al coeficiente C_D propuesto por Erduran y Kunnath (2010) para considerar la influencia del comportamiento degradante en elementos constitutivos. A partir de estas figuras, se pueden distinguir dos regiones espectrales delimitadas por la relación de periodos normalizados igual a 1.0. En la primera región espectral, definida para sistemas con periodo menor al periodo predominante del movimiento del terreno, se observó que las demandas de desplazamiento máximo inelástico de sistemas degradantes ($\Delta_{i,IMK}$) son, en general, mayores a las demandas de desplazamiento máximo inelástico de sistemas sin degradación ($\Delta_{i,EPP}$). En esta región espectral, los cocientes $\Delta_{i,IMK}/\Delta_{i,EPP}$ para sistemas con $R=2.0$ tienden a incrementarse conforme aumenta la α_c del sistema, mientras que para sistemas con $R=4.0$ parece no haber una tendencia clara. En la segunda región espectral, los desplazamientos máximos inelásticos de sistemas degradantes, son en general, ligeramente menores que los correspondientes desplazamientos de sistemas sin degradación, no obstante, también se

observó que esta tendencia depende de la pendiente negativa y el nivel de resistencia lateral del sistema.

Es importante notar, que el efecto de μ_c se presenta como una disminución en los cocientes $\Delta_{i,IMK}/\Delta_{i,EPP}$ independientemente del nivel de resistencia lateral relativa del sistema. Además, la influencia de la pendiente negativa decrece también conforme se incrementa μ_c , por lo que el caso más crítico se presenta para sistemas que no cuentan con capacidad de deformación inelástica y exhiben un deterioro de resistencia súbito. Para ejemplificar este hecho, se observa en la figura 5.13a que un sistema degradante con $T/T_g=0.5$ y $\alpha_c=-50\%$ tiene un desplazamiento máximo inelástico aproximadamente 3.5 veces mayor que el correspondiente a un sistema no degradante, mientras que el mismo sistema degradante pero con $\mu_c=3.0$ y $\alpha_c=-10\%$ tiene tan solo 1.2 veces el desplazamiento máximo inelástico de un sistema sin degradación para la misma resistencia lateral relativa.

Capítulo 6

Resistencia lateral mínima para evitar el colapso de sistemas degradantes con pendiente negativa

6.1 Introducción

La predicción del colapso de estructuras sometidas a excitaciones sísmicas ha sido de amplio interés en la ingeniería sísmica desde hace muchos años, dado que el colapso de edificios representa una parte importante de las pérdidas humanas y económicas en la sociedad a causa de fenómenos naturales.

Se ha encontrado en Meli y Miranda (1985) y Galvis *et al.*, (2020) que buena parte de las edificaciones colapsadas en la Ciudad de México a causa de los últimos 2 sismos históricos ocurrieron en edificios antiguos diseñados con lo que hoy en día se consideran estándares de diseño inadecuados, es decir, estructuras pobremente detalladas, además de que tenían una configuración que propició la formación del mecanismo de planta baja débil. Este tipo de estructuras pueden presentar severo deterioro de resistencia una vez que alcanzan su capacidad máxima ante cargas laterales, caracterizada por una rigidez negativa que indica la ausencia de capacidad de deformación (Ruiz-García *et al.*, 2019).

La pérdida de resistencia lateral relativa en las estructuras puede conducir a inestabilidad dinámica, que ocurre cuando el desplazamiento inelástico en la estructura aumenta extremadamente con una ligera reducción en la capacidad de resistencia de la estructura debido a no linealidades geométricas o deterioro de resistencia en el ciclo (Khoshnoudian *et al.*, 2015).

El colapso lateral de un sistema es una consecuencia de la inestabilidad dinámica definida por Bernal (1998) como la respuesta desproporcionada de un sistema cuando está sujeto a una ligera variación de la carga dinámica en un lapso de tiempo. Varios investigadores han

realizado estudios para cuantificar el fenómeno de la inestabilidad dinámica lateral, centrándose principalmente en sistemas de un grado de libertad como se verá más adelante.

6.2 Revisión de estudios previos

Los estudios precursores de la inestabilidad estructural se remontan a finales de la década de los sesentas. La inestabilidad dinámica fue investigada por primera vez por Jennings y Husid (1968), donde se observó que el tiempo de falla de sistemas de un grado de libertad (S1GL) con comportamiento bilineal se ve afectado significativamente por la pendiente de post-fluencia de la curva envolvente; resaltando que sistemas con pendiente de post-fluencia positiva no experimentan colapso. Por su parte, Husid (1969) realizó un estudio enfocado principalmente en determinar la resistencia lateral necesaria para evitar las máximas demandas de ductilidad de desplazamiento permisible, parámetro de interés en el diseño de estructuras.

Algunos años más tarde, Takizawa y Jennings (1980) emplearon un SE1GL para examinar la resistencia de colapso de estructuras dúctiles de concreto reforzado bajo la acción combinada de movimientos sísmicos y cargas gravitatorias, a través de un modelo de comportamiento trilineal no degradante que explica el efecto desestabilizador de las fuerzas de gravedad. No fue sino hasta la década de los 90's, cuando Bernal (1992) con fines de evaluación sísmica, desarrolló un método simplificado para evaluar la seguridad frente a la inestabilidad dinámica de marcos bidimensionales. En este estudio, se propusieron expresiones aproximadas (deducidas a partir de S1GL) para determinar la resistencia lateral requerida para evitar el colapso como función de los parámetros del movimiento del terreno y de las propiedades dinámicas y mecánicas del sistema.

En ese sentido, Miranda y Akkar (2003) realizaron un estudio estadístico a S1GL con comportamiento histerético bilineal que incluye rigidez negativa de post-fluencia con la finalidad de calcular la resistencia lateral requerida para evitar la inestabilidad dinámica. Este comportamiento fuerza-deformación se utilizó para representar el efecto de las no linealidades geométricas y de la degradación de la resistencia. Al respecto, Miranda y Akkar (2003) encontraron que la resistencia requerida para evitar el colapso decrece a medida que la pendiente negativa se hace más pronunciada y que existe una influencia significativa del

período de vibrar para sistemas de períodos cortos que tienen rigidez negativa suave. Como resultado de esta investigación, se formuló una ecuación predictiva para estimar la resistencia de colapso, R_C . Vamvatsikos *et al.*, (2009) ampliaron este estudio y examinaron el caso de sistemas con curva envolvente trilineal que incluye una rama intermedia (es decir, sistemas que poseen ductilidad). En este estudio se encontró que la aparición del colapso se retrasa con el aumento del periodo de vibrar del sistema, con la disminución de la pendiente negativa y con el aumento de la ductilidad, mientras que se demostró que el aumento en la rigidez de endurecimiento por deformación tiene poco efecto sobre el inicio de la inestabilidad dinámica. Asimismo, desarrollaron ecuaciones empíricas para estimar la mediana, media y dispersión de las relaciones de resistencia que provocan el colapso en osciladores trilineales simples.

Más recientemente, Borekci *et al.*, (2014) investigaron el potencial de colapso de sistemas con degradación de rigidez y resistencia causado por inestabilidad dinámica. Propusieron una ecuación para estimar el período de colapso, T_{col} , de S1GL dado cierto factor de reducción de resistencia (R), nivel de ductilidad y rigidez de post-fluencia. En este estudio, T_{col} es el periodo limítrofe hasta el cual se produce la inestabilidad dinámica, en otras palabras, si el período del sistema considerado es más corto que el T_{col} , el sistema experimentará el colapso.

Por otra parte, Khoshnoudian *et al.*, (2015) investigaron la inestabilidad dinámica de sistemas con interacción suelo-estructura bajo sismos de fuente lejana. La superestructura y el suelo se simularon como un oscilador bilineal (que incluye pendiente negativa de post-fluencia) basado en el concepto de modelo de cono. Los resultados mostraron que la flexibilidad del suelo hace que el sistema sea dinámicamente más inestable, pero que los efectos del período de vibración y la pendiente posterior a la fluencia sobre el factor de reducción de la resistencia al colapso son los mismos que en la condición de base rígida. Además, desarrollaron una formulación análoga a la propuesta por Miranda y Akkar (2003) para estimar la resistencia al colapso pero para sistemas con interacción suelo-estructura.

Luego de revisar la literatura técnica especializada, es importante mencionar que la mayoría de estudios existentes acerca de la resistencia de colapso de estructuras simples se ha enfocado en la evaluación de la inestabilidad dinámica debido a efectos $P-\Delta$, lo que implica que se utilizaron niveles de pendiente negativa menores que aquellos que se pueden presentar

en edificios que exhiben el mecanismo de planta baja débil, e inclusive, de los pocos estudios que han cubierto un amplio rango de pendientes negativas, estas no necesariamente son representativas de edificios con esta deficiencia estructural. Además se debe notar, que ninguno de los estudios aquí revisados ha evaluado la inestabilidad dinámica de sistemas degradantes a partir de historias de aceleración registradas en estaciones situadas en condiciones de suelo muy blando como el de la Ciudad de México. Por lo que se considera importante realizar un estudio estadístico para evaluar la resistencia de colapso de sistemas degradantes con pendiente negativa en condiciones de terreno blando.

6.3 Resultados estadísticos de R_C

En esta etapa se realizó el cálculo de la resistencia lateral relativa mínima para evitar que un S1GL experimente el colapso por inestabilidad dinámica, que para fines del presente estudio, se considera cuando la capacidad de resistencia lateral se reduce a cero. La resistencia lateral del sistema se calcula de manera relativa a la resistencia lateral requerida para mantener el sistema elástico empleando el cociente de resistencia R descrito con anterioridad. Cabe mencionar que en el presente estudio, se empleó la nomenclatura propuesta en el estudio de Miranda y Akkar (2003), donde la relación de resistencia a la que ocurre el colapso del sistema se denomina como *cociente de resistencia de colapso*, R_C .

Con el propósito de determinar la resistencia lateral mínima para evitar el colapso de sistemas degradantes, se desarrolló un programa en la plataforma computacional *Matlab* (The MathWorks Inc, 2015) que resuelve la ecuación de movimiento dinámico de S1GL con comportamiento elástico a través del método de Newmark de aceleración promedio constante, con el cual se obtiene la respuesta sísmica del sistema en términos de desplazamiento espectral y pseudoaceleración. Una vez calculadas dichas cantidades de respuesta, se describen las características del S1GL con comportamiento no lineal (i.g. coeficiente de fluencia, parámetros de la curva envolvente del modelo histerético) descrito por el modelo de *IMK* implementado en el software *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2006). Luego de que se resuelve la ecuación de movimiento dinámico del sistema no lineal con *OpenSees*, se evalúa el colapso mediante una prueba de convergencia y de la evaluación del comportamiento histerético definido en la relación fuerza-deformación; si el sistema no colapsa se realiza el mismo procedimiento anterior con un incremento en la relación de

resistencia lateral, R , (i.e. debilitar el sistema con respecto a la intensidad del movimiento del terreno), y así, sucesivamente hasta encontrar el valor de R para el cual el sistema experimenta inestabilidad dinámica. Para mejorar la aproximación de la resistencia lateral relativa en la que ocurre el colapso se implementó el método el numérico de la bisección. Se corroboró en el programa de cómputo desarrollado que al efectuar un ligero incremento en el valor del R_C calculado, los sistemas colapsan, dada la tolerancia elegida de $1E-02$.

Para ejemplificar la ocurrencia del colapso de un sistema en función de la resistencia lateral, se muestra en la figura 6.1a, los máximos desplazamientos inelásticos de S1GL con periodo de vibrar de 1.0s normalizados con respecto a los máximos desplazamientos de su contraparte elástica. Los cocientes desplazamiento se calcularon para diferentes cocientes de resistencia lateral, diferentes niveles de pendiente negativa y para 2 diferentes historias de aceleración registradas en la estación SCT situada en zona de terreno blando de la CDMX provenientes de sismos generados por fuentes diferentes, en línea discontinua se muestran los sistemas sometidos al registro de subducción del sismo de septiembre de 1985 y en línea continua los del sismo de tipo intraplaca de septiembre de 2017.

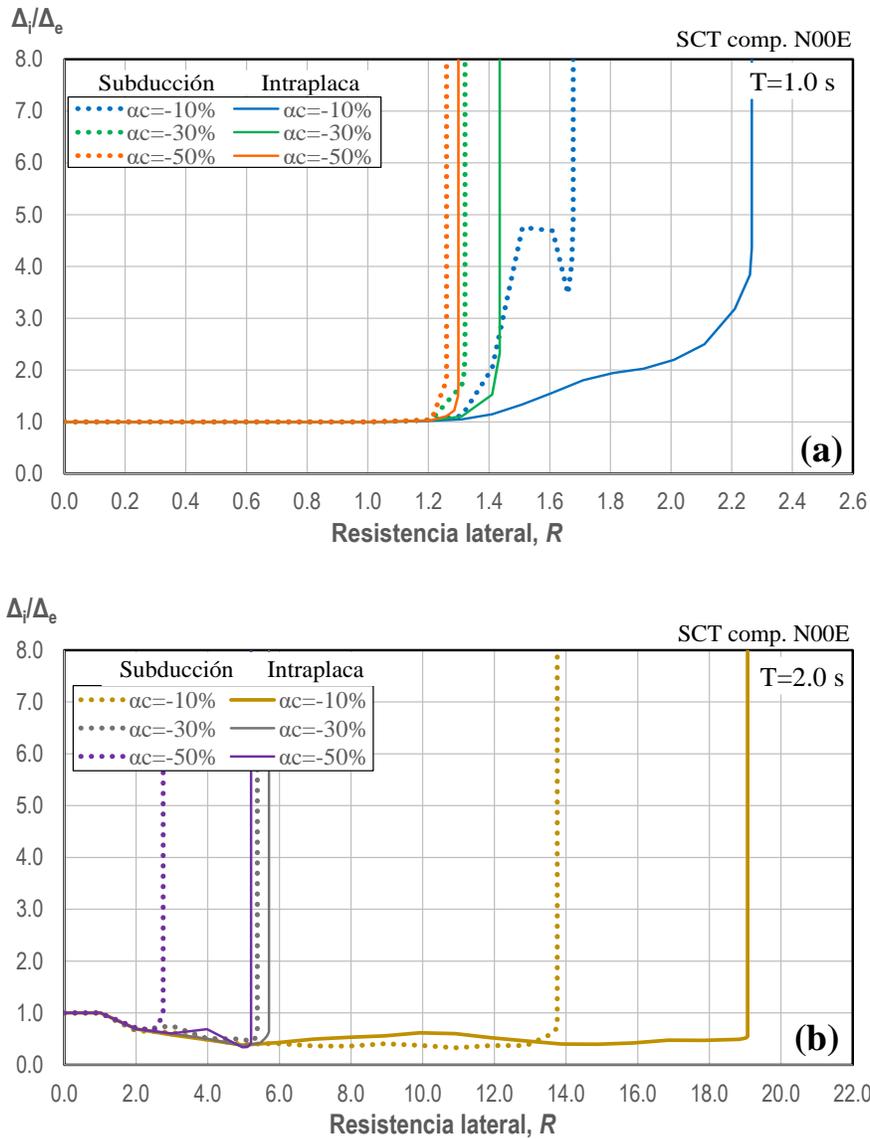


Figura 6.1 - Ejemplo de la relación entre la resistencia lateral y la inestabilidad dinámica para diferentes niveles de pendiente negativa y tipos de sismo: a) $T=1.0$ s y b) $T=2.0$ s

En la figura 6.1a, la línea continua azul representa un sistema con rigidez negativa del 10% de su rigidez elástica que está sometido al sismo de intraplaca, se puede apreciar que ligeros cambios en relaciones de resistencia lateral menores a 1.40 producen demandas de desplazamiento inelástico similares a las demandas de desplazamiento elástico, sin embargo, si la resistencia lateral relativa del sistema disminuye, es decir, que aumenta el valor de R , las demandas de desplazamiento inelástico comienzan a aumentar significativamente con respecto a las demandas elásticas, esta tendencia se mantiene hasta que se produce la inestabilidad dinámica o el colapso del sistema cuando se alcanza una relación de resistencia

lateral igual a 2.266; en línea azul discontinua se muestra que si el mismo sistema se encuentra sujeto al sismo de subducción, la relación de resistencia de colapso decrece y se presenta en R_C igual a 1.677. Es importante notar, que a medida que la pendiente negativa del sistema se hace más pronunciada, la inestabilidad dinámica se presenta a relaciones de resistencia de colapso menores, por ejemplo para los sistemas mostrados en línea continua, y con una pendiente negativa α_c de -30%, la relación de resistencia a la que se produce el colapso se reduce a 1.435 y si α_c toma el valor de -50% de la rigidez elástica, la R_C decrece ligeramente hasta 1.299; este comportamiento es similar al que se describe en Miranda y Akkar (2003). En todos los casos los sistemas sujetos al sismo de subducción presentan valores de resistencia de colapso menores que los de tipo intraplaca.

En la figura 6.1b, que se refiere a sistemas con periodo de vibrar igual a 2.0 s, se mantienen las mismas tendencias observadas en los sistemas con periodo de 1.0 s, sin embargo, también es necesario destacar que la relación de resistencia donde ocurre el colapso de los sistemas con periodo de vibrar largo es sustancialmente mayor que los anteriores, incluso, según el tipo de sismo, se observa que para pendientes negativas “suaves” como la de -10%, la relación de resistencia de colapso, R_C alcanza valores por encima de 12.0, que indica que los sistemas deben de ser considerablemente “débiles” con respecto a la intensidad del movimiento del terreno para que estos colapsen.

Para demostrar que evidentemente los sistemas presentados en la figura 6.1 han agotado su capacidad de resistencia lateral, a continuación con fines de ilustración, se muestra en la figura 6.2 el comportamiento histerético de los S1GL con periodo de vibrar de 1.0 s sometidos a la componente N00E del sismo de tipo intraplaca registrado en la estación SCT. En dicha figura se puede apreciar que, dado el valor respectivo de R_C calculado en función del nivel de pendiente negativa, cada sistema exhibe severo deterioro de resistencia, incluso del orden de 85% como en el caso del sistema con α_c igual a -10%, lo cual indica que se encuentra básicamente a punto de colapsar.

Como se pudo observar en la figura 6.1, la relación de resistencia de colapso, R_C , depende diversos factores, como el movimiento del terreno, el periodo de vibrar y el comportamiento histerético del sistema, por lo que se considera necesario evaluar su comportamiento frente a los diferentes escenarios que resultan de combinar tales parámetros.

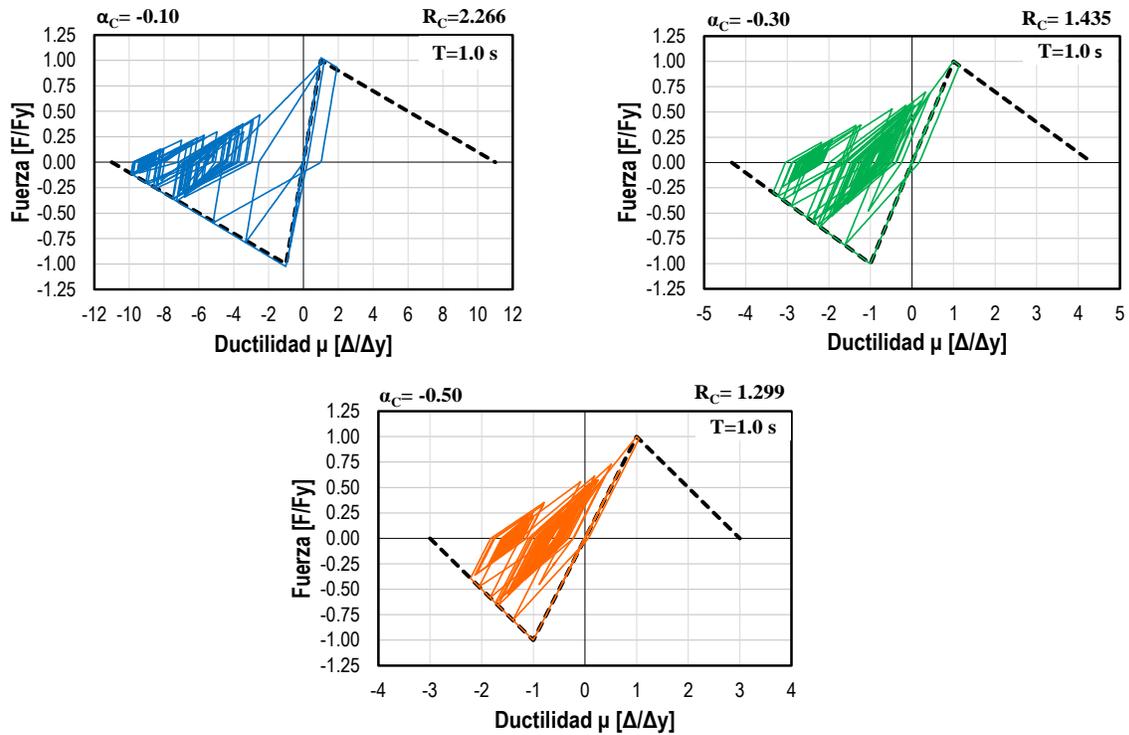


Figura 6.2 - Comportamiento histerético de los sistemas con periodo de vibrar igual a 2.0 sometidos a la componente N00E del sismo de tipo intraplaca registrada en la estación SCT

Para fines del presente capítulo, se llevó a cabo un estudio paramétrico de S1GL con comportamiento histerético descrito por el modelo de *IMK*, considerando un 5% del amortiguamiento crítico. Para ser consistentes con el cálculo de los cocientes de desplazamiento inelástico descrito en el capítulo anterior, se consideraron cuatro niveles de ductilidad μ_c ($\mu_c=1.0, 1.5, 2.0$ y 3.0), cinco niveles de pendiente negativa ($\alpha_c=-10\%, -20\%, -30\%, -40\%$ y -50%), así como cuatro valores de tasa de endurecimiento por deformación ($\alpha_s=2\%, 4\%, 6\%$ y 8%). En total, se generaron 65 combinaciones diferentes a partir de los parámetros μ_c , α_c y α_s del modelo histerético. Los resultados se expresaron en términos del periodo natural de vibrar del sistema, T , normalizado con respecto a T_g , considerándose 47 cocientes T/T_g . Así, se calcularon en total 415,480 relaciones de resistencia de colapso R_C (correspondientes a 136 registros sísmicos, 47 periodos normalizados y 65 combinaciones de parámetros del modelo histerético).

Posteriormente con la información del análisis paramétrico, se realizó un análisis estadístico para obtener valores de tendencia central y dispersión, los valores calculados de R_C , se organizaron para cada periodo normalizado y combinación de parámetros, tal como se indica

en la figura 6.3, donde se presenta la mediana del espectro de R_C vs T/T_g para sistemas sin capacidad de deformación ($\mu_c=1.0$) y pendiente negativa “moderada” ($\alpha_c= -30\%$); asimismo se consideró la variabilidad registro-a-registro de la relación de resistencia de colapso, que expresa la incertidumbre en la determinación de la mediana de R_C . Por ello, en la figura 6.3 se muestra en forma de bandas los percentiles 16 y 84 correspondientes al espectro de R_C .

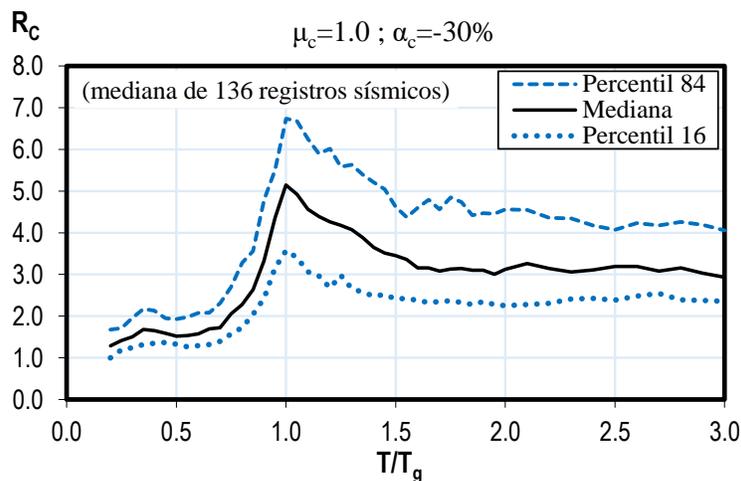


Figura 6.3 - Mediana de R_C , calculado para sistemas degradantes con $\mu_c=1.0$ y $\alpha_c=-30\%$, incluye estimación de la variabilidad registro-a-registro de la relación de resistencia de colapso

6.3.1 Tendencia Central

En la figura 6.4a se muestra la mediana de la relación de resistencia de colapso, R_C , como función de periodos normalizados T/T_g , calculada a partir de sistemas degradantes sujetos a 136 historias de aceleración provenientes de sismos intraplaca registradas en zonas de terreno blando del antiguo lago de la Ciudad de México; para el cálculo del espectro de R_C vs T/T_g , mostrado en esta figura se usaron S1GL sin capacidad de deformación, es decir, con μ_c igual a 1.0 y pendiente negativa α_c igual a -10%. Una figura similar considerando $\alpha_c=-50\%$ se muestra en la figura 6.4b.

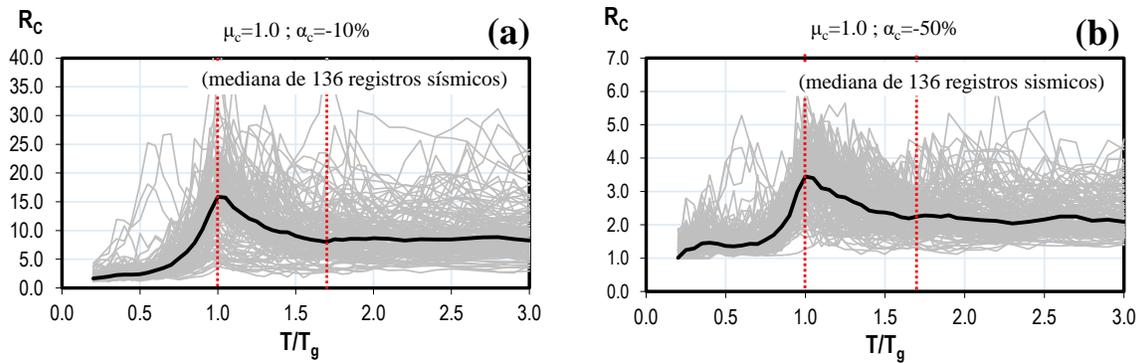


Figura 6.4 - Mediana de R_C calculada para sistemas degradantes con μ_c igual a 1.0 y dos niveles de pendiente negativa: (a) $\alpha_c = -10\%$ y (b) $\alpha_c = -50\%$

De esta figura se pueden reconocer tres regiones espectrales con diferentes características cada una a lo largo del eje de periodos normalizados. En la primera región espectral, correspondiente a cocientes T/T_g menores a 1.0, la relación de resistencia de colapso, R_C , aumenta asemejando a un comportamiento “exponencial” a medida que el periodo de vibrar del sistema se aproxima al periodo predominante del movimiento del terreno, lugar donde encuentra su máximo valor, esto quiere decir, que para sistemas rígidos, se requiere que los sistemas sean fuertes (en relación con la resistencia requerida para mantener el sistema elástico) para evitar el colapso, pero, a medida que el cociente T/T_g aumenta hasta llegar a 1.0, se pueden tomar en consideración sistemas con menor resistencia lateral relativa sin que estos colapsen. La segunda región espectral se extiende desde el final de la primera región hasta la relación de periodos de aproximadamente 1.7, en esta zona, se puede apreciar que la relación de resistencia de colapso decrece a medida que el cociente T/T_g aumenta, esto indica que para esta región espectral se requiere que los sistemas sean cada vez más fuertes (en relación con la resistencia requerida para mantener el sistema elástico) a medida de que son más flexibles, pero sin llegar a los niveles requeridos en la primera zona espectral. Una tercera región, correspondiente a periodos de vibrar aproximadamente 1.7 veces mayores que el periodo predominante del movimiento del terreno, está caracterizada por una relación de resistencia de colapso que se mantiene constante independientemente del periodo de vibrar del sistema. Los valores específicos de la resistencia de colapso dependen de ciertos parámetros, como el nivel de pendiente negativa y de la ductilidad del sistema como se verá más adelante, la intensidad con la que se presentan las tendencias anteriormente descritas depende fundamentalmente de dichos parámetros.

6.3.2 Dispersión

La estimación de la mediana de R_C resulta de gran importancia pues muestra la tendencia central de la distribución de los resultados, no obstante, estimar la variabilidad del parámetro también lo es, dado a que en este caso representa la variabilidad registro-a-registro. La dispersión de R_C se cuantificó a través del coeficiente de variación (COV), que se calculó para cada cociente T/T_g y cada combinación de parámetros del modelo hysterético. De forma general, se puede decir que la resistencia de colapso, R_C , es un parámetro “estable” con relativamente bajos niveles de dispersión que mantiene cierta independencia del periodo de vibrar del sistema que se esté evaluando, no obstante, como se puede observar en la figura 6.5, el nivel de dispersión de R_C depende de los parámetros del modelo hysterético. Por ejemplo en el inciso (a) se muestra que la dispersión de R_C disminuye a medida que la pendiente negativa se hace más pronunciada, tendencia observada en sistemas sin capacidad de deformación pero que también se mantiene en el resto de combinaciones de μ_c y α_s . En la figura 6.5b se puede apreciar que la variabilidad de R_C , es ligeramente menor en sistemas sin ductilidad o con ductilidad limitada (i.e. $\mu_c=1.0$ y 1.5) que en aquellos que poseen mayor ductilidad, esta diferencia se va reduciendo en tanto que la pendiente negativa del sistema decrece, sobre todo cuando se trata de pendientes negativas “suaves”, por ejemplo $\alpha_c=-10\%$. Por último se ha observado que la tasa de endurecimiento por deformación, α_s , tiene un nulo efecto en la dispersión de la resistencia de colapso.

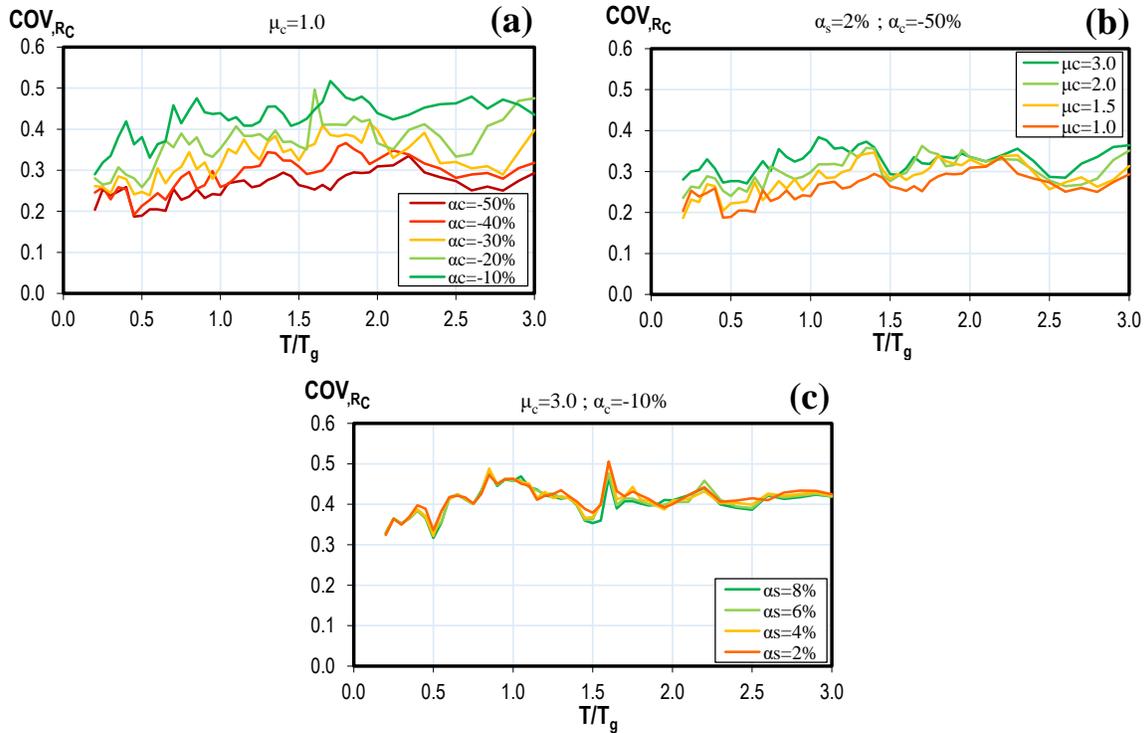


Figura 6.5 - Influencia de los parámetros del modelo histerético en el coeficiente de variación de la relación de resistencia de colapso: (a) nivel de pendiente negativa, (b) ductilidad del sistema y (c) tasa de endurecimiento por deformación

6.3.3 Efectos del comportamiento histerético

6.3.3.1 Influencia de la tasa de endurecimiento por deformación (α_s)

En la figura 6.6, se intenta representar el impacto que tienen los cambios de la tasa de endurecimiento por deformación en la mediana de la relación de resistencia de colapso, R_C . En el inciso (a) y (b) se presenta la mediana de R_C para sistemas con ductilidad limitada ($\mu_c=1.5$) y pendiente negativa de -10% y -50% de la rigidez elástica, respectivamente. Por su parte, en el inciso (c) y (d) se expone el mismo ejemplo pero para sistemas con ductilidad moderada ($\mu_c=3.0$). Los espectros de la figura 6.6, sugieren que la tasa de endurecimiento por deformación afecta de manera poco significativa a la relación de resistencia de colapso y que incluso en el caso de sistemas dotados de ductilidad, los efectos de α_s en el espectro de R_C son limitados, salvo para sistemas con periodos iguales o mayores al periodo predominante del movimiento del terreno, donde se observa que la tasa de endurecimiento por deformación retrasa ligeramente la relación de resistencia lateral relativa donde se experimenta el colapso. Esta última observación se puede complementar con las tendencias observadas en la figura 6.7, que indican que la variación de R_C es ligeramente diferente para sistemas con cocientes

$T/T_g \geq 1.0$ que aquellos con periodos menores que el periodo predominante del movimiento del terreno. En el primer caso, el valor de R_C aumenta sutilmente con el incremento de α_s y en el segundo caso, la relación de resistencia lateral en la que ocurre el colapso se mantiene constante a pesar de la acrecencia en la pendiente positiva de post-fluencia.

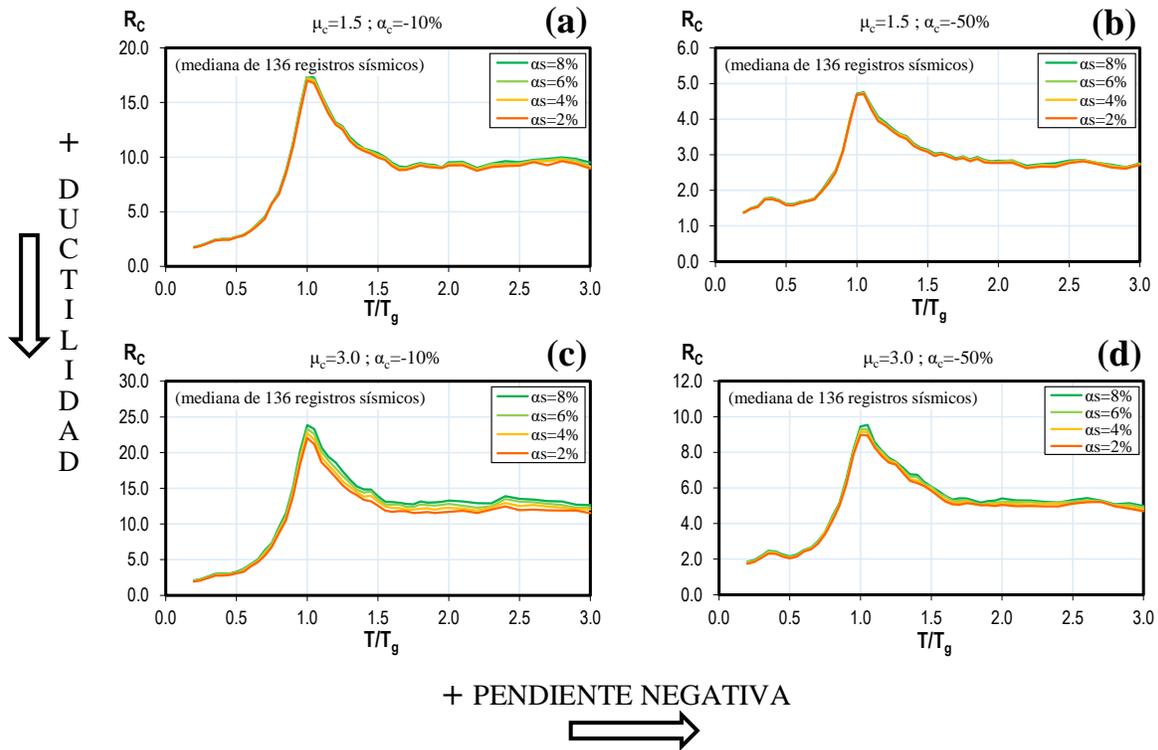


Figura 6.6 - Influencia de la tasa de endurecimiento por deformación (α_s) en la mediana de R_C calculada a partir de sistemas con ductilidad limitada ($\mu_c=1.5$): (a) $\alpha_c=-10\%$, (b) $\alpha_c=-50\%$, y para sistemas con ductilidad moderada ($\mu_c=3.0$): (c) $\alpha_c=-10\%$, (d) $\alpha_c=-50\%$

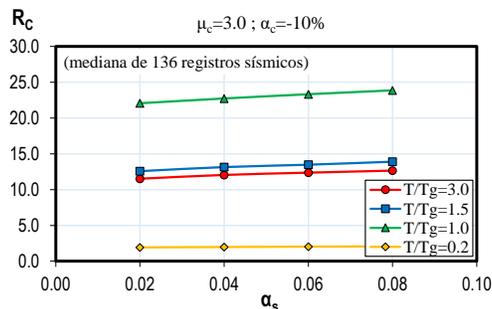


Figura 6.7 - Efecto de α_s en la mediana de la relación de resistencia en la que ocurre el colapso de sistemas degradantes con ductilidad $\mu_c=3.0$ y pendiente negativa igual a -10%

6.3.3.2 Influencia de la ductilidad del sistema (μ_c)

Para examinar el efecto que tiene la ductilidad, μ_c , de sistemas degradantes en la mediana de R_C , se muestra la figura 6.8, que representa la variación en la capacidad de deformación inelástica del sistema para diferentes niveles de pendiente negativa. Con referencia en dicha figura, se puede deducir que la ductilidad tiene una importante influencia en la relación de resistencia lateral en la que ocurre el colapso de un sistema, este efecto se presenta como un desfase que mantiene la misma forma espectral para diferentes niveles de ductilidad pero, con ordenadas de R_C distintas.

La implicación que tiene al dotar de ductilidad un sistema es reducir de manera considerable la resistencia mínima requerida para prevenir que este colapse. Por ejemplo, para un sistema sin capacidad de deformación inelástica ($\mu_c=1.0$) con relación $T/T_g=1.0$ y $\alpha_c=-50\%$, la relación de resistencia de colapso aumenta aproximadamente 2.5 veces si al sistema se le provee de ductilidad moderada ($\mu_c=3.0$), en otras palabras, si se tiene un sistema que no posee capacidad de deformación inelástica, cuyo periodo es similar al periodo predominante del movimiento del terreno y tiene una pendiente negativa igual al 50% de la rigidez elástica, este debe ser, aproximadamente 2.5 veces más fuerte para evitar el colapso que un sistema que cuente con ductilidad igual a 3.

En general, las tendencias observadas en la mediana de R_C sugieren que a medida que la ductilidad de un sistema se incrementa, la relación de resistencia lateral relativa en la que se produce el colapso también lo hace, aunque, como se verá más adelante en la figura 6.9, la intensidad del incremento no es la misma en todas las regiones espectrales dado que depende del periodo de vibrar del sistema, por ejemplo, se puede notar que el aumento en la mediana de R_C debido a la ductilidad, en sistemas con periodo de vibrar igual o mayor al periodo predominante del movimiento del terreno es mayor que en aquellos pertenecientes a la primera región espectral. Otra observación importante, es que el efecto que produce en la mediana de R_C dado un aumento en la ductilidad del sistema, se va mermando a medida que la pendiente negativa se atenúa, sobre todo para sistemas con cocientes T/T_g menores a la unidad. Para exponer este hecho, se muestra en la figura 6.8a que un sistema sin ductilidad con pendiente negativa igual a -50% y cociente $T/T_g= 0.75$ requiere ser al menos 2.2 veces más fuerte que un sistema con ductilidad moderada igual a 3 para evitar el colapso, a

diferencia de lo que se observa en la figura 6.8e, donde un sistema con las mismas características pero con $\alpha_c=-10\%$, solo precisa ser 1.3 veces más fuerte.

Es necesario aclarar, que solo se presentan los resultados para un mismo valor de α_s , dado a que como se mencionó en la sección anterior, la tasa de endurecimiento por deformación tiene un efecto limitado en el cálculo de la relación de resistencia de colapso.

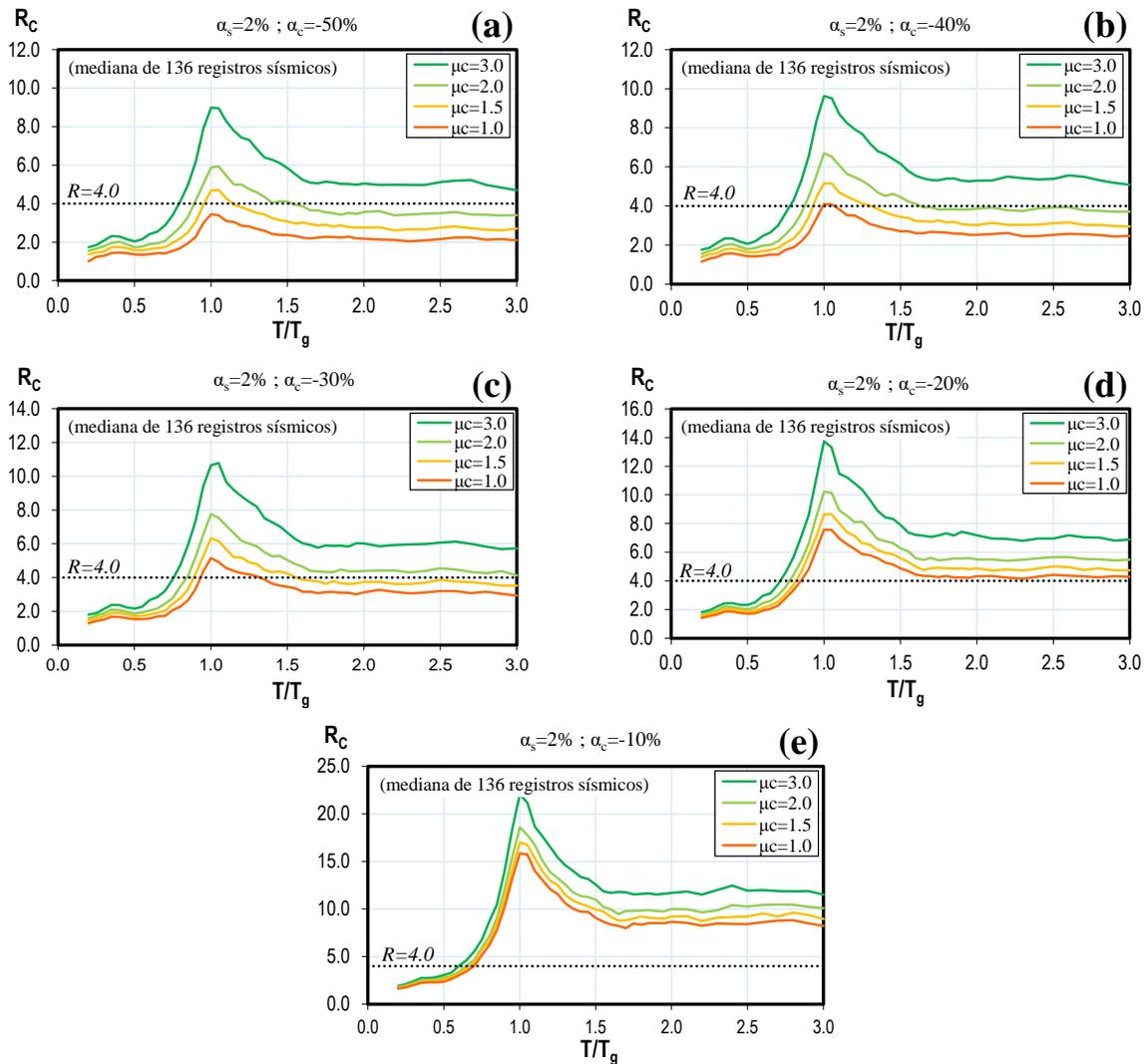


Figura 6.8 - Influencia de la ductilidad del sistema (μ_c) en la mediana de R_C calculada para sistemas degradantes con $\alpha_s=2\%$ y diferentes niveles de pendiente negativa: (a) $\alpha_c=-50\%$, (b) $\alpha_c=-40\%$, (c) $\alpha_c=-30\%$, (d) $\alpha_c=-20\%$ y (e) $\alpha_c=-10\%$

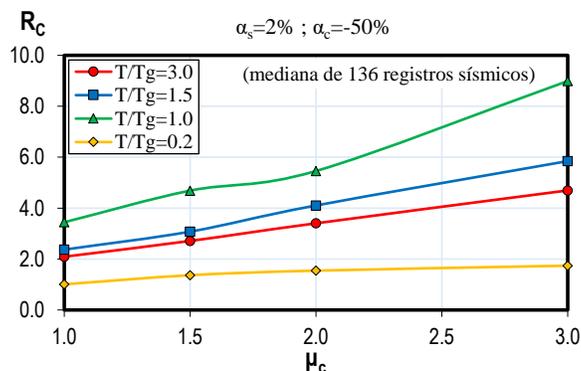


Figura 6.9 - Efecto de μ_c en la mediana de la relación de resistencia en la que ocurre el colapso de sistemas degradantes con $\alpha_s=2\%$ y pendiente negativa igual a -50%

6.3.3.3 Influencia de la pendiente negativa (α_c)

En esta sección, se estudió el efecto de la pendiente negativa en la mediana del espectro de R_C considerando el modelo de *IMK* cuyo comportamiento incluye degradación de resistencia cíclica y en el ciclo. Para tal efecto, se calculó la mediana de la relación de resistencia de colapso, R_C , para cada una de las 65 combinaciones provenientes de los 3 parámetros en estudio del modelo hysterético (α_s , μ_c y α_c). En la figura 6.10, se muestra la influencia que tiene la pendiente negativa de un sistema degradante en la mediana de R_C para diferentes niveles de ductilidad. A partir de esta figura, se observa que la pendiente negativa es sin duda el parámetro que mayor impacto tiene en la mediana del espectro de R_C vs T/T_g , pues para un mismo sistema que tiene una pendiente negativa severa (i.g. 50% de la rigidez elástica), la resistencia mínima que se requeriría para evitar que este colapso sería sustancialmente menor si de alguna manera se logra suavizar su pendiente negativa.

Los resultados del análisis estadístico indican que la mediana de R_C disminuye a medida que la pendiente negativa se hace más pronunciada, esto quiere decir, que cuando la pendiente negativa es mayor, el sistema debe ser más fuerte (en relación con la resistencia requerida para mantener el sistema elástico) para prevenir el colapso. La intensidad de este decrecimiento no es la misma en todas las regiones espectrales, tal como se observó con los parámetros del modelo hysterético anteriormente descritos. Se puede notar en la figura 6.11 que la atenuación en la mediana de R_C debido a un aumento en la pendiente negativa, en sistemas con periodo de vibrar igual o mayor al periodo predominante del movimiento del terreno es mucho mayor que en aquellos pertenecientes a la primera región espectral, por ejemplo, si en un sistema con cociente $T/T_g=1.0$ la pendiente negativa aumenta de 10% a

20%, este deberá ser aproximadamente 2.1 veces más fuerte para evitar el colapso, en cambio, si el cociente T/T_g del sistema es 0.2, el sistema solo deberá ser 1.15 veces más fuerte para el mismo cambio en la pendiente negativa.

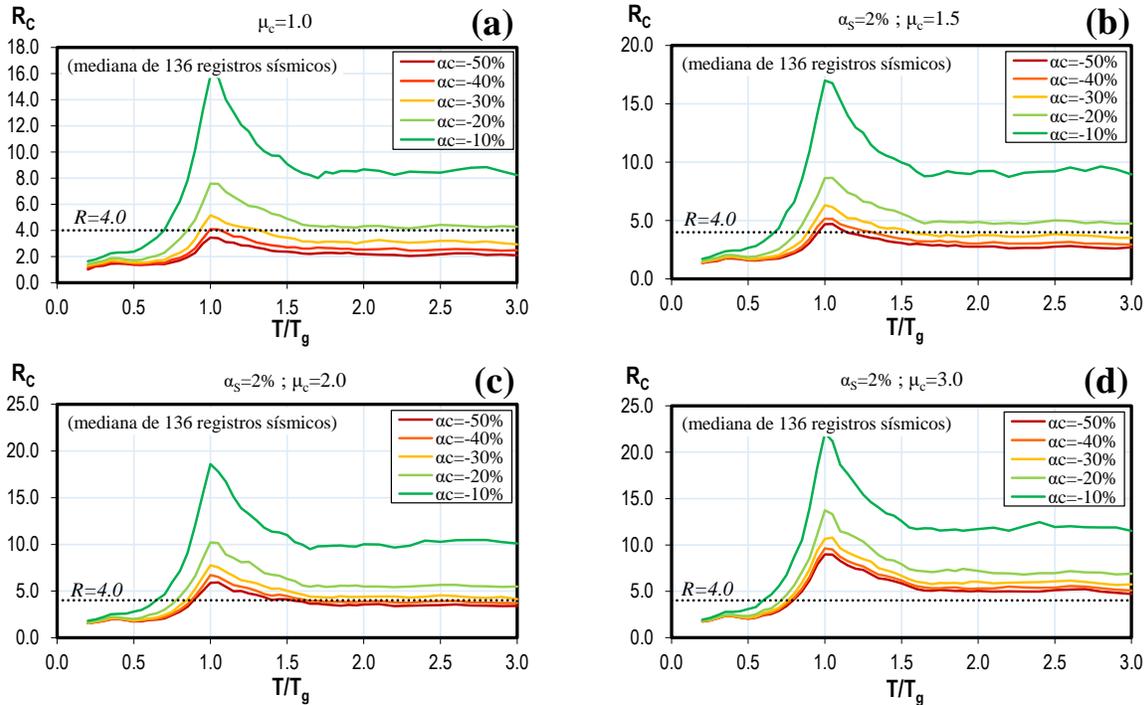


Figura 6.10 - Influencia de la pendiente negativa (α_c) en la mediana de R_C calculada a partir de sistemas degradantes con $\alpha_s=2\%$ y diferentes niveles de ductilidad: (a) $\mu_c=1.0$, (b) $\mu_c=1.5$, (c) $\mu_c=2.0$ y (d) $\mu_c=3.0$

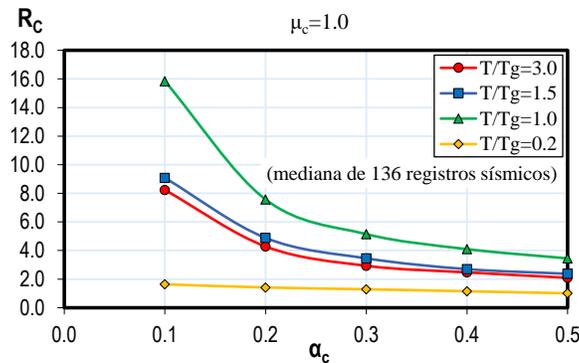


Figura 6.11 - Efecto de α_c en la mediana de la relación de resistencia en la que ocurre el colapso de sistemas degradantes sin capacidad de deformación inelástica ($\mu_c=1.0$)

6.4 Ecuación predictiva para estimar R_C

Uno de los objetivos particulares que se plantearon para el presente estudio fue el desarrollar una ecuación simplificada que permita estimar la mediana de la resistencia de colapso de sistemas degradantes con pendiente negativa que buscan representar el comportamiento global de edificios con planta baja débil. Como ya se mencionó, sistemas con pendiente negativa pueden experimentar colapso por inestabilidad dinámica, por ello, es deseable contar con una forma simple de estimar la resistencia mínima necesaria para evitar que el sistema colapse. En ese sentido, y basado en las observaciones de los espectros R_C vs T/T_g antes mencionadas, se propuso un modelo funcional similar al planteado por Terán y Arroyo (2005) en su estudio, que logra capturar la tendencia de la mediana de R_C de sistemas degradantes en condiciones de suelo blando. Para este propósito, se presenta en la ecuación 6.1 la forma funcional para obtener una estimación de R_C :

$$R_C = \frac{\theta_1 + \left(\frac{T_1}{T_g}\right)^{\theta_2}}{\theta_3 + \left|\frac{T_1}{T_g} - 1\right|} + \theta_4 \quad (6.1)$$

La ecuación 6.1 esta propuesta en función del cociente T_1/T_g donde T_1 es el periodo de vibrar fundamental del sistema; T_g es el periodo predominante del movimiento del terreno; y los coeficientes θ_1 , θ_2 , θ_3 y θ_4 depende de los parámetros del modelo histerético (μ_c y α_c). En este caso, luego de revisar la influencia de los parámetros del modelo histerético en la sección anterior se observó que la tasa de endurecimiento por deformación, α_s , no afecta de manera significativa a la relación de resistencia de colapso, por lo que no se incluyó como variable de ajuste en el análisis de regresión no lineal de la ecuación 6.1.

Para determinar los coeficientes θ de la ecuación 6.1 se llevó a cabo un análisis de regresión en dos pasos. En la primera etapa, se realizó un análisis de regresión de mínimos cuadrados no lineales utilizando el método de Levenberg-Marquardt (Bates y Watts, 1988) implementado en el módulo *Curve Fitting Tool* de *Matlab* (The MathWorks Inc, 2015) para el ajuste de los coeficientes θ_1 , θ_2 , θ_3 y θ_4 para cada una de las 20 combinaciones de parámetros producto de operar las variables de ductilidad (4 niveles de μ_c) y pendiente negativa (5 niveles de α_c); con respecto a los datos estadísticos de R_C tomados para hacer el análisis, se eligieron los casos correspondientes a $\alpha_s=2\%$ por considerarse el caso más

conservador en la estimación de la mediana de R_c para los diferentes niveles de tasa de endurecimiento por deformación. En la segunda etapa, los coeficientes θ_1 , θ_2 , θ_3 y θ_4 obtenidos del análisis de regresión se graficaron en una superficie θ - μ_c - α_c con la finalidad de observar alguna tendencia al variar los parámetros del modelo hysterético. Las superficies θ - μ_c - α_c con los coeficientes θ ajustados en la primera etapa del análisis de regresión se muestran en la figura 6.12.

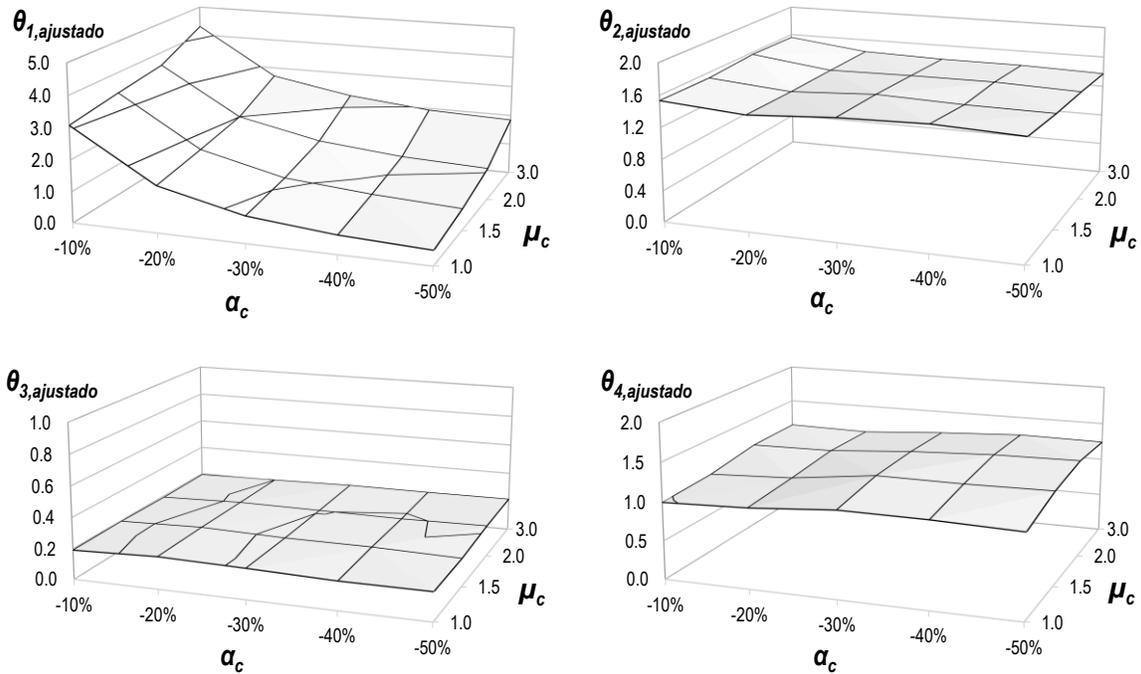


Figura 6.12 - Superficies θ - μ_c - α_c obtenidas con los coeficientes θ ajustados en la primera etapa del análisis de regresión no lineal

Luego de observar las tendencias, se encontró a través de la herramienta *Curve Fitting Tool* de Matlab (The MathWorks Inc, 2015) que un modelo polinómico es capaz de representar la superficie θ - μ_c - α_c para cada uno de los coeficientes θ dado que se encontraron tendencias sensiblemente lineales. Un polinomio de segundo grado con una forma funcional $Ax^2+Bxy+Cx+Dy+E$ se adapta adecuadamente para representar la superficie de los coeficientes θ_1 , θ_2 , θ_3 , mientras que para el coeficiente θ_4 la forma funcional apropiada es $Ay^2+Bxy+Cy+Dx+E$, si se define que la variable y representa la pendiente negativa y la variable x representa la ductilidad. Para ajustar los coeficientes A , B , C , D y E de ambas formas funcionales, se realizó un procedimiento similar al de la primera etapa.

Las ecuaciones 6.2 y 6.3 mostradas a continuación representan las expresiones para calcular los coeficientes θ_1 , θ_2 , θ_3 y θ_4 de la ecuación 6.1.

$$\theta_{1,2,3} = A\alpha_c^2 + B\alpha_c\mu_c + C\alpha_c + D\mu_c + E \quad (6.2)$$

$$\theta_4 = A\mu_c^2 + B\alpha_c\mu_c + C\alpha_c + D\mu_c + E \quad (6.3)$$

Los coeficientes A , B , C , D y E de las ecuaciones 6.2 y 6.3, calculados en la segunda etapa del análisis de regresión, se presentan en la tabla 4 mostrada a continuación.

Tabla 6.1 - Parámetros para obtener una estimación de los coeficientes θ_1 , θ_2 , θ_3 y θ_4 de las ecuaciones 6.2 y 6.3 (Fuente: Elaboración del autor)

Coeficientes						<i>Bondad de Ajuste</i>	
	A	B	C	D	E	R ²	SSE
θ_1	23.30	-0.2455	20.40	0.5853	4.1380	0.9833	0.3740
θ_2	0.8946	0.2141	0.3341	0.0263	1.5430	0.7244	0.0174
θ_3	-0.2091	-0.0527	-0.0307	-0.0092	0.1994	0.7247	0.0005
θ_4	-0.0780	-0.0129	-0.3551	0.3713	0.6584	0.8662	0.0181

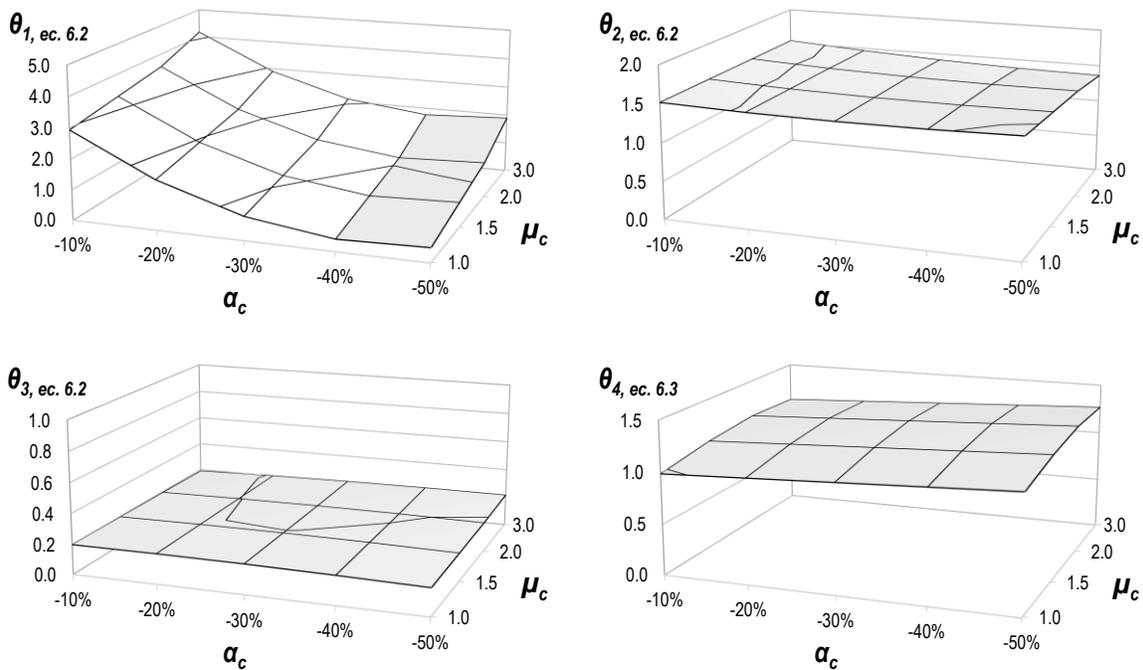


Figura 6.13 - Superficies θ - μ_c - α_c obtenidas con las ecuaciones 6.2, 6.3 y los parámetros de la tabla 6.1

En la figura 6.13 se muestran las superficies $\theta-\mu_c-\alpha_c$ calculadas a partir de las ecuaciones 6.2 y 6.3 utilizando los parámetros de la tabla 6.1. Para la evaluación de la bondad de ajuste, se utilizaron dos medidas comúnmente usadas en análisis de regresión no lineal: el coeficiente de determinación múltiple, R^2 , y la suma de cuadrados de los valores residuales, SSE , en la tabla 6.1 se reportan los valores encontrados en las superficies $\theta-\mu_c-\alpha_c$ al utilizar las ecuaciones 6.2 y 6.3.

En la figura 6.14 se presenta una comparación de los datos estadísticos de la mediana de R_C (marcador circular naranja) con aquellos calculados con las ecuaciones simplificadas propuestas y los parámetros de la tabla 6.1 (línea continua negra), incluyendo sus intervalos de confianza del 95% (línea discontinua verde). En general se puede observar que las ecuaciones simplificadas propuestas son adecuadas para capturar la tendencia empírica de la mediana de R_C utilizando los parámetros sugeridos en esta investigación.

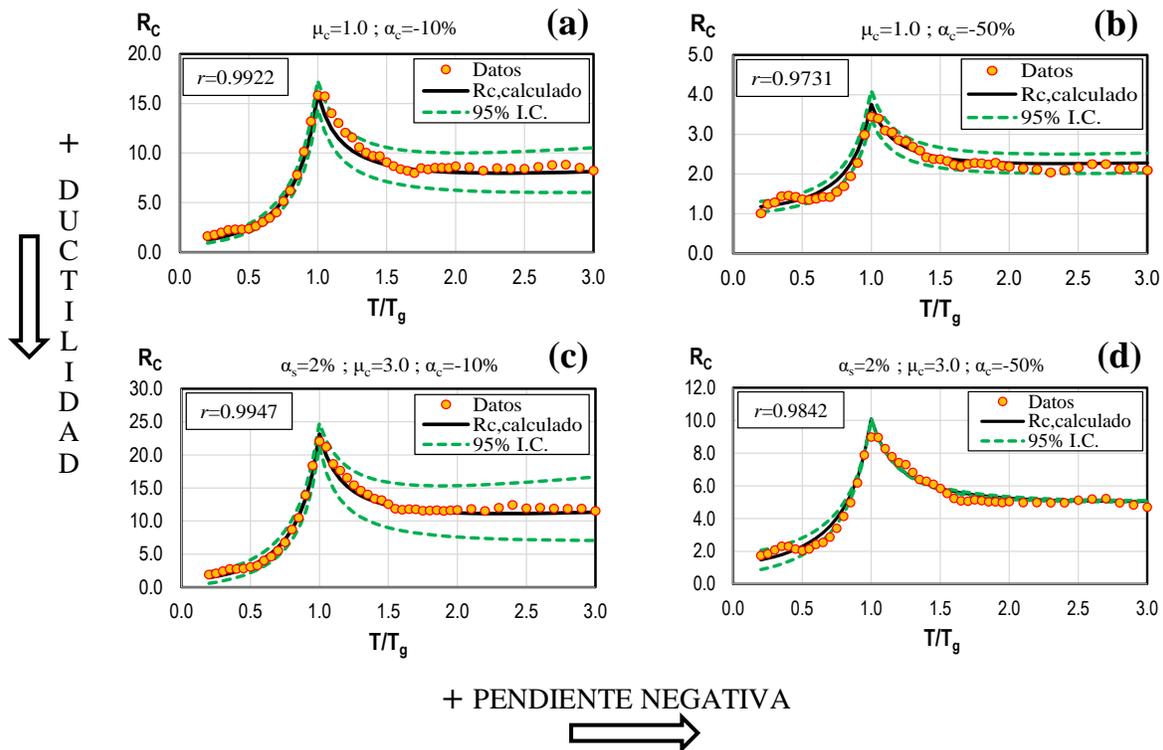


Figura 6.14 - Comparación de los datos empíricos de la mediana de R_C y los calculados con las ecuaciones predictivas para sistemas con $\mu_c=1.0$: (a) $\alpha_c=-10\%$, (b) $\alpha_c=-50\%$, y para sistemas $\mu_c=3.0$: (c) $\alpha_c=-10\%$, (d) $\alpha_c=-50\%$

Utilizar las ecuaciones 6.1, 6.2 y 6.3 empleando los parámetros de la tabla 6.1, permite establecer una forma funcional continua para la estimación de la mediana de la resistencia de colapso de sistemas degradantes con pendiente negativa en condiciones de suelo blando, por ejemplo, en la figura 6.15 se muestran un par de superficies $R_C-\mu_c-T/T_g$ en el espacio, mientras que en la figura 6.16 se muestran un par de superficies $R_C-\alpha_c-T/T_g$.

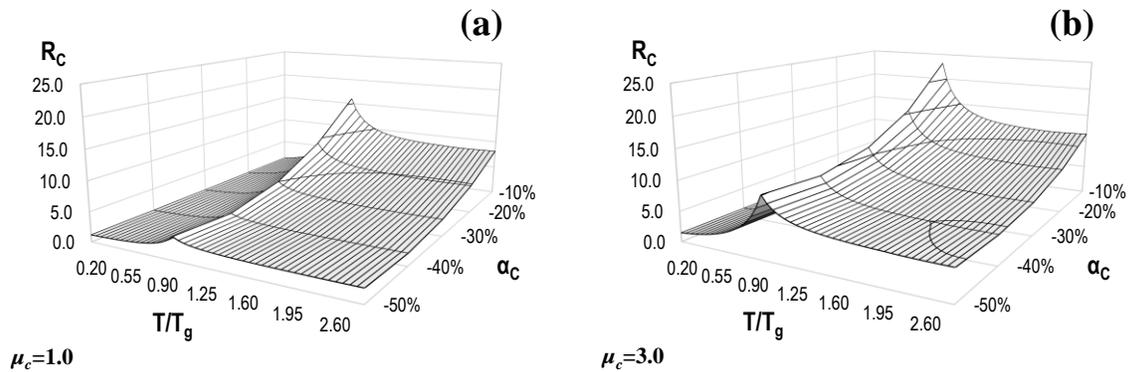


Figura 6.15 - Superficie $R_C-\mu_c-T/T_g$ para: (a) $\mu_c=1.0$ y (b) $\mu_c=3.0$ calculada a partir de las ecuaciones 6.1, 6.2, 6.3 y los parámetros de la tabla 6.1

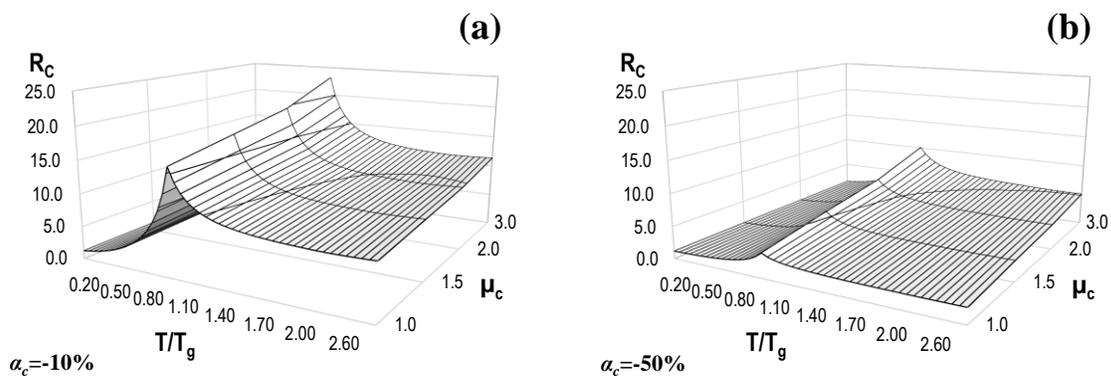


Figura 6.16 - Superficie $R_C-\alpha_c-T/T_g$ para: (a) $\alpha_c=-10\%$ y (b) $\alpha_c=-50\%$ calculada a partir de las ecuaciones 6.1, 6.2, 6.3 y los parámetros de la tabla 6.1

Capítulo 7

Evaluación del método simplificado

Para la evaluación del método propuesto, se utilizaron dos familias de tres edificios de 4, 6 y 8 niveles de concreto reforzado que contaban con muros de mampostería en los pisos superiores a la planta baja. La primera familia de edificios reportada en Ruiz-García y Alonso (2018) fue diseñada con la normatividad sísmica vigente en 1997 correspondiente a la zona III (terreno blando) de la Ciudad de México (Terán-Gilmore, 1998), mientras la segunda familia reportada en Ruiz-García y Cárdenas (2021) fue diseñada conforme a las disposiciones de las NTCS en su edición de 1976 para condiciones de suelo blando (Gregorio, 2020).

Aplicación de la metodología propuesta a una familia de edificios diseñada con las NTCS-97

Los edificios consisten en marcos resistentes a momento de concreto reforzando en ambas direcciones, son simétricos en planta, cuentan con 3 crujeías en ambas direcciones de 7 m cada una. En elevación, tienen una altura de 4.5 m en el primer nivel y de 3.0 m en los niveles superiores, por lo cual se considera con planta baja débil. Cabe notar que los edificios se analizaron y diseñaron originalmente como marcos de concreto reforzado, sin considerar la presencia de muros de mampostería. Una descripción detallada de la geometría y diseño de los edificios puede encontrarse en Terán-Gilmore (1998). En la figura 7.1a se muestra la planta típica de los edificios, mientras que en la figura 7.1b se muestra la elevación del edificio de 6 niveles.

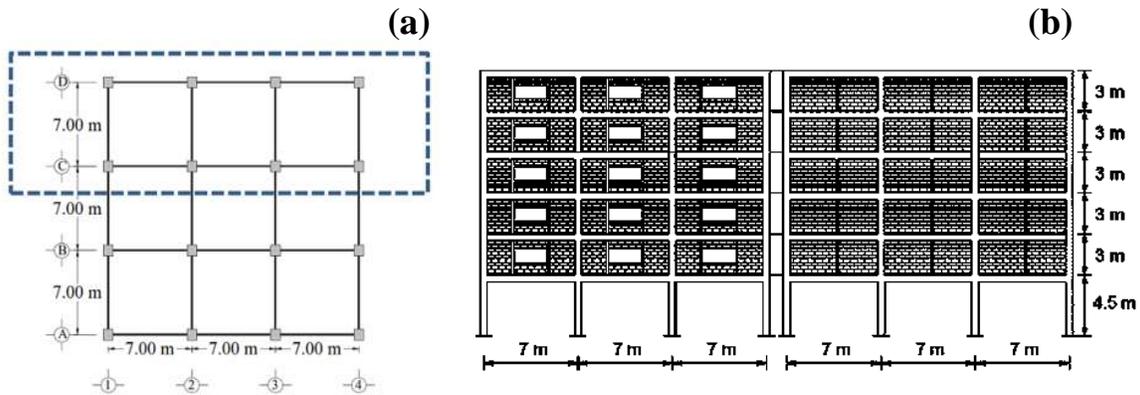


Figura 7.1 - Características geométricas típicas de los edificios diseñados con las NTCS-97 considerando muros de mampostería: (a) planta, (b) elevación (Fuente: Ruiz-García y Alonso, 2018)

Primero. Los edificios seleccionados, considerando la participación de los muros de mampostería, se modelaron bidimensionalmente y analizaron con el programa de computadora *RUAUMOKO* (Carr, 2009). Dada la simetría en planta, se consideró un marco exterior y un marco interior del sentido longitudinal, por lo que sólo se consideró la mitad del peso total del edificio, el cual se distribuyó por áreas tributarias y se concentró en los nodos del marco equivalente. Para fines de modelado, el marco externo y el marco interno se colocaron en serie y se unieron con una trabe de liga articuladas en los extremos y con área muy grande comparada con la del resto de las secciones, con la finalidad de que los desplazamientos laterales fueran iguales en cada marco. El sistema de piso se modeló como un diafragma rígido. Las columnas se supusieron empotradas. En la figura 7.2 se ilustra esquemáticamente la estrategia de modelado del marco exterior e interior en serie.

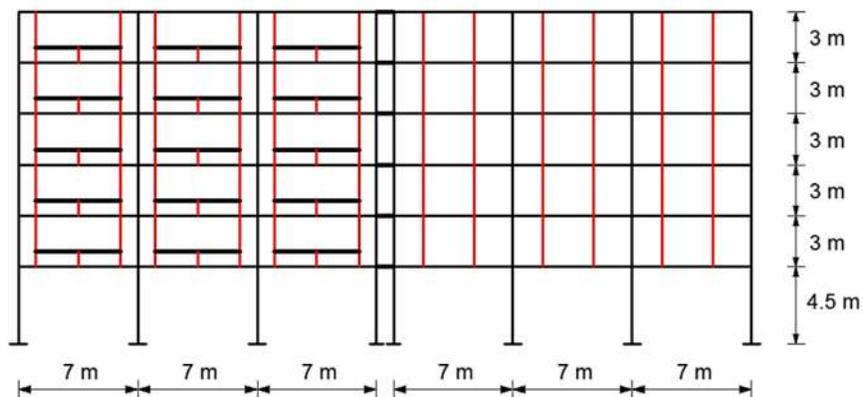


Figura 7.2 - Estrategia de modelado de los edificios diseñados con el NTCS-97 (Fuente: Ruiz-García y Alonso, 2018)

Se consideró la formación de articulaciones plásticas en los extremos de vigas y columnas (es decir, criterio de plasticidad concentrada) ya que es donde se concentra el daño en estos elementos debido a las cargas cíclicas. Se supuso un comportamiento histerético momento-curvatura descrito por el modelo de *Takeda* (Takeda *et al.*, 1970), incluido en la biblioteca de *RUAUMOKO* (Carr, 2009) con parámetros $\beta=0$ y $\alpha=0.5$, considerando una rigidez de post-fluencia igual a 0.01% para evitar problemas de inestabilidad numérica. Se consideró explícitamente la interacción carga axial-momento en las columnas, de acuerdo al criterio incluido en el programa *RUAUMOKO* (Carr, 2009). Para fines del análisis dinámico, se consideró un amortiguamiento de Rayleigh, suponiendo un 5% del amortiguamiento crítico en los primeros dos modos de vibración para los edificios de concreto.

Para fines de modelar los muros de mampostería se empleó la técnica de la columna ancha, la cual se describe ampliamente en (SMIE, 2015). En la figura 7.2 se ilustra la estrategia de modelado de los muros como columnas anchas (en color rojo). Cabe notar que el modelo de la columna ancha permite reproducir la rigidez lateral de los muros de mampostería, pero considerando un comportamiento elástico de los mismos. Esta suposición se basa en considerar que el daño estructural se concentra en las columnas de la planta baja, mientras que los muros exhiben un comportamiento elástico, lo cual fue observado en varios edificios dañados durante el temblor del 19 de septiembre de 2017.

Segundo. Se desarrolló un análisis estático no lineal incremental con la ayuda del software *RUAUMOKO* (Carr, 2009), considerando una distribución triangular invertida de fuerzas, para obtener las curvas de capacidad de cada uno de los edificios. La curva de capacidad se representa en términos del cortante basal normalizado respecto al peso total, V_b/W (la cual es una medida de la resistencia del edificio) contra la distorsión de azotea (desplazamiento de azotea normalizado respecto a la altura total del edificio). En la figura 7.3 se muestra una comparación de las curvas de capacidad correspondientes a cada edificio, con la curva bilineal idealizada de las curvas de capacidad, considerando un criterio de igual energía. A partir de las curvas de capacidad, se derivan las siguientes observaciones: A) la capacidad ante cargas laterales decae significativamente una vez alcanzada la resistencia (i.e., capacidad máxima ante cargas laterales) del edificio, caracterizada por una pendiente negativa, lo cual indica una ausencia de capacidad de deformación (es decir, $\mu_c=1.0$) y puede atribuirse a la formación de un mecanismo de planta baja débil, y B) se puede apreciar que la pendiente

negativa se incrementa conforme se incrementa el número de niveles, lo cual puede atribuirse a los efectos P-Delta.

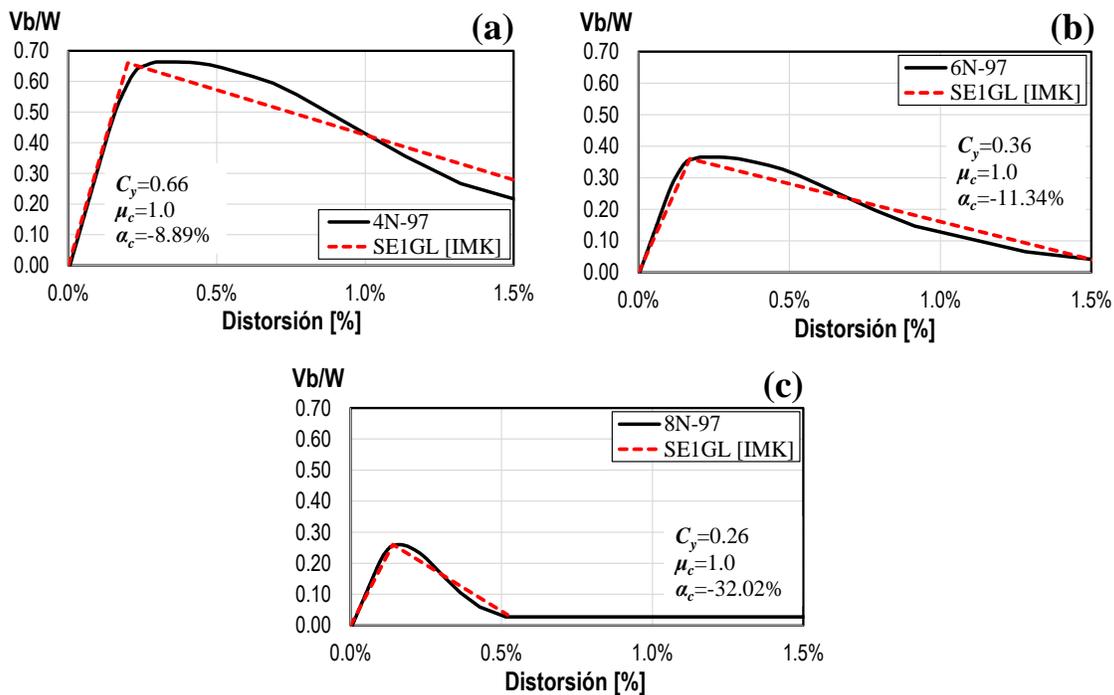


Figura 7.3 - Curvas de capacidad de la familia de edificios diseñada con las NTCS-97 y su conversión en SE1GL para: (a) edificio de 4 niveles, (b) edificio de 6 niveles y (c) edificio de 8 niveles (adaptado de Ruiz-García y Alonso, 2018)

Tercero. En la tabla 7.1 se presentan las principales propiedades dinámicas y mecánicas de los edificios considerados en esta sección, incluyendo el coeficiente de fluencia y el factor de participación modal normalizado respecto al primer piso.

Tabla 7.1 - Principales propiedades dinámicas y mecánicas de la familia de edificios diseñada con las NTCS-97 (adaptado de Ruiz-García y Alonso, 2018)

Modelo	T_I (s)	$\Gamma_{1,\varphi 1,azotea}$	$\Gamma_{1,\varphi 1,1}$	C_y	μ_c	α_c (%)
4N-97	0.48	1.065	0.927	0.66	1.0	-8.89
6N-97	0.47	1.133	0.819	0.36	1.0	-11.34
8N-97	0.60	1.143	0.805	0.26	1.0	-32.02

Para fines de evaluar el método simplificado propuesto en esta investigación, se evaluó la respuesta sísmica de los edificios diseñados con las NTCS-97 ante un conjunto de 20 acelerogramas registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 en la CDMX, los cuales fueron empleados para evaluar las demandas de desplazamiento inelástico y el

coeficiente C_R en un estudio previo (Ruiz-García y Miranda, 2018). En la figura 7.4 se muestra la distribución de la mediana de la distorsión de entrepiso, IDR , con respecto a la altura normalizada de los edificios seleccionados ante un conjunto de acelerogramas, así como los percentiles 16 y 84 de IDR . A partir de la figura, puede notarse que las demandas de IDR tienden a concentrarse en la planta baja, lo cual indica la formación de un mecanismo de planta baja débil.

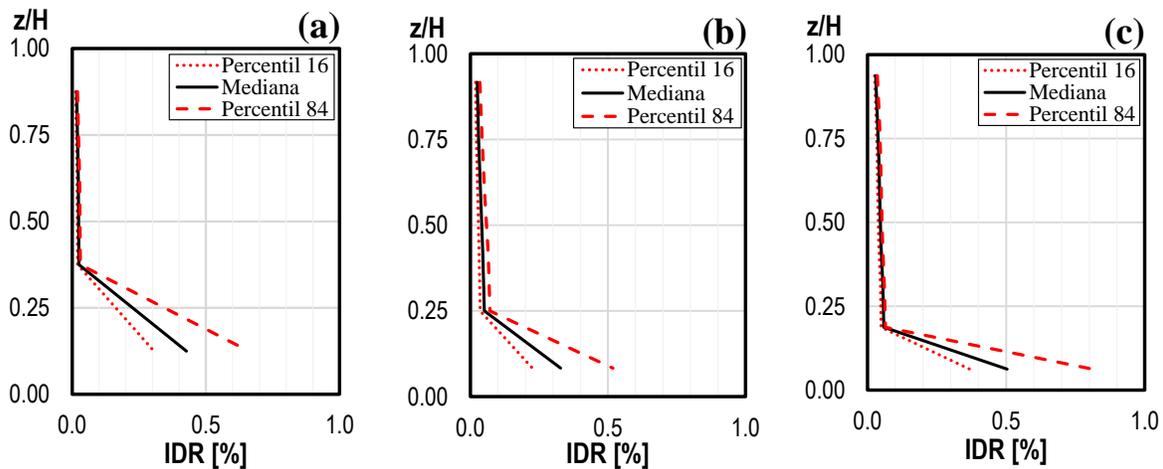


Figura 7.4 - Distribución de la mediana de IDR con respecto a la altura normalizada de los edificios diseñados con el NTCS-97 ante un conjunto de 20 acelerogramas registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017: (a) modelo 4N-97, (b) modelo 6N-97, y (c) modelo 8N-97 (adaptado de Ruiz-García y Alonso, 2018)

Cuarto. Para ilustrar la aplicación de este paso, se seleccionó la componente N90W del registro sísmico de la estación Cibeles “CI05” del sismo de septiembre de 2017 de Puebla-Morelos. En la figura 7.5 se ilustra la historia de aceleraciones, así como los espectros de respuesta elásticos obtenidos a partir de este.

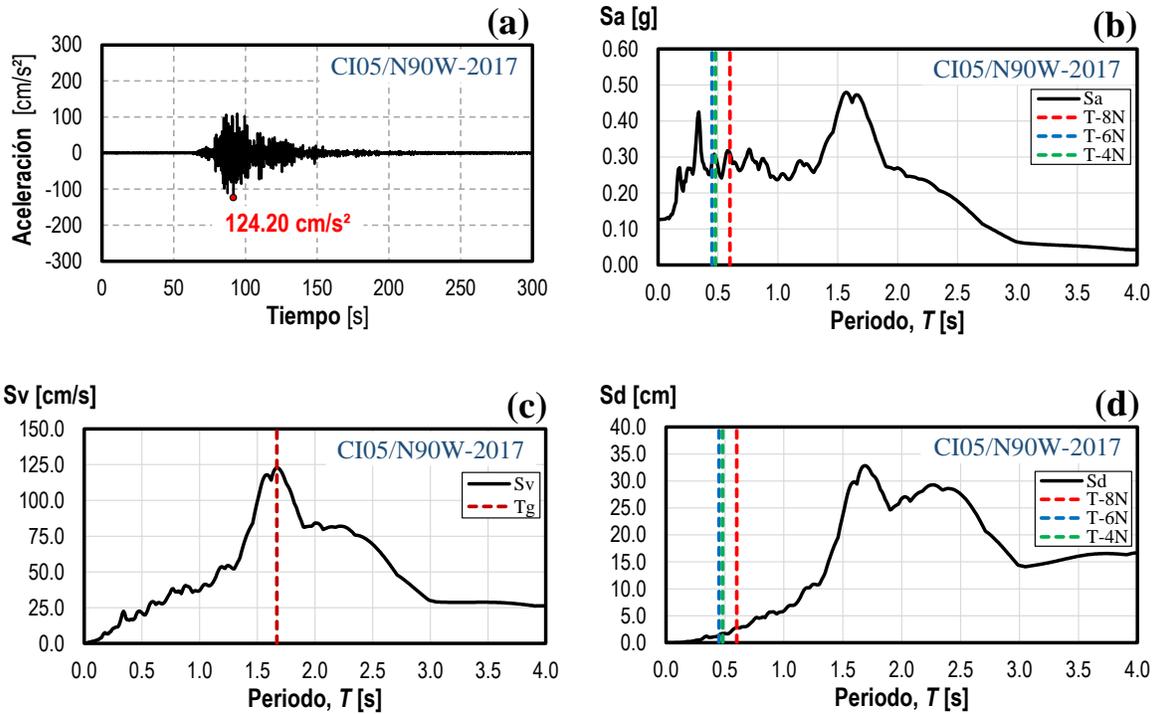


Figura 7.5 - (a) Historia de aceleración de la estación CI05 del sismo del 19 de septiembre de 2017 y sus espectros de respuesta elásticos: (b) pseudoaceleración, (c) pseudovelocidad y (d) desplazamiento espectral

En la tabla 7.2 se muestra los valores de pseudoaceleración y desplazamiento espectral asociados al periodo fundamental de los edificios diseñados con las NTCS-97, obtenidos de los espectros de respuesta elásticos del registro sísmico de la estación CI05 del sismo de septiembre de 2017. También se obtuvo que el periodo predominante del movimiento del terreno es igual a 1.67 s.

Tabla 7.2 - Valores de S_a y S_d asociados al periodo fundamental de los edificios diseñados con las NTCS-97, obtenidos de los espectros de respuesta elásticos del registro sísmico de la estación CI05

Modelo	T_1 (s)	$S_a(T_1)$ [g]	$S_d(T_1)$ [cm]
4N-97	0.48	0.302	1.726
6N-97	0.47	0.308	1.689
8N-97	0.60	0.311	2.784

Quinto. En la tabla 7.3 se presentan los valores de resistencia lateral relativa de los edificios diseñados con las NTCS-97 a partir de la componente N90W del registro sísmico de la estación Cibeles del sismo de septiembre de 2017. Cabe notar que para los edificios de 4 y 6 niveles, los valores de R son menores a la unidad, lo que indicaría que los edificios ante este sismo se mantendrían bajo un comportamiento elástico-lineal, mientras que para el edificio

de 8 niveles se obtuvo un valor de R igual a 1.20 lo que indicaría que incurriría en el rango de comportamiento no lineal.

Tabla 7.3 - Niveles de resistencia lateral relativa de la familia de edificios diseñada con las NTCS-97 obtenidos con el registro sísmico de la estación CI05 del sismo de septiembre de 2017

Modelo	$S_a(T_1)$ [g]	C_y	R
4N-97	0.302	0.66	0.46
6N-97	0.308	0.36	0.86
8N-97	0.311	0.26	1.20

Sexto. Es importante aclarar que dado que no se cuenta con una ecuación predictiva continua que permita estimar el cociente de desplazamiento inelástico, se debe recurrir a los espectros incluidos en el apéndice B de este estudio para obtener el valor de C_R . En la figura 7.6a se presentan los espectros de C_R vs T/T_g para sistemas con $\mu_c=1.0$ y $\alpha_c=-10\%$, mientras que en la figura 7.6b se muestra un caso similar para $\alpha_c=-30\%$. Se debe notar que se usará el espectro con la combinación de parámetros del modelo histerético que más se aproxime a los valores contenidos en la tabla 7.1 de este estudio. Asimismo, para la elección de la curva del nivel de resistencia lateral relativa del edificio, también se tomará la de mayor proximidad al valor de R calculado en la tabla 7.3.

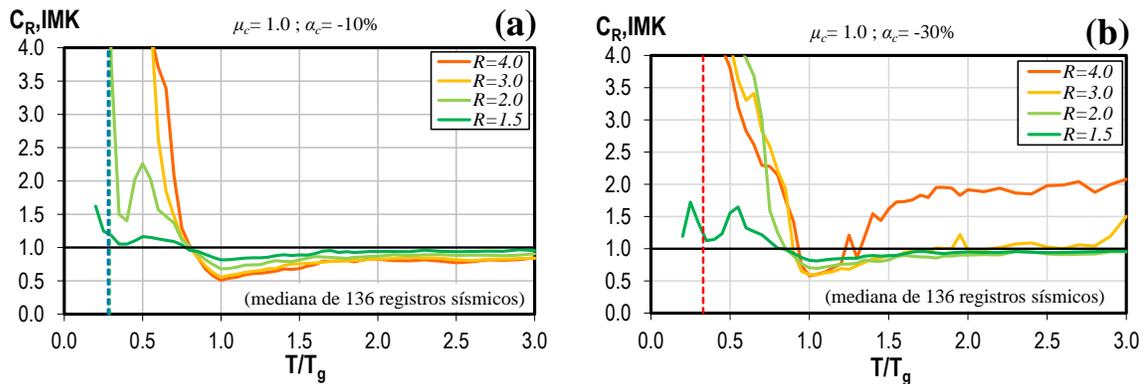


Figura 7.6 - Obtención del cociente de desplazamiento inelástico para los edificios diseñados con las NTCS-97 a partir del espectro de la mediana C_R vs T/T_g para sistemas $\mu_c=1.0$: (a) $\alpha_c=-30\%$ y $\alpha_c=-10\%$

En la tabla 7.4 se presentan los cocientes de desplazamiento inelástico para la familia de edificios diseñada con las NTCS-97, en ella se observa, que los edificios con valores de $R \leq 1.0$ tienen valores de C_R iguales a la unidad, esto quiere decir que los edificios no incurren en el

rango de comportamiento inelástico y por lo tanto sus demandas de desplazamiento son teóricamente elásticas.

Tabla 7.4 - Cocientes de desplazamiento inelástico de la familia de edificios diseñada con las NTCS-97 para el registro sísmico de la estación CI05 del sismo de septiembre de 2017

Modelo	T_1 (s)	T_g (s)	T/T_g	R	C_R
4N-97	0.48	1.67	0.29	0.46	1.00
6N-97	0.47		0.28	0.86	1.00
8N-97	0.60		0.36	1.20	1.29

Séptimo. En la tabla 7.5 se reportan los valores de la demanda máxima de distorsión inelástica del primer nivel, IDR_I , para la familia de edificios diseñada con las NTCS-97 utilizando la ecuación 2.6.

Tabla 7.5 - Cálculo del IDR_I de la familia de edificios diseñada con las NTCS-97 para el registro sísmico de la estación CI05 del sismo de septiembre de 2017

Modelo	C_R	S_d [cm]	$\Gamma_{1,\phi 1,1}$	h [cm]	IDR_I [%]
4N-97	1.00	1.735	0.927	450	0.35
6N-97	1.00	1.689	0.819		0.31
8N-97	1.29	2.784	0.805		0.64

Para la evaluación del método, siguiendo el mismo procedimiento anterior, se empleó la ecuación 2.6 para obtener una de IDR_I correspondiente a cada uno de los 20 registros sísmicos, empleando las propiedades dinámicas y mecánicas de la tabla 7.1. Así, en la figura 7.7 se muestra una comparación del IDR_I estimado con el método propuesto y el IDR_I calculado con un análisis dinámico no lineal para cada uno de las 20 historias de aceleración del terreno.

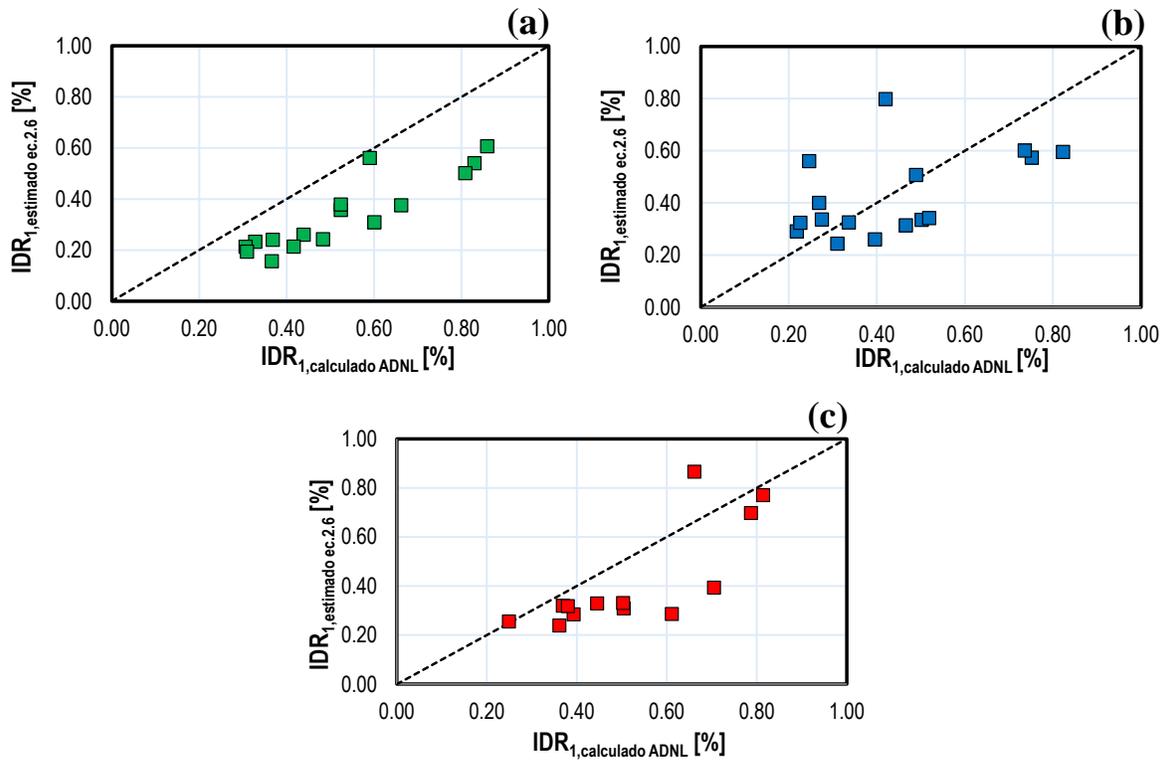


Figura 7.7 - Comparación del IDR_1 estimado con el método propuesto y el IDR_1 calculado con análisis dinámicos no lineales: a) modelo 4N-97, b) modelo 6N-97, y c) modelo 8N-97

En general, el método propuesto tiende a subestimar la respuesta calculada, principalmente en el edificio de 4 niveles. Sin embargo, el error estándar absoluto es de 36.5%, 8.8% y 15.1% para los edificios de 4, 6 y 8 niveles, respectivamente. De esta manera, puede concluirse que el método propuesto proporciona una estimación razonable, principalmente para los edificios de 6 y 8 niveles, que puede emplearse para una evaluación sísmica preliminar de edificios con planta baja débil.

Capítulo 8

Conclusiones

8.1 Resumen

El principal objetivo de esta investigación consistió en desarrollar una metodología simplificada para la evaluación sísmica de edificios con planta baja débil, esto a través de estimar la demanda de distorsión del primer nivel, IDR_1 , del edificio. El método se basa en el cociente de desplazamiento inelástico, C_R , así como en las propiedades dinámicas (por ejemplo, período fundamental, T_1 , y el factor de participación modal normalizado con respecto al primer nivel, $\Gamma_1, \varphi_{1,1}$) y mecánicas (por ejemplo, la resistencia lateral relativa, R) básicas del edificio en consideración. En general, el método propuesto puede emplearse en edificios nuevos o existentes, sin embargo, su principal utilidad radica en edificios existentes diseñados con requisitos de detallado que limitan la capacidad de ductilidad de los elementos estructurales de la planta baja, particularmente de las columnas.

Una parte fundamental del método es contar con información acerca del cociente de desplazamiento inelástico, en la literatura técnica existen algunas alternativas para la estimación de C_R (por ejemplo Ruiz-García y Miranda, 2006; Börekçi *et al.*, 2018), sin embargo, para este caso particular no son directamente aplicables debido a que no representan adecuadamente el comportamiento global de edificios con planta baja débil observado a través de modelos analíticos. En esta investigación se llevó a cabo un análisis paramétrico-estadístico de la relación entre la demanda de desplazamiento máximo inelástico y la demanda de desplazamiento máximo elástico para sistemas de un grado de libertad con resistencia relativa conocida en condiciones de suelo blando. Para caracterizar el comportamiento de los S1GL se utilizó el modelo modificado de *IMK* (Ibarra *et al.*, 2005). En el estudio se investigaron los efectos del período de vibración, el nivel de resistencia

lateral relativa, y el efecto de la magnitud-distancia a la fuente. Además, se investigó el efecto del comportamiento histerético con principal énfasis en el deterioro de resistencia, la ductilidad del sistema y la rigidez de post-fluencia. En total, se calcularon 1,661,920 cocientes C_R (correspondientes a 136 registros sísmicos, 47 periodos normalizados, 4 niveles de resistencia lateral relativa y 65 combinaciones de parámetros del modelo histerético).

Por otro lado, para complementar las tendencias observadas en los espectros de C_R vs T/T_g , y abordar el fenómeno del colapso observado en edificios con planta baja débil, se realizó un estudio paramétrico a S1GL para determinar la resistencia en la que un sistema degradante con pendiente negativa experimenta inestabilidad dinámica, con la finalidad de estimar la resistencia mínima necesaria para evitar que un edificio con planta baja débil colapse. En ese sentido, se investigaron los efectos del período de vibrar y la influencia del comportamiento histerético en la resistencia de colapso, R_C . En total, se calcularon en total 415,480 relaciones de resistencia de colapso (correspondientes a 136 registros sísmicos, 47 periodos normalizados y 65 combinaciones de parámetros del modelo histerético). Con la información del análisis paramétrico, se realizó un análisis estadístico para obtener valores de tendencia central y dispersión, los valores calculados de R_C , se organizaron para cada periodo normalizado y combinación de parámetros. Finalmente, a través de un análisis de regresión no lineal se dedujo una ecuación simplificada que permite estimar la mediana de la resistencia de colapso, la cual depende de la relación de periodos normalizados, T/T_g , la ductilidad, μ_c , y la pendiente negativa del sistema, α_c .

8.2 Conclusiones

A partir de los resultados obtenidos en esta investigación se ofrecen las siguientes conclusiones:

Cocientes de desplazamiento inelástico de sistemas degradantes con pendiente negativa

- En los espectros de C_R vs T/T_g se distinguen 2 regiones espectrales delimitadas por la relación limítrofe $T/T_g \approx 0.80$. En la primera región, los desplazamientos máximos inelásticos son, en general, significativamente mayores que los desplazamientos máximos elásticos, mientras que en la segunda región espectral los desplazamientos máximos inelásticos son, en general, menores que los desplazamientos máximos elásticos, esto implica, que la bien conocida *regla de iguales desplazamientos*, que esta

implícitamente incluida en la mayoría de los códigos sísmicos, tiende a sobreestimar los Δ_i , en la región de periodos medios y largos, incluso para cierta combinación de parámetros llegan a ser aproximadamente del 50% de la demanda de desplazamiento máximo para sistemas elásticos. Cabe notar que en la primera región espectral, el cociente C_R se incrementa conforme se aumenta el valor de R y conforme disminuye la relación T/T_g , mientras que en la segunda región espectral se observa que los cocientes de C_R disminuyen conforme se incrementa la resistencia lateral relativa.

- El cociente de desplazamiento inelástico presenta gran dispersión, además de que esta no es constante en todo el rango de periodos normalizados (T/T_g). En general, para la primera región espectral, los sistemas fuertes presentan mayor dispersión que los sistemas débiles, caso contrario a lo observado en la segunda región espectral donde los sistemas con $R \geq 3.0$ muestran mayor dispersión que aquellos con menor resistencia lateral relativa.
- Para el rango de magnitudes sísmicas y distancias epicentrales consideradas en este estudio, se observó que la influencia de la magnitud-distancia a la fuente depende del nivel de resistencia lateral relativa. Por ejemplo, para sistemas con $R=2.0$, esta condición puede influir ligeramente en la amplitud de C_R para sistemas con relaciones T/T_g pequeñas (menores a 0.60), en este caso particular, las ordenadas de C_R se incrementaron para el subconjunto de registros conformado a partir del sismo de mayor magnitud. Por otro lado, para estructuras más débiles en relación con la intensidad de los movimientos del terreno, por ejemplo $R=4.0$, se encontró que la magnitud-distancia a la fuente no influye de manera significativa en la amplitud de la mediana de C_R .
- Con respecto al efecto del comportamiento histerético, se encontró que el efecto principal de los parámetros del modelo histerético se presenta principalmente en la primera región espectral ($T/T_g \leq 0.80$). Particularmente se observó que la tasa de endurecimiento por deformación (α_s), no tiene una influencia significativa en las ordenadas de C_R , independientemente del nivel de ductilidad y de la relación de resistencia relativa del sistema.
- En cuanto al efecto de la ductilidad (μ_c), se observó que los cocientes C_R se incrementan conforme disminuye la capacidad de deformación inelástica del sistema en la primera región espectral. Para la segunda región espectral, la ductilidad puede limitar los

cocientes de desplazamiento inelástico para ciertas combinaciones, especialmente para sistemas con $R \geq 3.0$ y $\alpha_c \geq 30\%$. La relación T/T_g que delimita las regiones espectrales tiende a depender ligeramente del nivel de μ_c conforme se incrementa el nivel de resistencia lateral relativa del sistema.

- Para el caso de la pendiente negativa (α_c), los cocientes C_R tienden a incrementarse conforme aumenta el nivel de pendiente negativa, especialmente para la primera región espectral. En la segunda región espectral, se observó que reducir el nivel de α_c tiene un efecto benéfico en las ordenadas de C_R de sistemas con $R \geq 3.0$ y $\mu_c \leq 2.0$. La relación T/T_g que delimita cocientes C_R mayores a la unidad de los cocientes C_R menores a la unidad tiende a depender ligeramente del nivel de α_c conforme se incrementa el nivel de R . También se debe agregar que cuando se tienen sistemas fuertes con respecto a la intensidad del movimiento del terreno (por ejemplo, $R=1.5$) y a su vez poseen cierto nivel de ductilidad (por ejemplo $\mu_c=2.0$), no se aprecia influencia de α_c en las ordenadas de C_R .

Resistencia lateral mínima para evitar el colapso de sistemas degradantes con pendiente negativa

- En los espectros de R_C vs T/T_g se distinguen 3 regiones a lo largo del eje de periodos normalizados. En la primera región correspondiente a cocientes T/T_g menores a 1.0, la resistencia de colapso aumenta a medida que el periodo de vibrar del sistema se aproxima al periodo predominante del movimiento del terreno, lugar donde encuentra su máximo valor, esto quiere decir, que para sistemas rígidos, se requiere que los sistemas sean fuertes (en relación con la resistencia requerida para mantener el sistema elástico) para evitar el colapso, pero, a medida que el cociente T/T_g aumenta hasta llegar a 1.0, se pueden tomar en consideración sistemas con menor resistencia lateral relativa sin que estos colapsen. La segunda región espectral se extiende desde el final de la primera región hasta la relación de periodos de aproximadamente 1.7, en esta zona, el valor de R_C decrece a medida que el cociente T/T_g aumenta, esto indica que para esta región espectral se requiere que los sistemas sean cada vez más fuertes a medida de que son más flexibles, pero sin llegar a los niveles requeridos en la primera zona espectral. Una tercera región, correspondiente a periodos de vibrar aproximadamente 1.7 veces mayores que el periodo predominante del movimiento del terreno, está caracterizada por una

relación de resistencia de colapso que se mantiene constante independientemente del periodo de vibrar del sistema.

- En general se puede decir que la resistencia de colapso, R_C , es un parámetro “estable” con relativamente bajos niveles ($COV=0.2-0.5$) de dispersión que mantiene cierta independencia del periodo de vibrar del sistema. El nivel de dispersión de R_C depende de los parámetros del modelo histerético, principalmente de μ_c y α_c .
- La tasa de endurecimiento por deformación que afecta la rigidez de post-fluencia no afecta de manera significativa la relación de resistencia de colapso, e incluso para sistemas dotados de ductilidad moderada ($\mu_c=3.0$) los efectos de α_s en R_C son limitados.
- Referente al efecto de μ_c en R_C , se observó que a medida que la ductilidad de un sistema se incrementa, la relación de resistencia lateral relativa en la que se produce el colapso también lo hace. Esto implica que al dotar de ductilidad un sistema se reduce de manera considerable la resistencia mínima requerida para prevenir que este colapse, no obstante, se debe aclarar que el efecto de la ductilidad no es el mismo en todas las regiones espectrales, su efecto más benéfico se presenta en sistemas pertenecientes a la segunda y tercera región espectral.
- En cuanto al efecto de la pendiente negativa, se observó a partir de los datos estadísticos que la mediana de R_C disminuye a medida que la pendiente negativa se hace más pronunciada, esto quiere decir, que cuando la pendiente negativa es mayor, el sistema debe ser más fuerte (en relación con la resistencia requerida para mantener el sistema elástico) para prevenir el colapso. El efecto de α_c no es el mismo en todas las regiones espectrales, una disminución en la pendiente negativa es más importante en sistemas pertenecientes a la segunda y tercera región espectral.
- Las ecuaciones predictivas propuestas (ecuaciones 6.1, 6.2 y 6.3) son adecuadas para capturar razonablemente bien la tendencia empírica de R_C utilizando los parámetros sugeridos en esta investigación (tabla 6.1). Utilizarlas permite establecer una forma funcional continua para la estimación de la mediana de la resistencia de colapso de sistemas degradantes con pendiente negativa en condiciones de suelo blando.

Método simplificado propuesto

- El método propuesto tiende a subestimar la respuesta calculada a través de análisis dinámicos no lineales, principalmente en el edificio de 4 niveles. Sin embargo, el error estándar absoluto es de 36.5%, 8.8% y 15.1% para los edificios de 4, 6 y 8 niveles, respectivamente.
- El método propuesto proporciona una estimación razonable, principalmente para los edificios de 6 y 8 niveles, que puede emplearse para una evaluación sísmica preliminar de edificios con planta baja débil.

Referencias

- American Society of Civil Engineering (2017), Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. ASCE/SEI 41-17.
- ATC (2005), Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Report FEMA 440, Applied Technology Council.
- Bates, D. M., Watts, D. G. (1988), Nonlinear regression analysis and its applications (Vol. 2). New York: Wiley.
- Bernal, D. (1992), Instability of buildings subjected to earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 118(8), 2239-2260.
- Bernal, D. (1998), Instability of buildings during seismic response. *Engineering Structures*, 20(4-6), 496-502.
- Borekci, M., Kirçil, M. S., Ekiz, I. (2014), Collapse period of degrading SDOF systems. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13(4), 681-694.
- Börekçi, M., Kirçil, M.S., Ekiz I. (2018), Inelastic Displacement Ratios for Evaluation of Degrading Peak - Oriented SDOF Systems. *Periodica Polytechnica-Civil Engineering*, 62.1 33-47.
- Carr AJ. (2009), RUAUMOKO2D-Inelastic Dynamic Analysis Program. User manual for the 2-Dimensional version, Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Chenouda, M., Ayoub, A. (2008), Inelastic displacement ratios of degrading systems. *Journal of Structural Engineering*, 134(6), 1030-1045.
- Chopra, A. K., Chintanapakdee, C. (2004), Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems. *Journal of Structural Engineering*, 130(9), 1309-1319.
- Chopra, A. K., Clough, D. P., Clough, R. W. (1972), Earthquake resistance of buildings with a 'soft' first storey. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1(4), 347-355.
- Courbusier, L. (1929), *Hacia una arquitectura* (1998th ed.; Ediciones Apostrofe S.L., ed.) Barcelona: Publidisa.
- Erduran, E., Kunnath, S. K. (2010), Enhanced displacement coefficient method for degrading multi-degree-of-freedom systems. *Earthquake Spectra*, 26(2), 311-326.
- Esteva, L. (1987), Earthquake engineering research and practice in Mexico after the 1985 earthquakes. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 20(3), 159-200.
- Esteva, L. (1992), Nonlinear seismic response of soft-first-story buildings subjected to narrow-band accelerograms. *Earthquake Spectra*, 8(3), 373-389.
- Federal Emergency Management Agency (2000), Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Report FEMA-356, Washington D.C., USA.

Freeman, J. R. (1932), Earthquake damage and earthquake insurance: studies of a rational basis for earthquake insurance, also studies of engineering data for earthquake-resisting construction. McGraw-Hill Book Company.

Freeman, S., Nicoletti, J. P., Matsumura, G. (1984), Seismic design guidelines for essential buildings. In *Memorias del VIII World Conference on Earthquake Engineering*, EERI (Vol. 1, pp. 715-722).

Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017), Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México. <https://www.smie.org.mx/informacion-tecnica/normas-tecnicas-complementarias.php> [Última consulta: 20/07/2020]

Galvis, F. A., Miranda, E., Heresi, P., Dávalos, H., Ruiz-García, J. (2020), Overview of collapsed buildings in Mexico City after the 19 September 2017 (Mw7.1) earthquake. *Earthquake Spectra*, 36, 83-109. <https://doi.org/10.1177/8755293020936694>

García-Ranz, F., Gómez, R. (1988), The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Seismic Design Regulations of the 1976 Mexico Building Code. *Earthquake spectra*, 4(3), 427-439.

Green, N. B. (1935), Flexible first-story construction for earthquake resistance. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 100(1), 645-652.

Gregorio L. (2019), Evaluación de las nuevas disposiciones normativas para el diseño sísmico de edificios de concreto reforzado con planta baja débil. Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, pp 23-57.

Gupta, A., Krawinkler, H. (1999), Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures (SAC Task 5.4.3), Report No. 132, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ., Stanford, Calif.

Hernández García, D. A., Tena Colunga, A. (2016), Estudio paramétrico de modelos representativos de estructuras propensas a desarrollar pisos suaves o débiles ante excitaciones sísmicas de suelo blando. *Ingeniería sísmica*, (95), 53-80.

Husid, R. (1969), The effect of gravity on the collapse of yielding structures with earthquake excitation. In *Proceeding of the 4th World Conference Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, II,(A-4) (pp. 31-43).

Ibarra, L. F., Medina, R. A., Krawinkler, H. (2005), Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511.

ICBO (1970), Uniform Building Code. International Conference of Building Officials. Pasadena, California.

Jara-Guerrero, J. M., Hernández-Mazariegos, E. J., Olmos-Navarrete, B. A., Martínez-Ruiz, G., Roa-García, M. I. (2020), Seismic vulnerability and retrofit alternatives for typical soft-story buildings in earthquake prone areas. *Structural Engineering International*, 30(1), 33-42.

Jean, R. (2011), Entrepisos blandos. *Memorias del 7° Simposio Nacional y Curso de Ingeniería Estructural en la Vivienda, México*.

- Jennings, P. C., Husid, R. (1968), Collapse of yielding structures during earthquakes. *Journal of Engineering Mechanics-ASCE*. 94,1045-1066.
- Khoshnoudian, F., Ahmadi, E., Kiani, M., Tehrani, M. H. (2015), Dynamic instability of Soil-SDOF structure systems under far-fault earthquakes. *Earthquake Spectra*, 31(4), 2419-2441.
- Kirac, N., Dogan, M., Ozbasaran, H. (2011), Failure of weak-storey during earthquakes. *Engineering Failure Analysis*, 18(2), 572-581.
- Kramer, S.L. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, 653 pp.
- Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M., Lobo, R. F. (1992), IDARC Version 3.0: A program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures. Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research.
- Mahin, S.A., Bertero, V.V. (1976), Nonlinear seismic response of a coupled wall system. *Journal of the Structural Division*, 102(9), 1759-1780.
- McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H. (2006), Open system for earthquake engineering simulation. Univ. of Calif., Berkeley, Calif., <http://opensees.berkeley.edu>.
- Meli, R., Miranda, E. (1985), The effect of the September 1985 Earthquake on the constructed facilities of Mexico City. Part I: Structural Aspects. Engineering Institute of the National University of Mexico (UNAM), Mexico City, Mexico.
- Miranda, E. (1993), Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra. *Journal of Structural Engineering*, 119(5), 1319-1338.
- Miranda, E. (2000), Inelastic displacement ratios for structures on firm sites. *Journal of Structural Engineering*, 126(10), 1150-1159.
- Miranda, E. (2005), Aspectos fundamentales de la respuesta sísmica de edificios con entresijos blandos. 4º Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda, Veracruz, Ver.
- Miranda, E., Akkar, S. D. (2003), Dynamic instability of simple structural systems. *Journal of Structural Engineering*, 129(12), 1722-1726.
- Nassar, A. A., Krawinkler, H. (1991), Seismic demands for SDOF and MDOF systems. Rep. No. 95, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ.
- Pekoz, H. A., Pincheira, J. A. (2004), Seismic Response of Stiffness and Strength Degrading Single Degree of Freedom Systems. In 13th World Conference on Earthquake Engineering (pp. 1-6).
- Qi, X., Moehle, J. P. (1991), Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering/University of California.
- Rahnama, M., Krawinkler, H. (1993), Effects of soils and hysteresis models on seismic design spectra. Rep. No. 107, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ.

Rathje, E. M., Abrahamson, N. A. Bray, J. D. (1998), Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(2), 150-159.

"Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM) http://www.cires.org.mx/racm_mapa/index.php [Última consulta: 20/07/2020]

"Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (RAII-UNAM) <https://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/Default.aspx> [Última consulta: 25/07/2020]

Reinoso, E., Ordaz, M. (1999), Spectral ratios for Mexico City from free-field recordings. *Earthquake Spectra*, 15(2), 273-295.

Rosenblueth, E., Meli, R. (1986), The 1985 Mexico earthquake. *Concrete International*, 8(5), 23-34.

Ruiz-García J, Cárdenas Y, Gregorio L. (2019), Comportamiento sísmico de edificios con planta baja débil sujetos a temblores intraplaca, *Memorias del XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* Nuevo León, México.

Ruiz-García, J. (2011), Inelastic displacement ratios for seismic assessment of structures subjected to forward-directivity near-fault ground motions. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(3), 449-468.

Ruiz-García, J. (2017), Observations from the September 19, 2017 (Mw=7.1) earthquake in Mexico City. http://learningfromearthquakes.org/2017-09-19-puebla-mexico/index.php?option=com_content&view=article&id=90 [Último acceso: 11/08/2020]

Ruiz-García J., Alonso G. (2018), Comportamiento de marcos de concreto reforzado con planta baja débil sujetos al terremoto del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México, *Memorias del XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Campeche, México.

Ruiz-García, J., Cárdenas, Y. (2021), Seismic performance assessment of weak first-storey RC buildings designed with old and new seismic provisions for Mexico City. *Engineering Structures*, 232, 111803.

Ruiz-García, J., González, E. J. (2014), Implementation of Displacement Coefficient method for seismic assessment of buildings built on soft soil sites. *Engineering Structures*, 59, 1-12.

Ruiz-García, J., Miranda, E. (2003), Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(8), 1237-1258.

Ruiz-García, J., Miranda, E. (2004), Inelastic displacement ratios for design of structures on soft soils sites. *Journal of Structural Engineering*, 130(12), 2051-2061.

Ruiz-García, J., Miranda, E. (2004), Inelastic displacement ratios for design of structures on soft soils sites. *Journal of Structural Engineering*, 130(12), 2051-2061.

Ruiz-García, J., Miranda, E. (2006). Inelastic displacement ratios for evaluation of structures built on soft soil sites. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35(6), 679-694.

SeismoSoft, (2019), "Seismosignal: Programa de computadora para procesar aceleraciones sísmicas, Versión 4.3.0", institución tPORT.

Seneviratna, G. D. P. K., Krawinkler, H. K. (1997), Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design. Rep. No. 120, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ.

Servicio Sismológico Nacional –SSN. (2017), Reporte Especial: Sismo del día 19 de septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M 7.1). Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportes-especiales/2017/SSNMX_rep_esp_20170919_Puebla-Morelos_M71.pdf [Último acceso: 09/08/2020].

Shimazaki, K., Sozen, M. A. (1984), Seismic drift of reinforced concrete structures. Hazamagumi Ltd.

SMIE (2015), “Análisis de Estructuras de Mampostería”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.

Song, J. K., Pincheira, J. (2000). Spectral displacement demands of stiffness-and strength-degrading systems. *Earthquake Spectra*, 16(4), 817-851.

Takeda, T., Sozen, M. A., Nielsen, N. N. (1970), Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96(12), 2557-2573.

Takizawa, H., Jennings, P. C. (1980), Collapse of a model for ductile reinforced concrete frames under extreme earthquake motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 8(2), 117-144.

Tena, A. (2001), Evaluación sísmica de la condición de irregularidad por piso suave de estructuras mixtas diseñadas conforme al RCDF-93. *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*.

Terán-Gilmore A. (1998), “Características mecánicas y desempeño sísmico de marco dúctiles de concreto reforzado”, *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey.

Terán Gilmore, A., Arroyo Espinoza, D. (2005), “Planteamiento de factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, 72, 81-106.

The MathWorks Inc. (2015). *Matlab 8.5.0.197613 (R2015a)*. Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc.

Vamvatsikos, D., Akkar, S. D., Miranda, E. (2009), Strength reduction factors for the dynamic instability of oscillators with nontrivial backbones. In *Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*.

Veletsos, A. S., Newmark, N. M. (1960), Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. Department of Civil Engineering, University of Illinois.

Veletsos, A. S., Vann, W. P. (1971), Response of ground-excited elastoplastic systems. *Journal of the Structural Division*, 97(4), 1257-1281.

Veletsos, A. S., Newmark, N. M., & Chelapati, C. V. (1965, January). Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions. In *Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering* (Vol. 2, pp. 663-682).

Apéndice A

Historias de aceleración empleadas en este estudio

En este apéndice se presentan las historias de aceleración empleadas en el presente estudio para el análisis estadístico de los sistemas de un grado de libertad. A continuación se muestra brevemente la información de las estaciones acelerográficas que registraron dichas historias de aceleración en la zona de terreno blando de la Ciudad de México.

Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM) – CIRES

No.	Clave	Estación	Latitud	Longitud
1	AE02	Aeropuerto, Zona Norte	19.4313	-99.0589
2	AL01	Alameda Central	19.4363	-99.1458
3	AP68	Apatlaco y San Lorenzo	19.3817	-99.1076
4	AU11	Autódromo Ricardo Rodríguez	19.3963	-99.0866
5	BA49	Buenos Aires	19.4107	-99.1454
6	BL45	Balderas	19.4257	-99.1479
7	BO39	Bondojito	19.4662	-99.1051
8	CA59	Candelaria	19.4268	-99.1188
9	CE23	CETIS No. 54	19.4630	-99.0610
10	CE32	CETIS No. 57	19.3847	-99.0540
11	CH84	Culhuacán	19.3294	-99.1256
12	CI05	Cibeles	19.4195	-99.1158
13	CJ03	Centro Urbano Juárez-Roma	19.4104	-99.1552
14	CJ04	Mult. Juárez II - Roma	19.4104	-99.1572
15	CO56	Córdoba No.68 - Roma	19.4207	-99.1588
16	CU80	Periférico Sur, Cuemanco	19.2945	-99.1039
17	DM12	Deportivo Moctezuma	19.4333	-99.0972
18	GA62	Eje Central No.10 - Centro	19.4393	-99.1409
19	GC38	J.N. Luz G. Campillo	19.3167	-99.1062
20	HJ72	Hospital Juárez	19.4255	-99.1305
21	IB22	Cerro Crestón y Mezontepec	19.3459	-99.1301
22	JA43	Jamaica - C.C. José Pino Suarez	19.4064	-99.1257
23	JC54	Jardines de Coyoacán	19.3137	-99.1275
24	LI33	Planta Liconsa Tláhuac	19.3074	-99.9634
25	LI58	Liverpool No. 40 - Juárez	19.4270	-99.1574
26	MI15	Miramontes	19.2840	-99.1253
27	MY19	Deportivo Sta Cruz Mayehualco	19.3459	-99.0486
28	PD42	Palacio de los Deportes	19.4064	-99.1000
29	PE10	Esc. Plutarco Elías Calles	19.3903	-99.1324

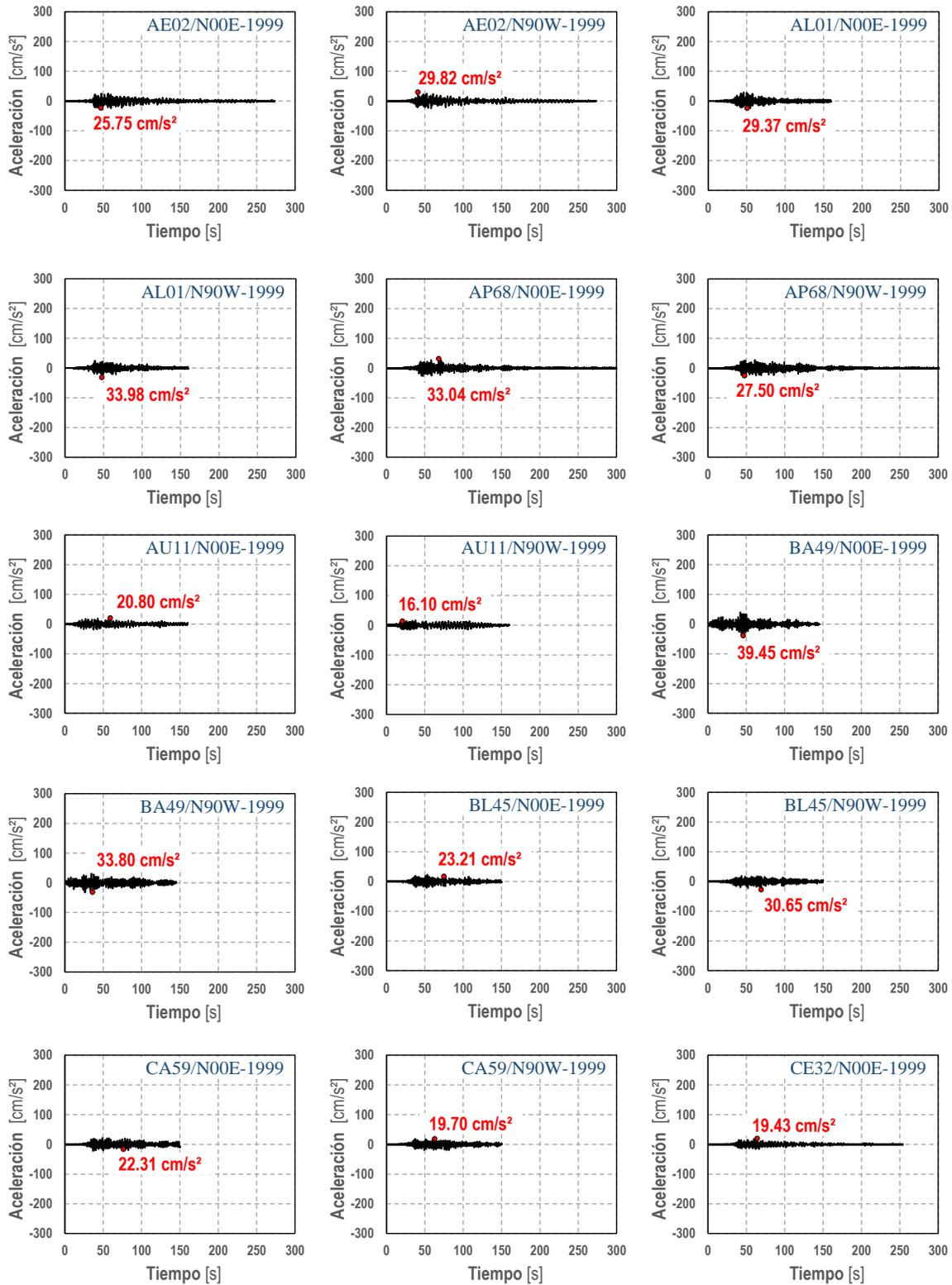
Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM) – CIRES (continuación)

No	Clave	Estación	Latitud	Longitud
30	RI76	República de Italia	19.4478	-99.1005
31	RM48	Loreto y San Ildelfonso	19.4358	-99.1289
32	SI53	San Simón	19.3763	-99.1482
33	SP51	Sec Popular Alberto Mazferrer	19.3660	-99.1189
34	TH35	Tláhuac	19.2794	-99.0007
35	TL08	Dep. Antonio Caso - Tlatelolco	19.4508	-99.1338
36	TL55	Dep. 5 de Mayo - Tlatelolco	19.4538	-99.1428
37	UC44	Unidad Colonia IMSS No.117	19.4344	-99.1659
38	VG09	Valle Gómez	19.4548	-99.1228
39	VM29	Villa del Mar	19.3815	-99.1253
40	XO36	Jardín de Niños Xochimilco	19.2716	-99.1027
41	XP06	Jardín de Niños Xochipilli	19.4207	-99.1357

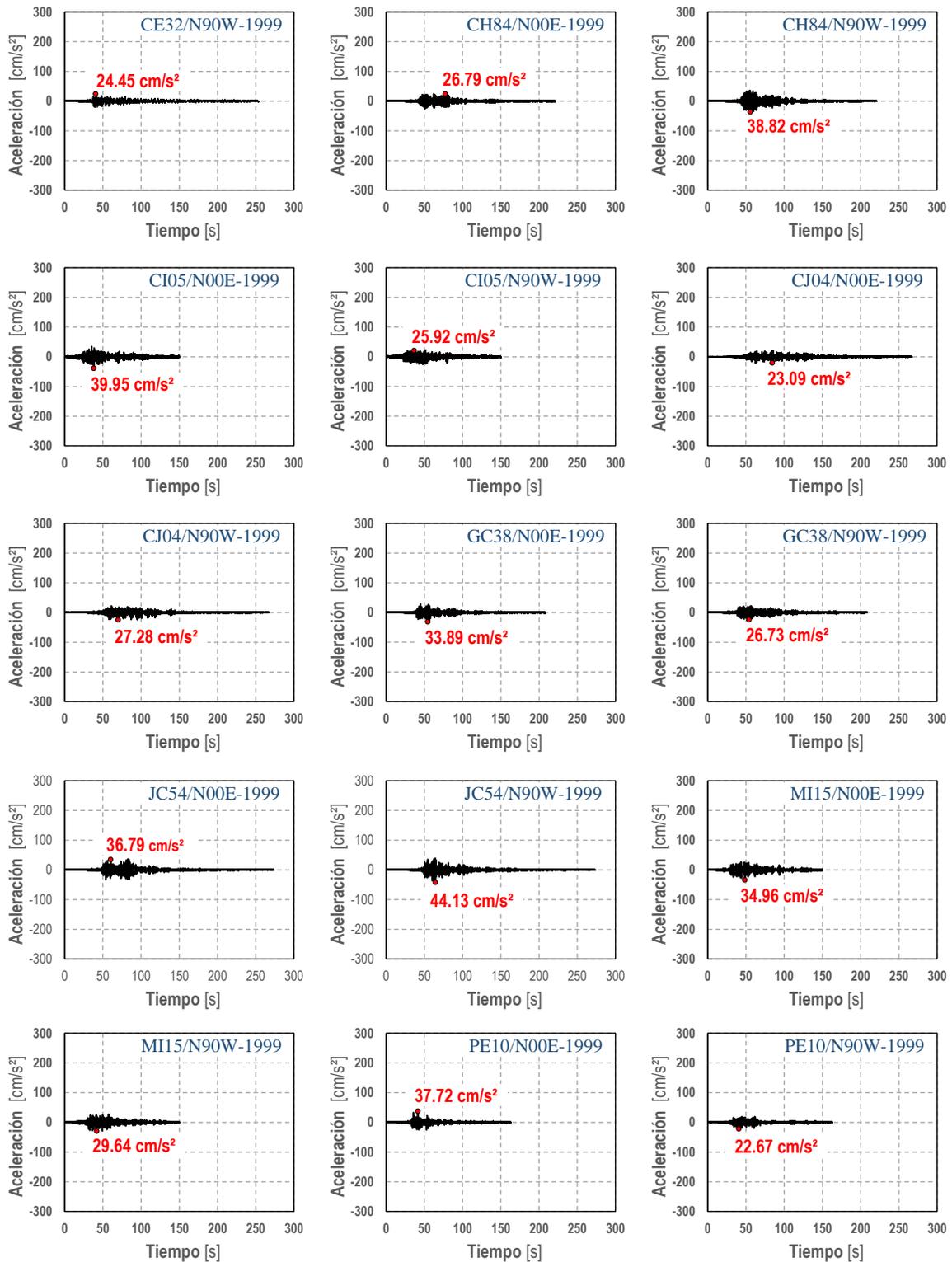
Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería (RAII) – UNAM

No	Clave	Estación	Latitud	Longitud
42	CCCL	Centro Univ. Cult. Tlatelolco	19.4503	-99.1374
43	DFVG	Prepa 7 La Viga - Col. Merced	19.4186	-99.1267
44	SCT1	Edificio SCT - Col. Narvarte	19.3947	-99.1487
45	SCT2	Edificio SCT - Col. Narvarte	19.3947	-99.1487
46	TLHB	Tláhuac Bomba	19.2790	-99.0080

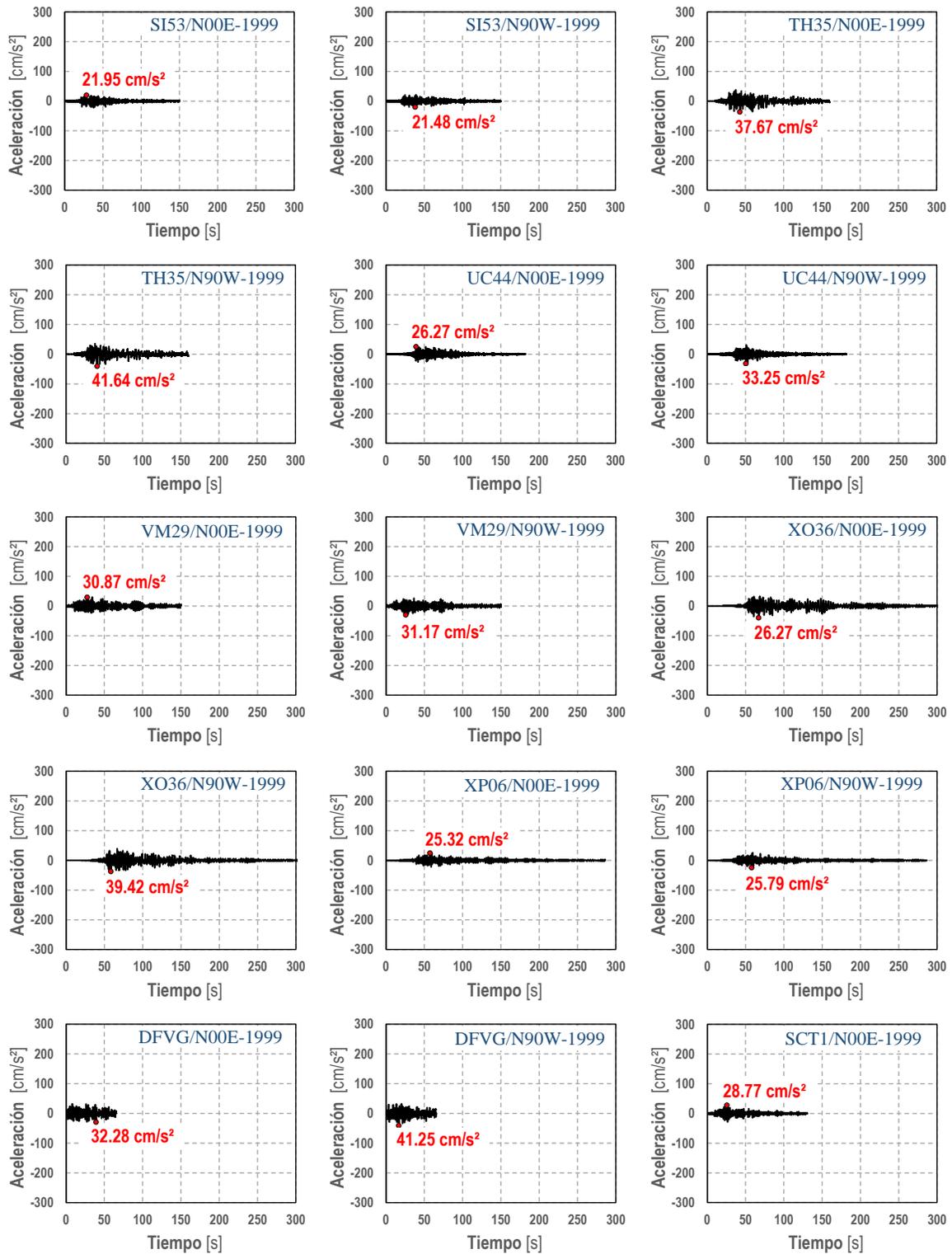
Historias de aceleración del sismo de $M_w=6.4$ del 15 de junio de 1999



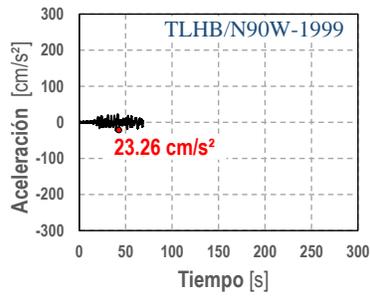
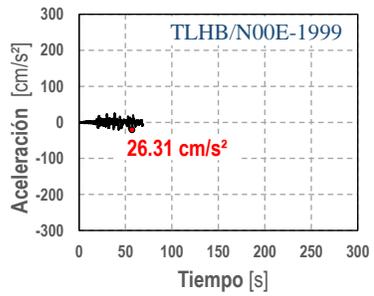
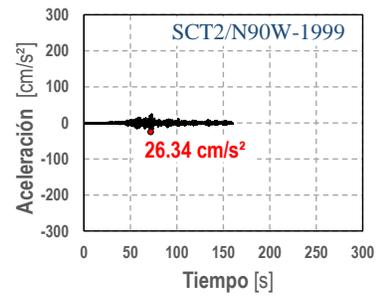
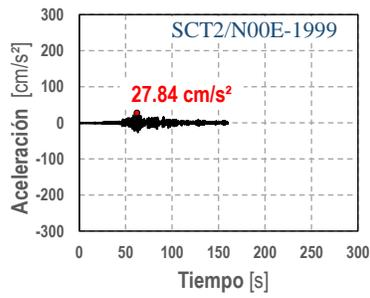
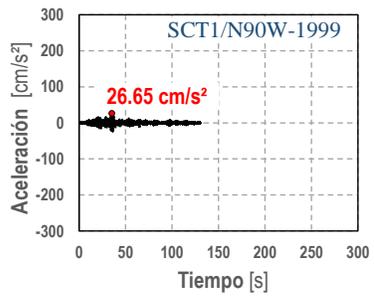
Historias de aceleración del sismo de $M_w=6.4$ del 15 de junio de 1999 (continuación)



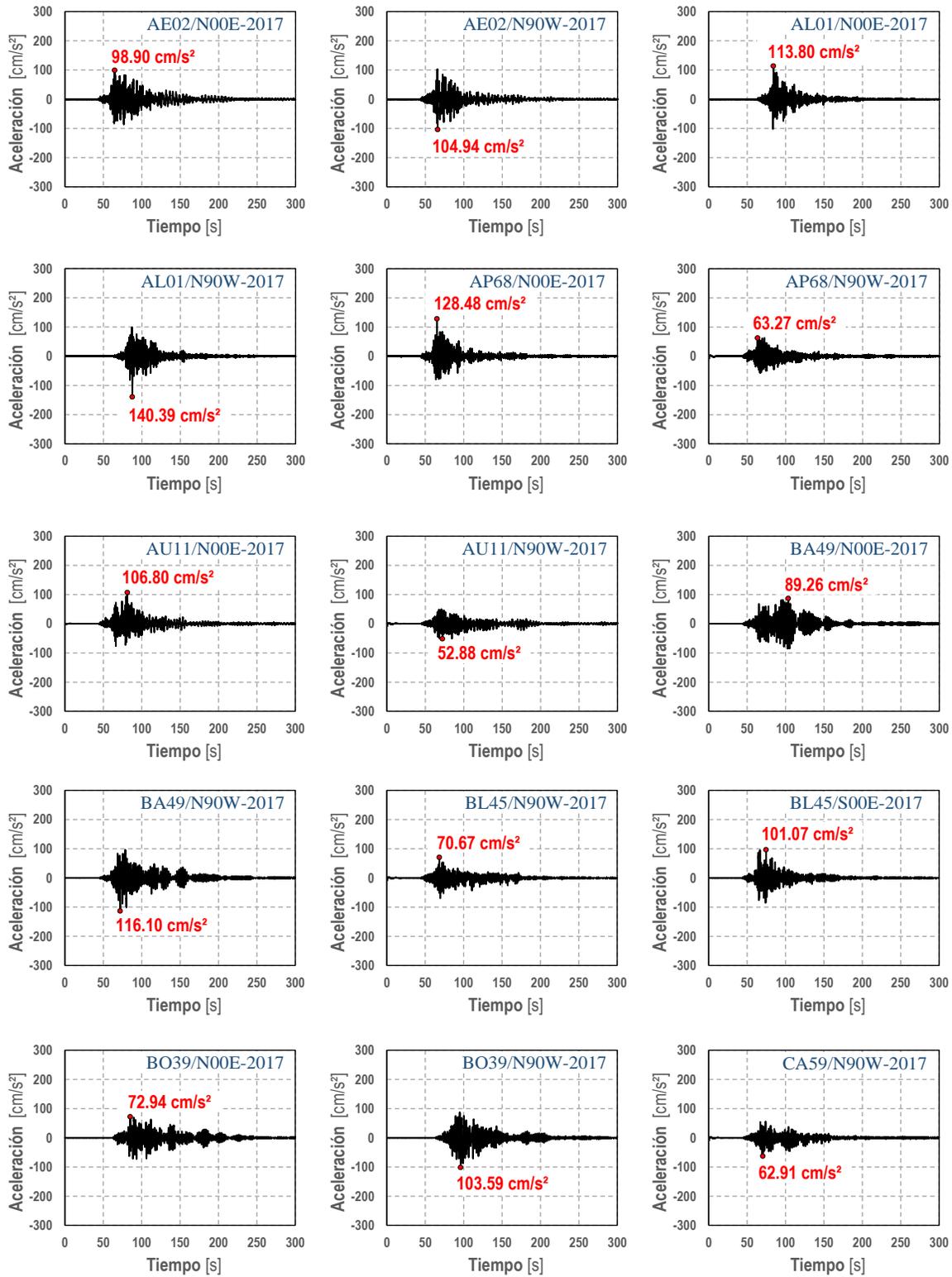
Historias de aceleración del sismo de $M_w=6.4$ del 15 de junio de 1999 (continuación)



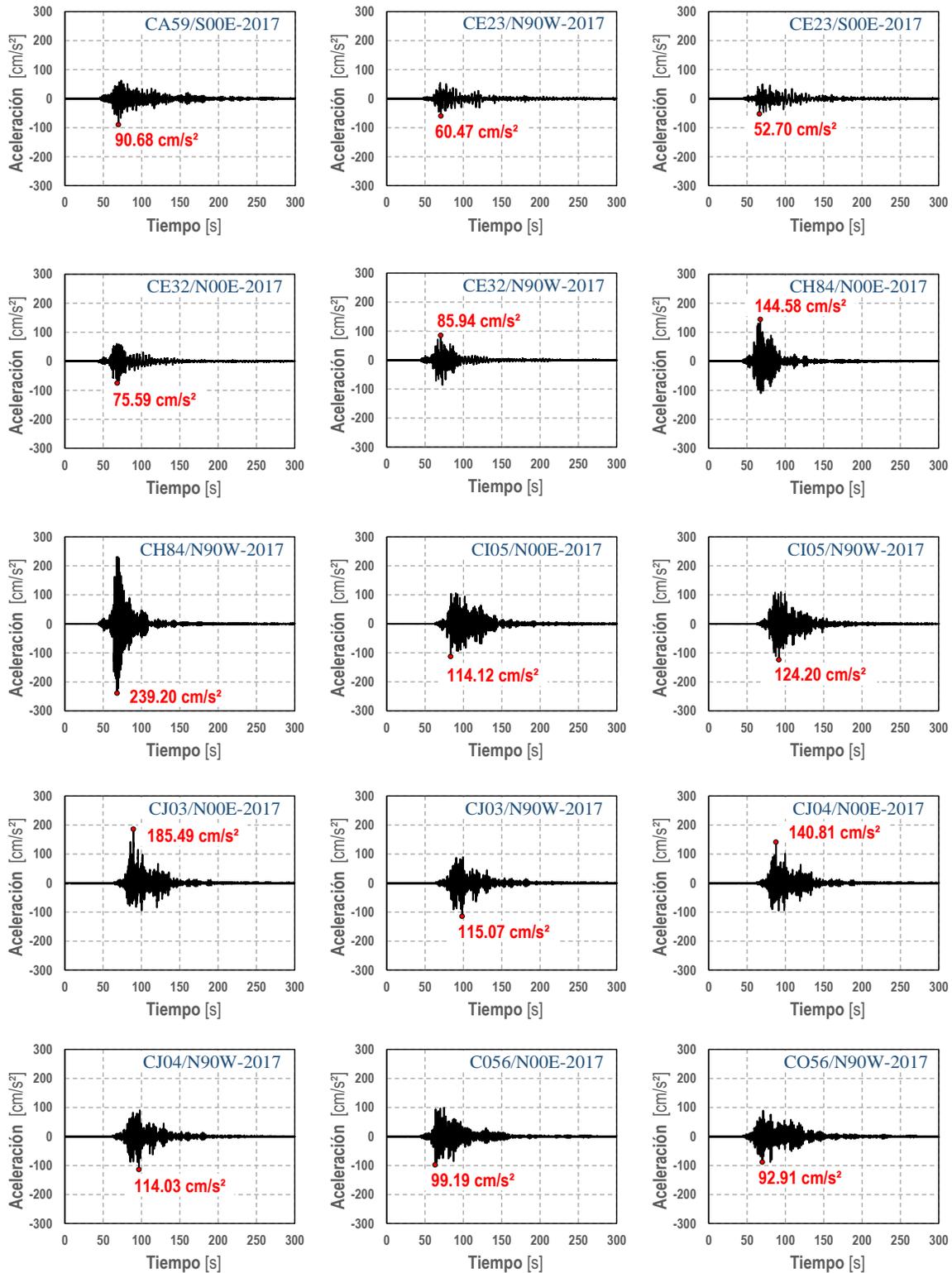
Historias de aceleración del sismo de $M_w=6.4$ del 15 de junio de 1999 (continuación)



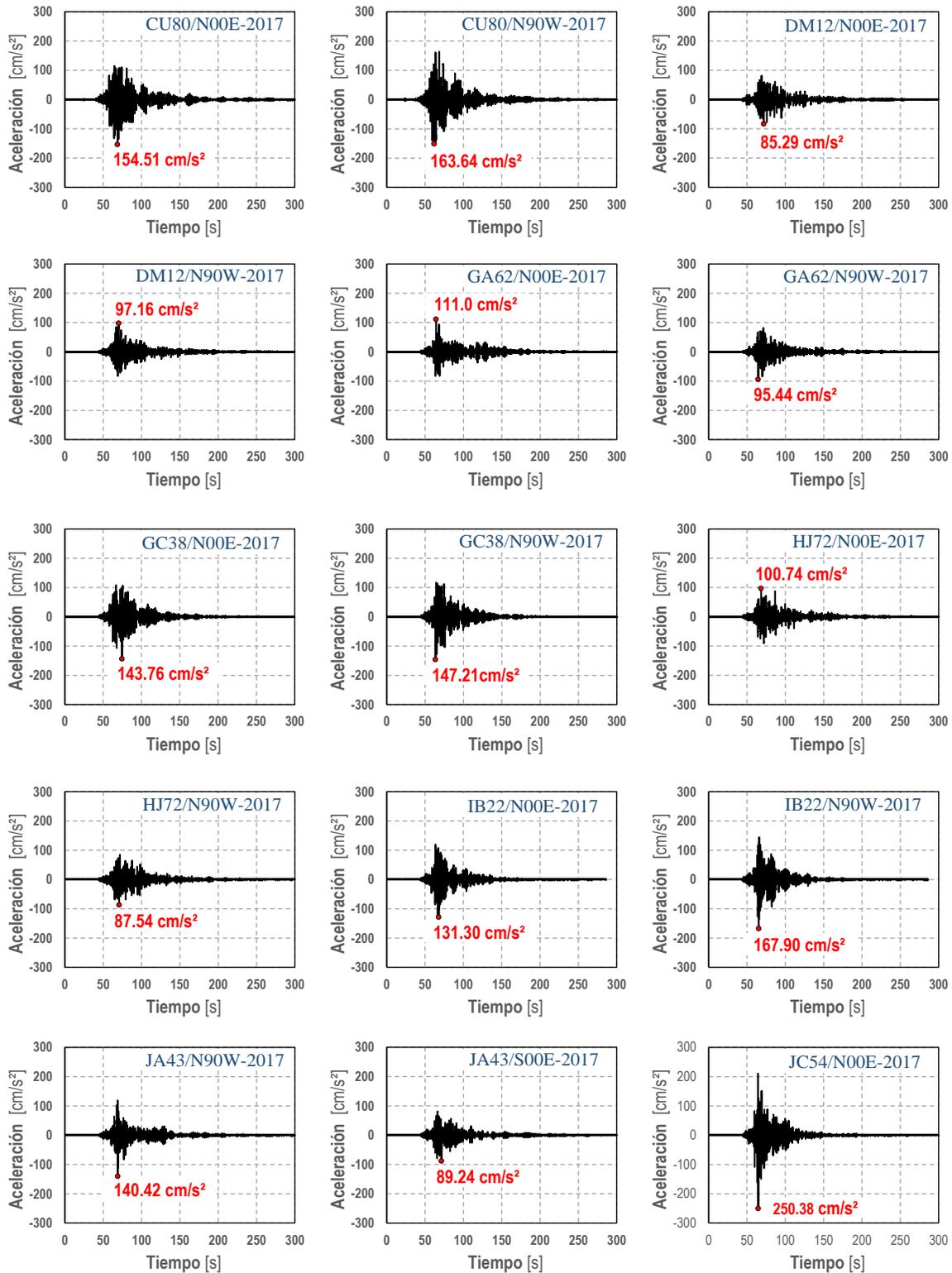
Historias de aceleración del sismo de $M_w=7.1$ del 19 de septiembre de 2017



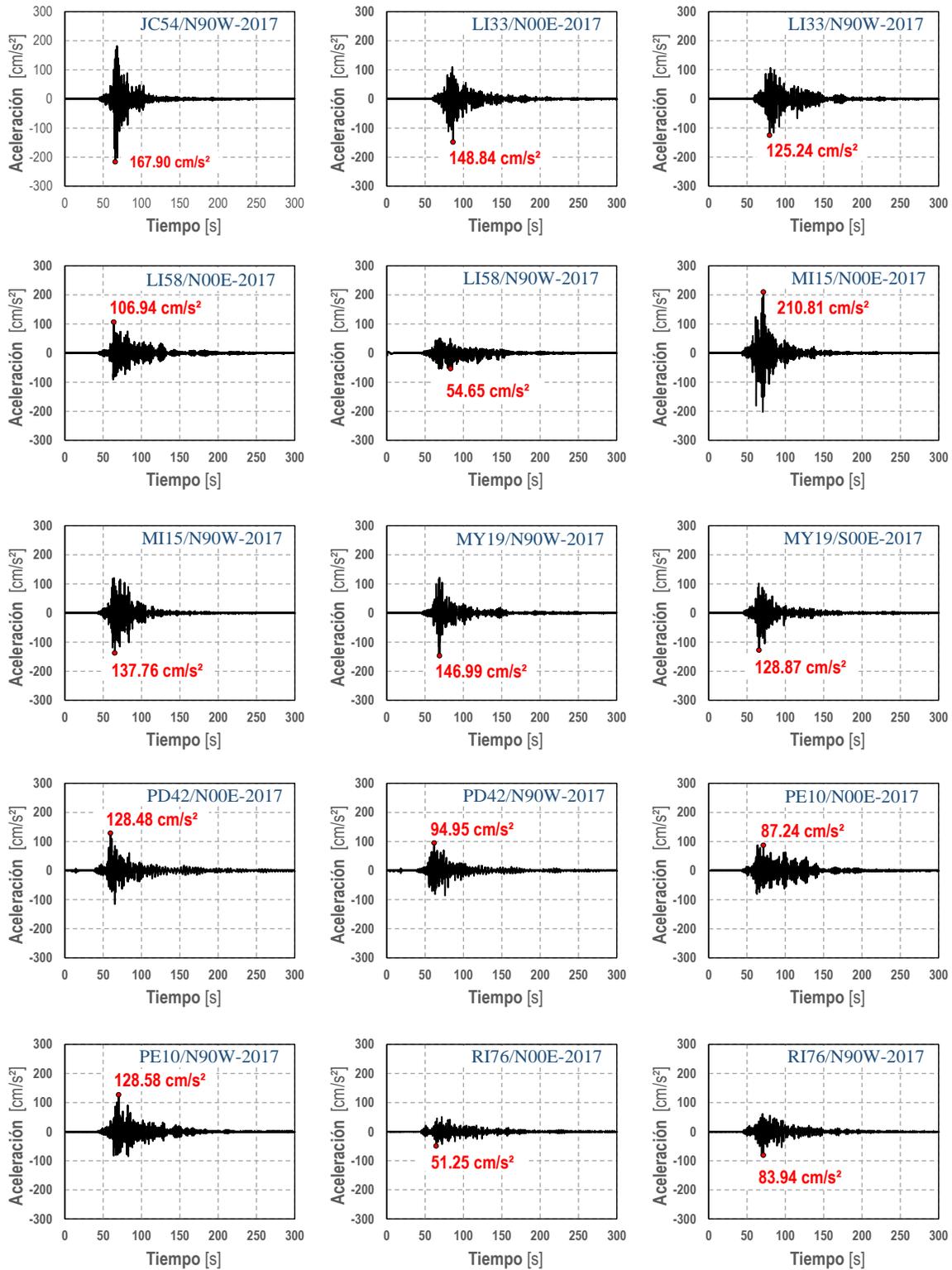
Historias de aceleración del sismo de $M_w=7.1$ del 19 de septiembre de 2017 (continuación)



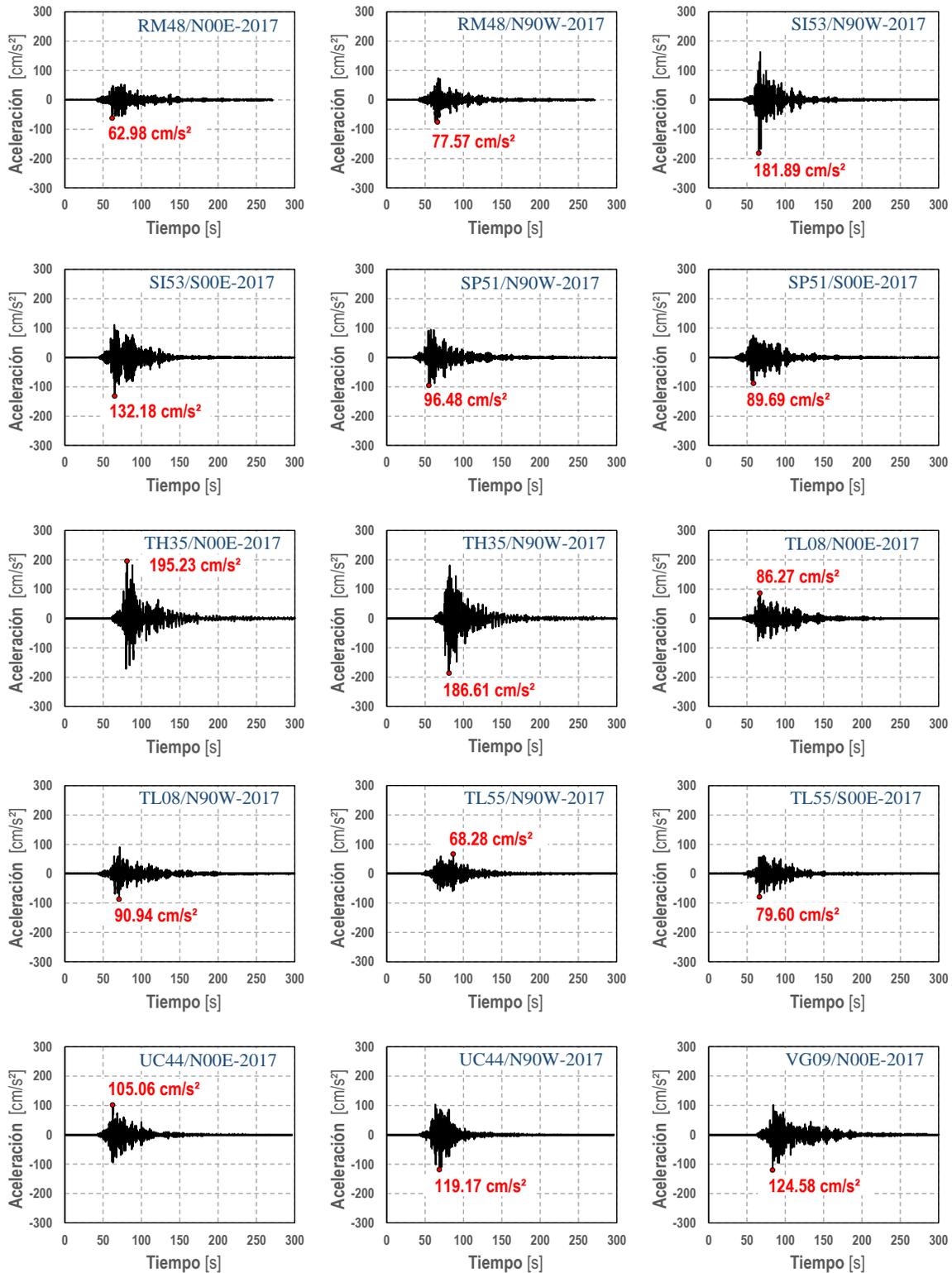
Historias de aceleración del sismo de $M_w=7.1$ del 19 de septiembre de 2017 (continuación)



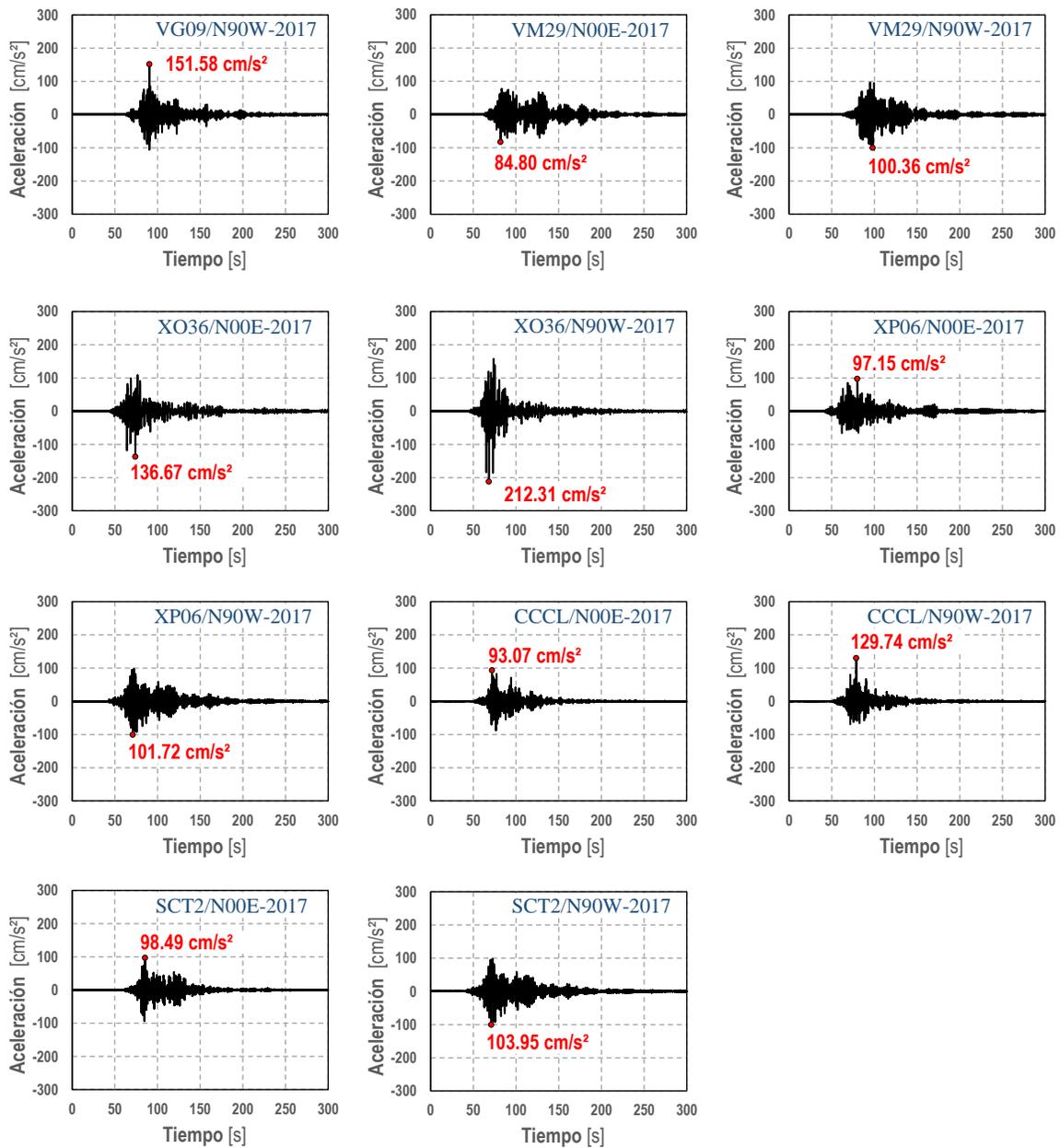
Historias de aceleración del sismo de $M_w=7.1$ del 19 de septiembre de 2017 (continuación)



Historias de aceleración del sismo de $M_w=7.1$ del 19 de septiembre de 2017 (continuación)



Historias de aceleración del sismo de $M_w=7.1$ del 19 de septiembre de 2017 (continuación)

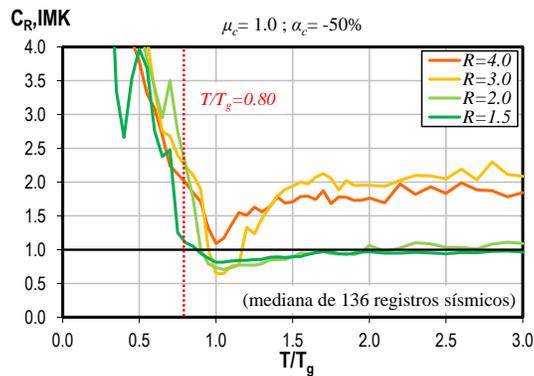
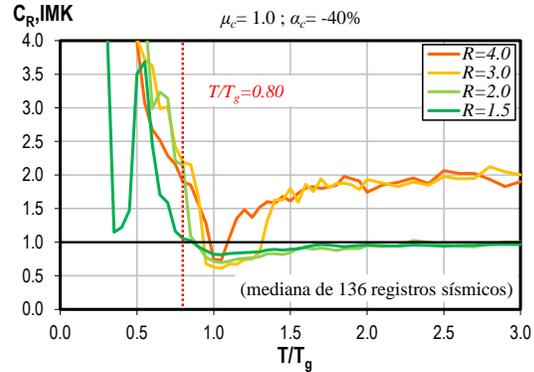
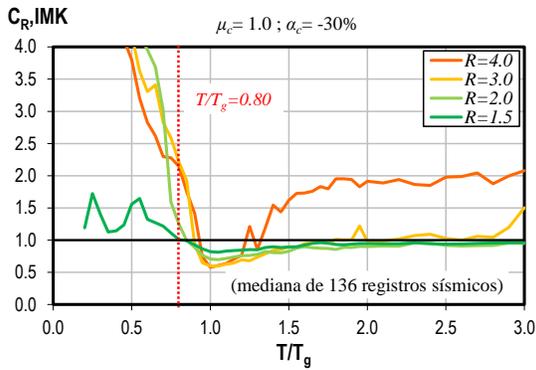
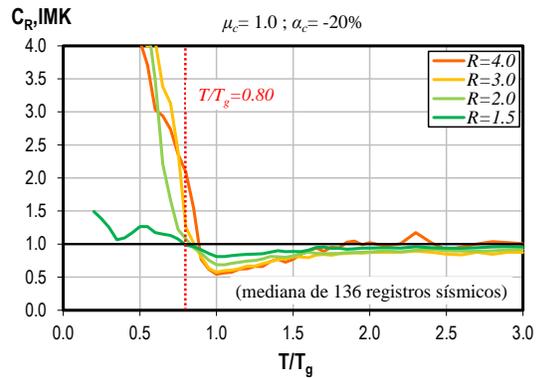
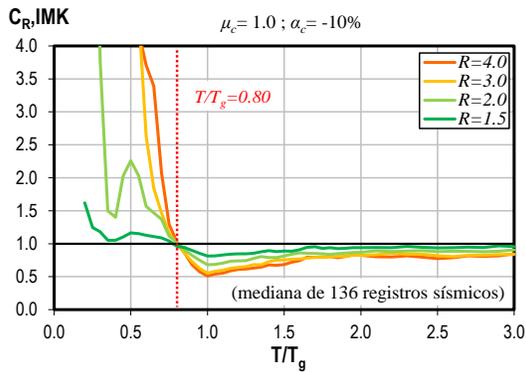


Apéndice B

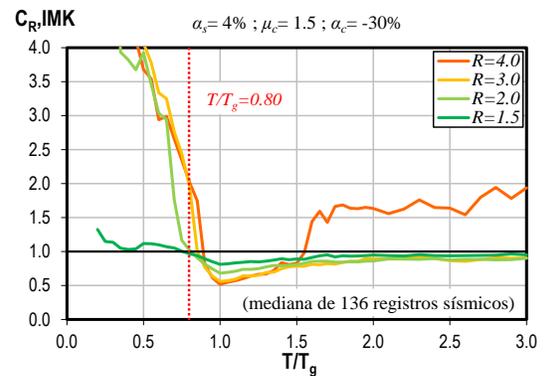
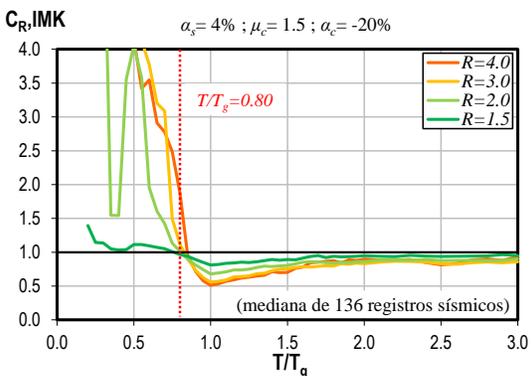
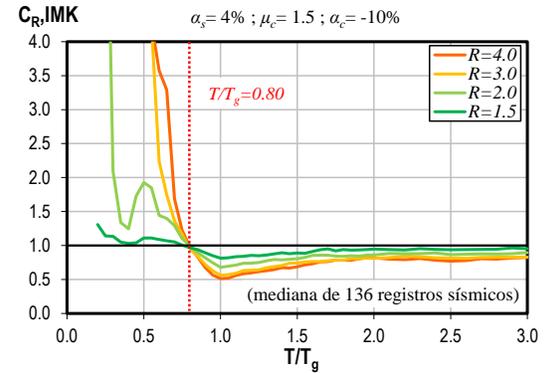
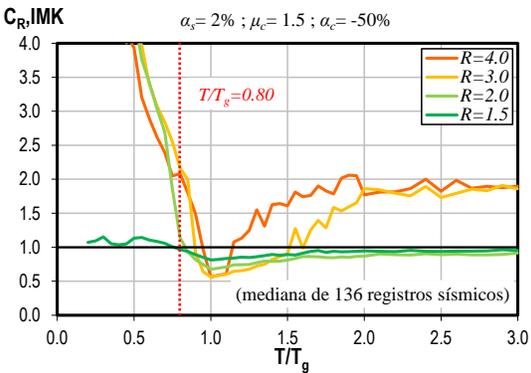
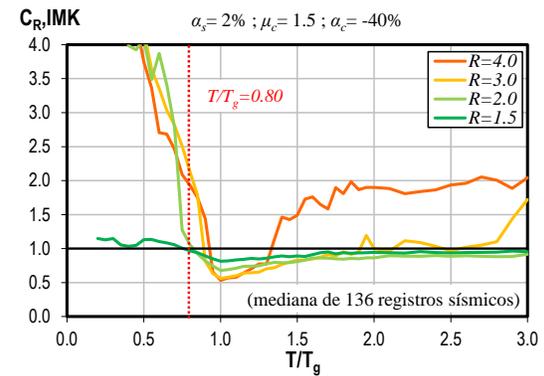
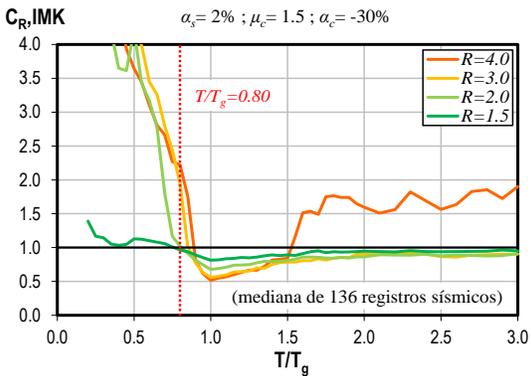
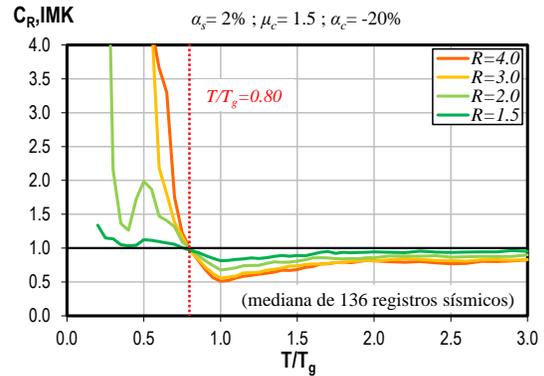
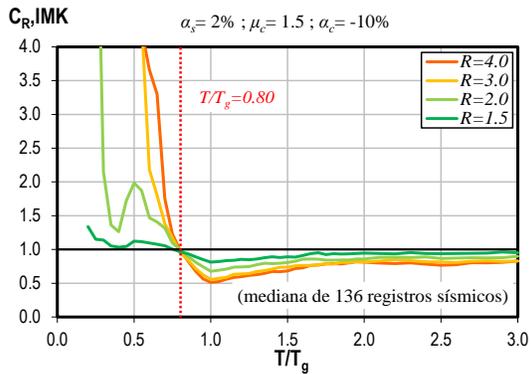
Cocientes C_R de sistemas degradantes con pendiente negativa

En este apéndice se presentan los espectros de C_R vs T/T_g obtenidos del análisis estadístico de S1GL con comportamiento caracterizado por modelo de IMK (Ibarra et al., 2005).

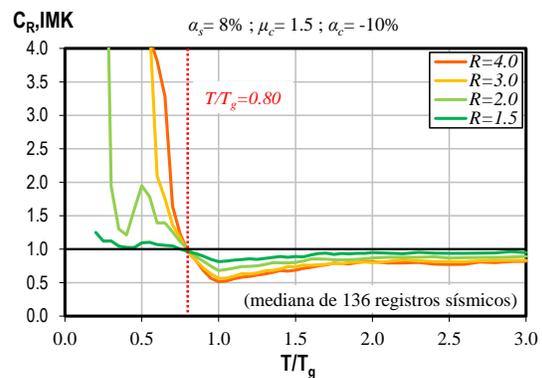
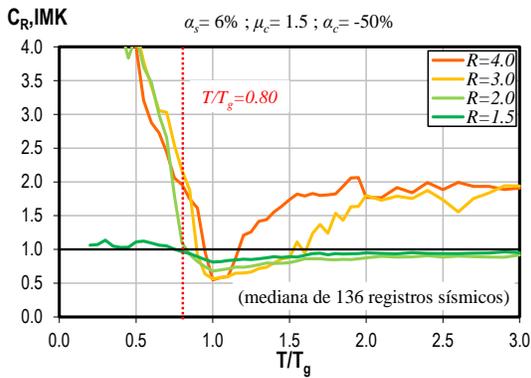
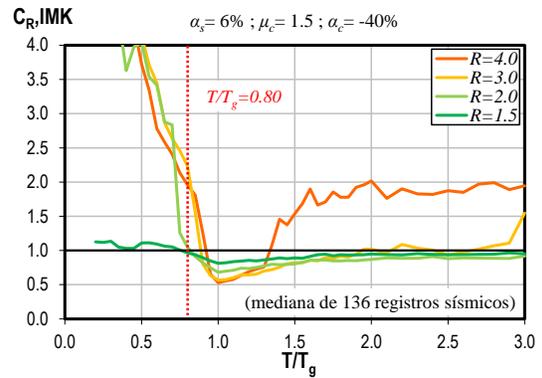
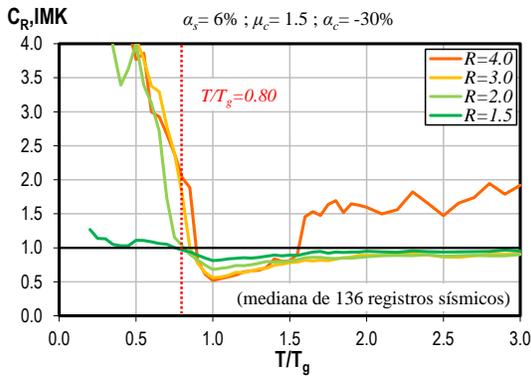
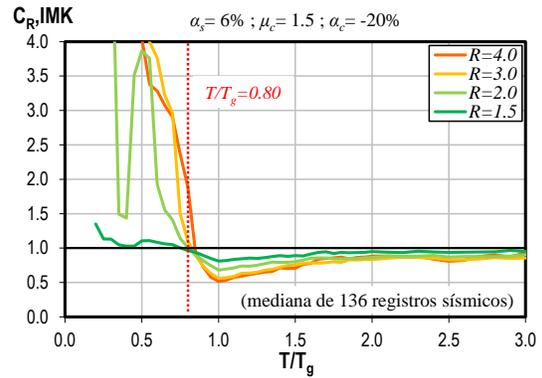
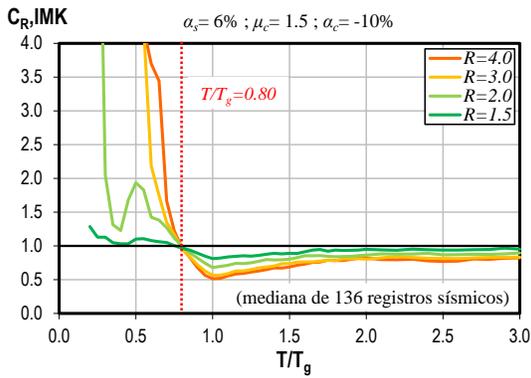
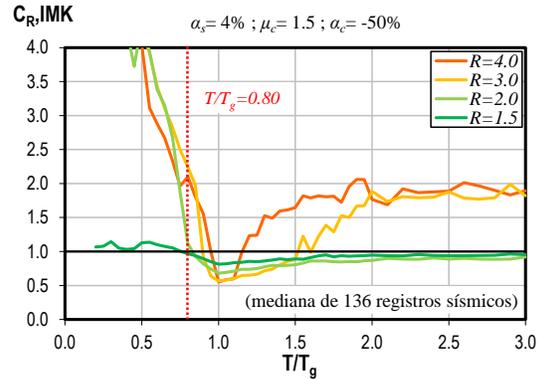
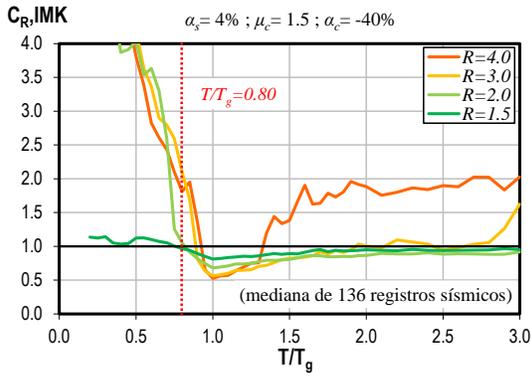
Sistemas con μ_c igual a 1.0



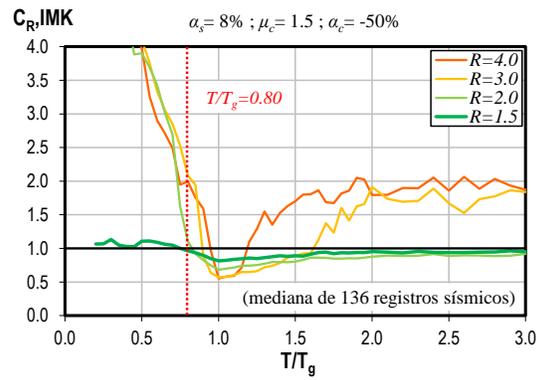
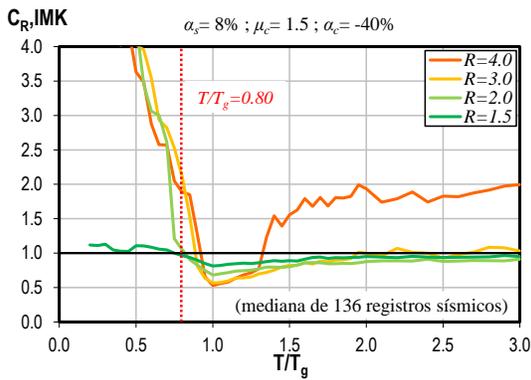
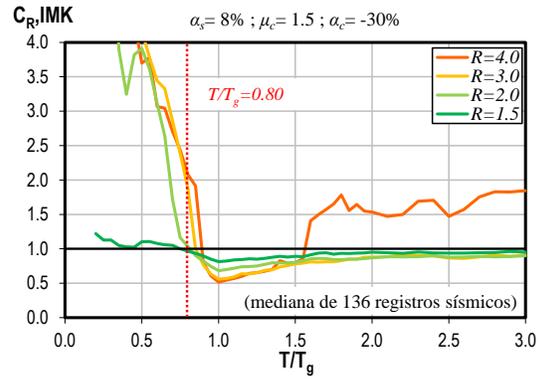
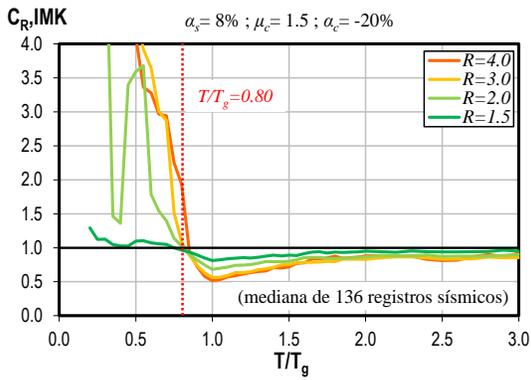
Sistemas con μ_c igual a 1.5



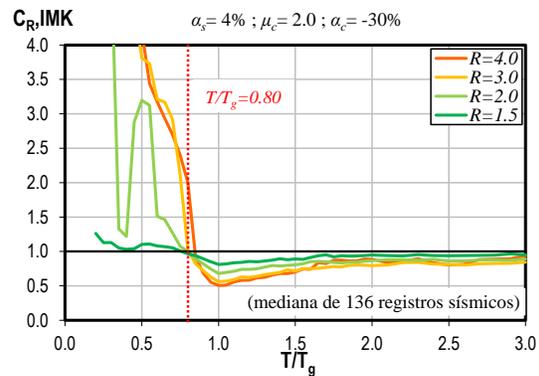
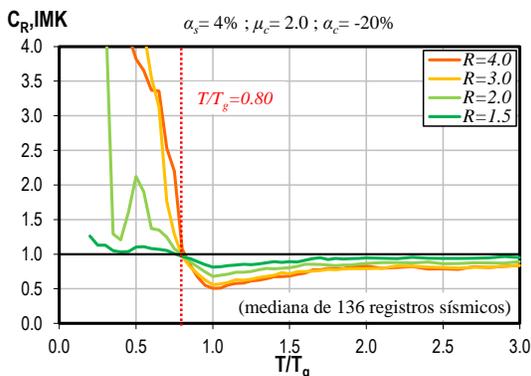
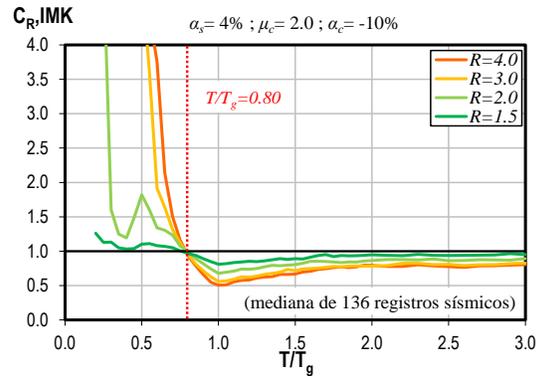
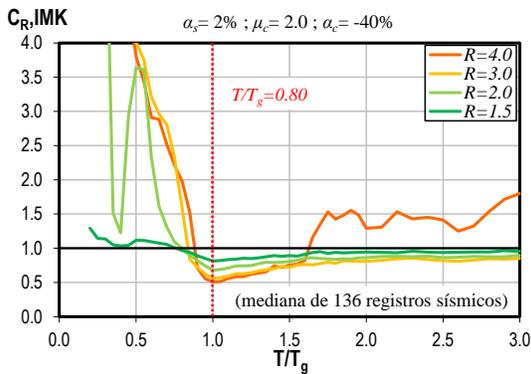
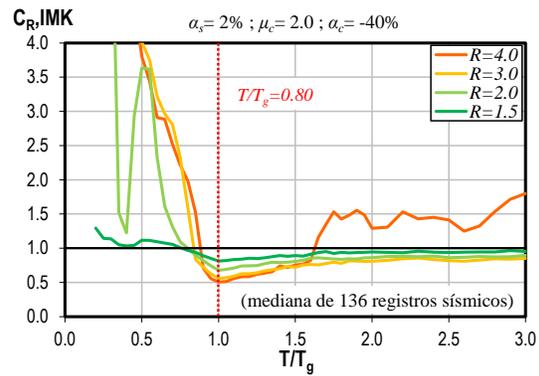
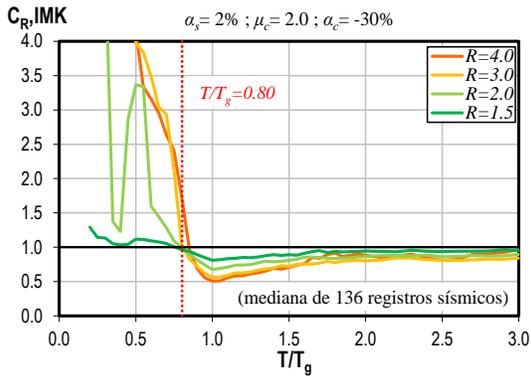
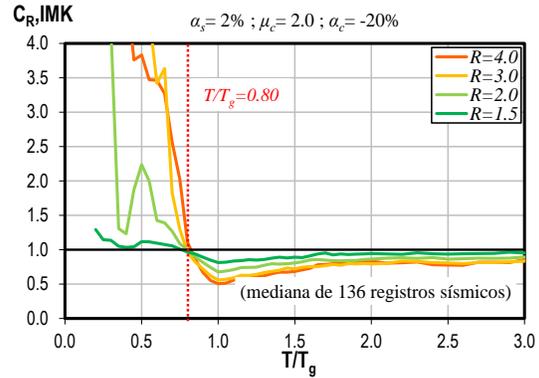
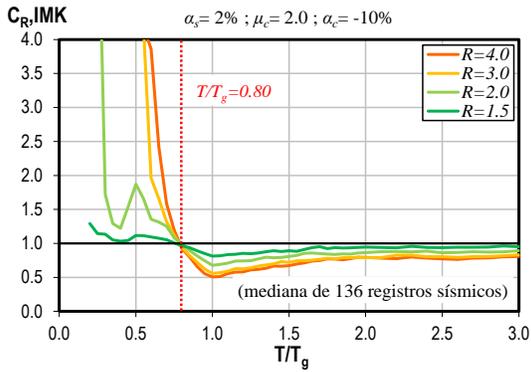
Sistemas con μ_c igual a 1.5 (continuación)



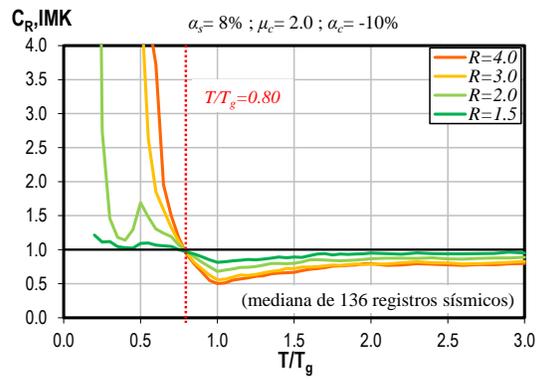
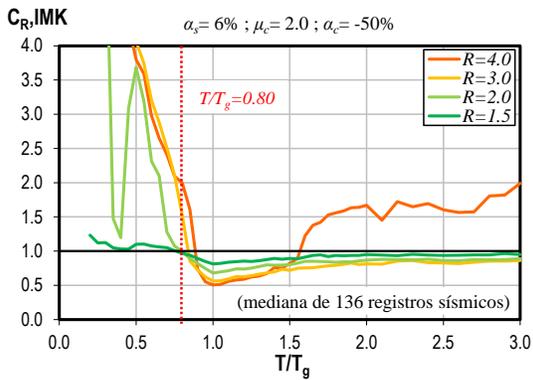
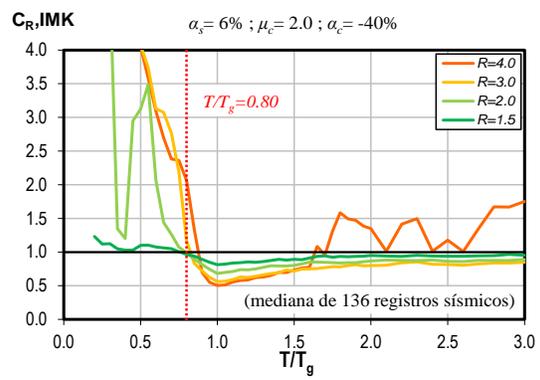
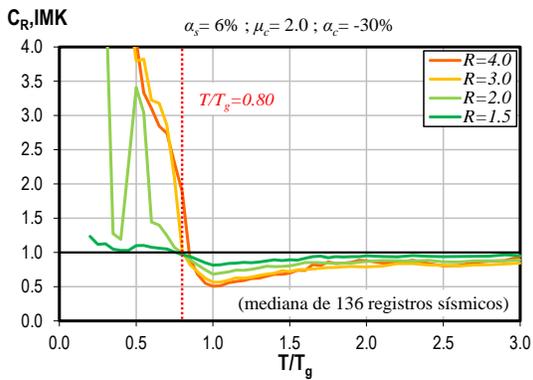
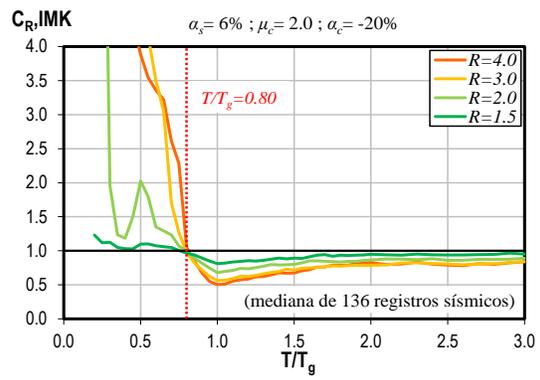
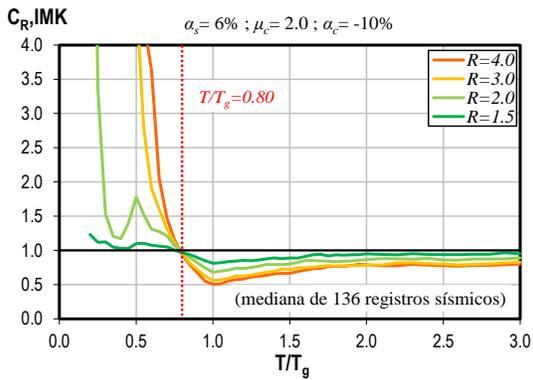
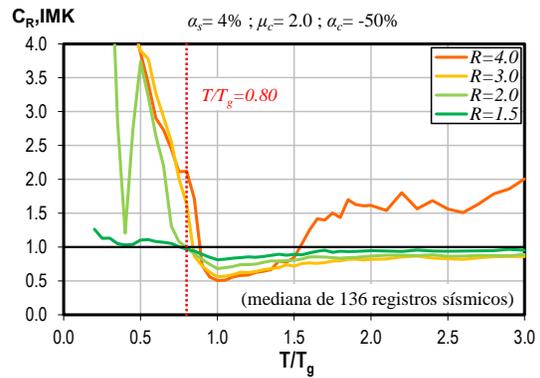
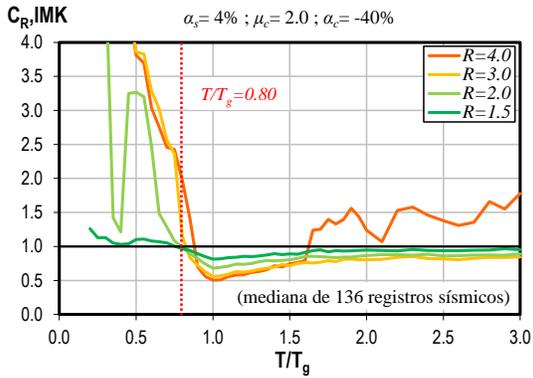
Sistemas con μ_c igual a 1.5 (continuación)



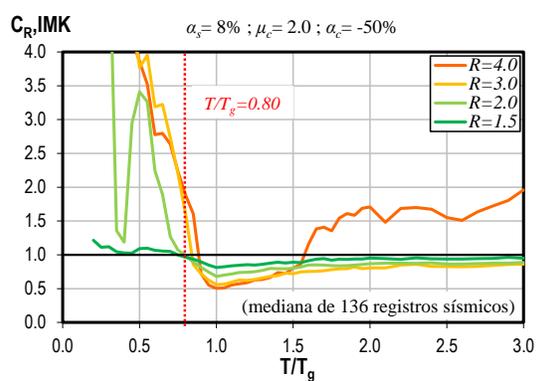
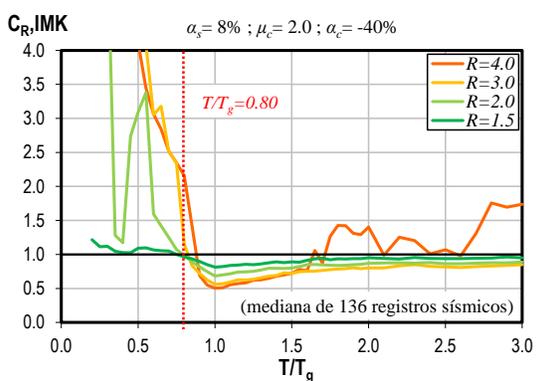
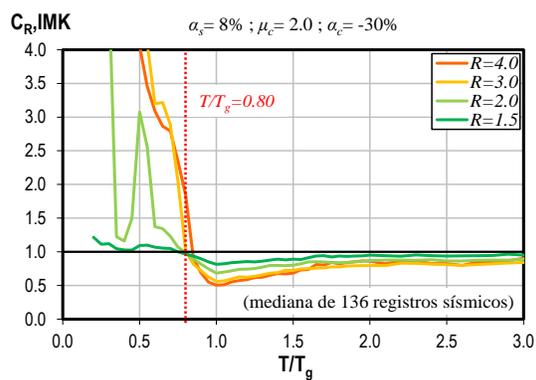
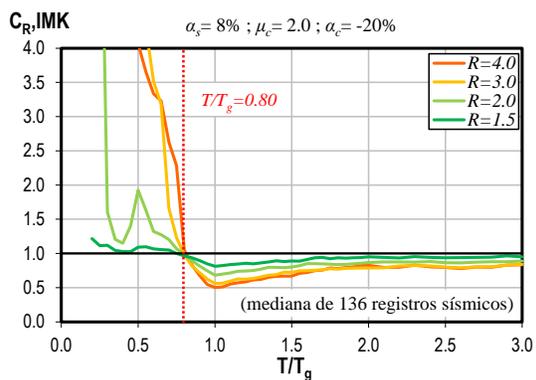
Sistemas con μ_c igual a 2.0



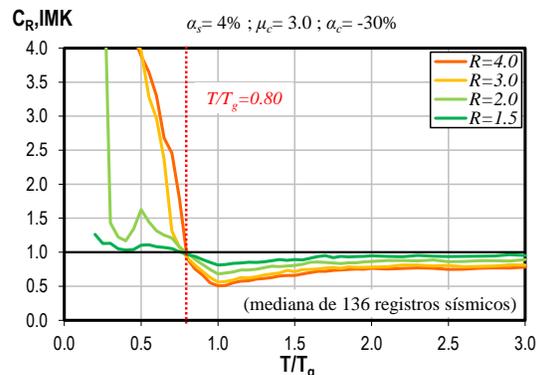
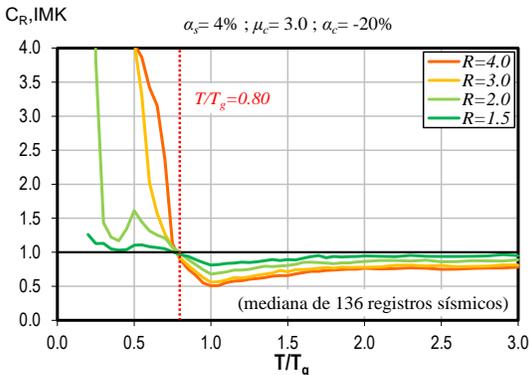
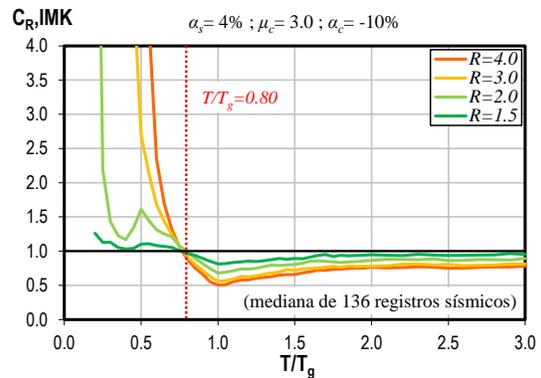
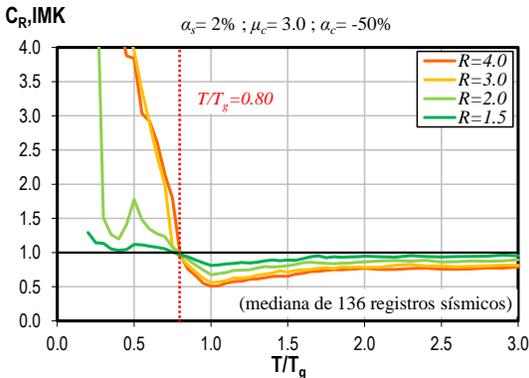
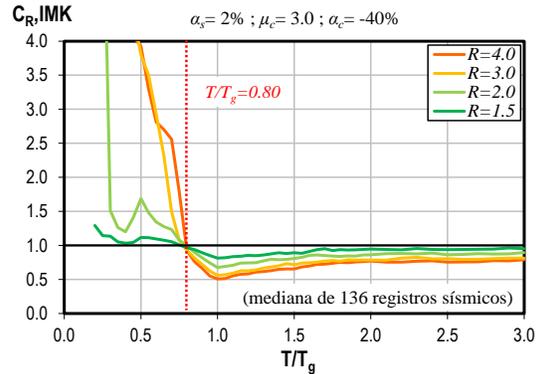
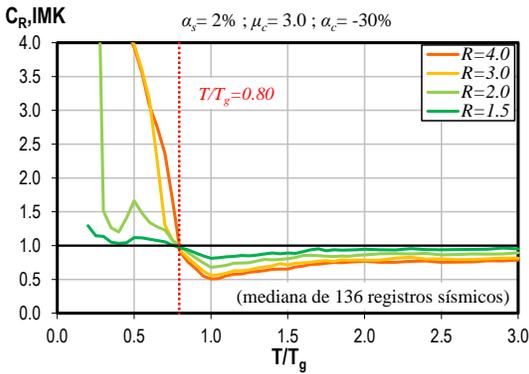
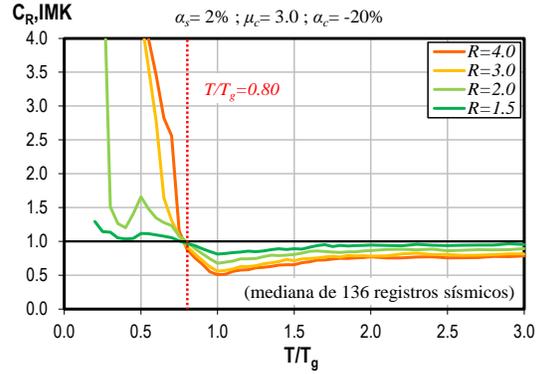
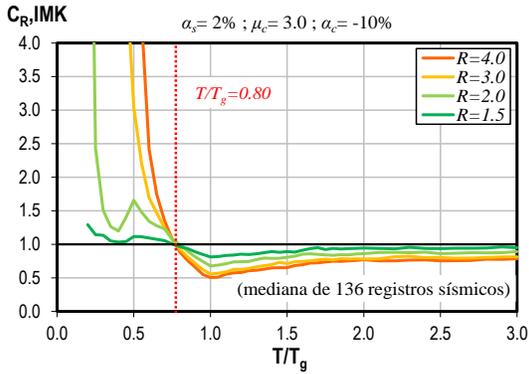
Sistemas con μ_c igual a 2.0 (continuación)



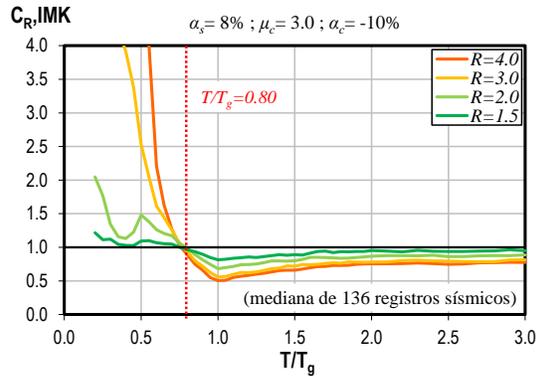
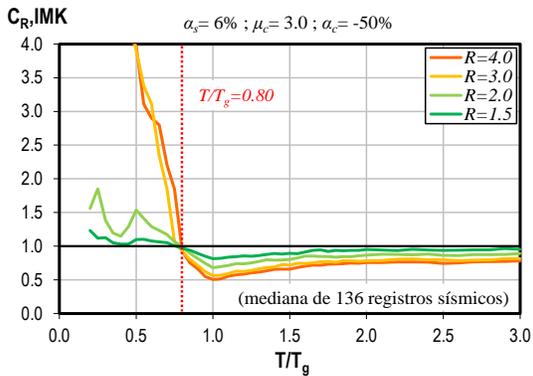
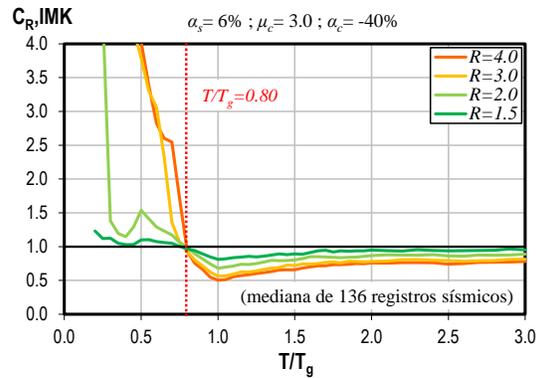
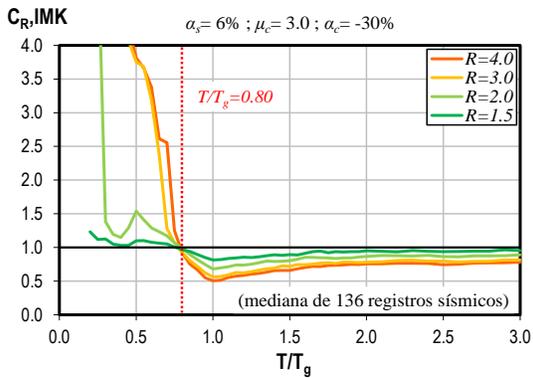
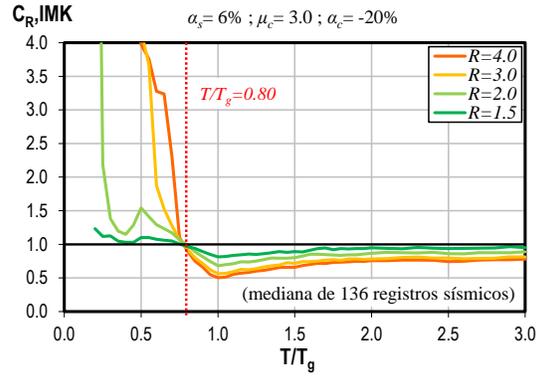
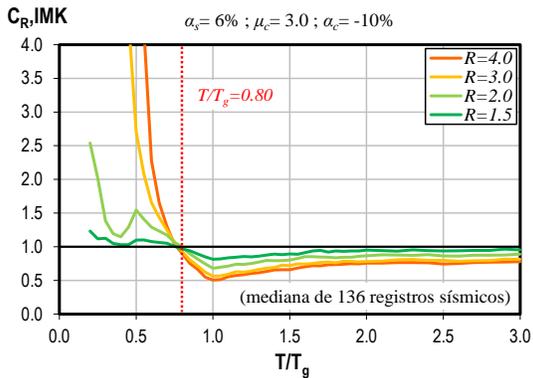
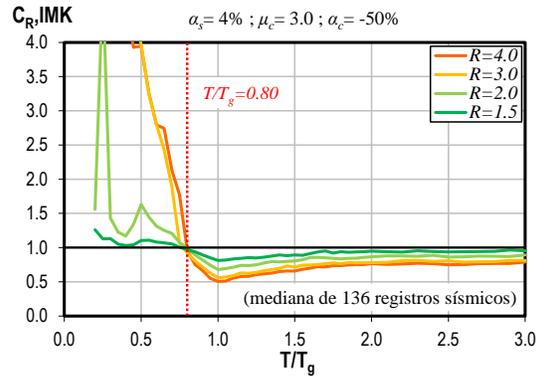
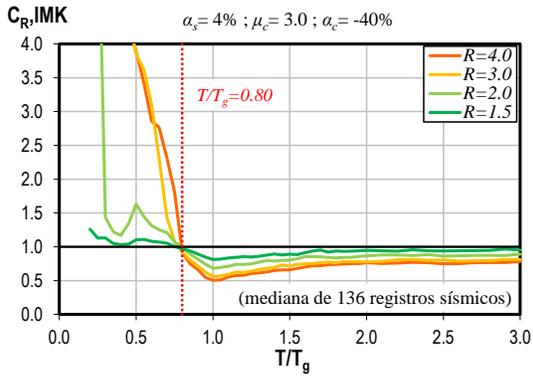
Sistemas con μ_c igual a 2.0 (continuación)



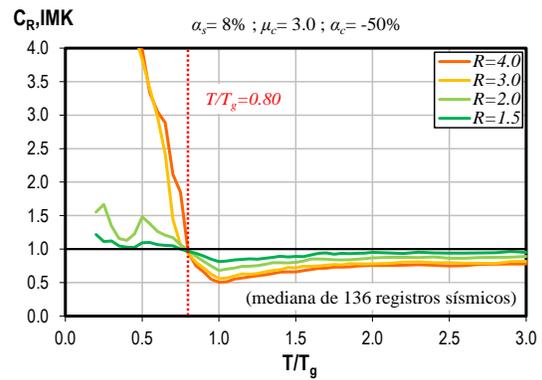
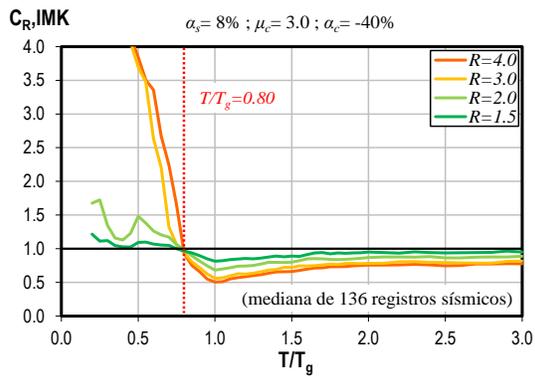
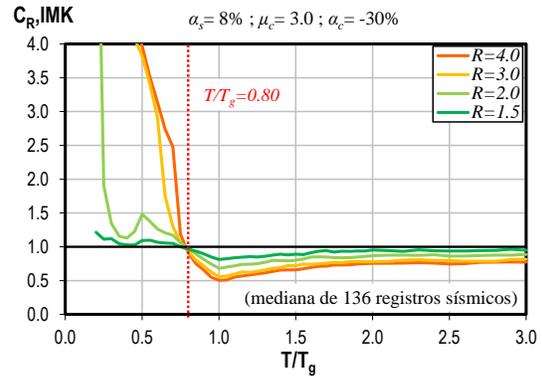
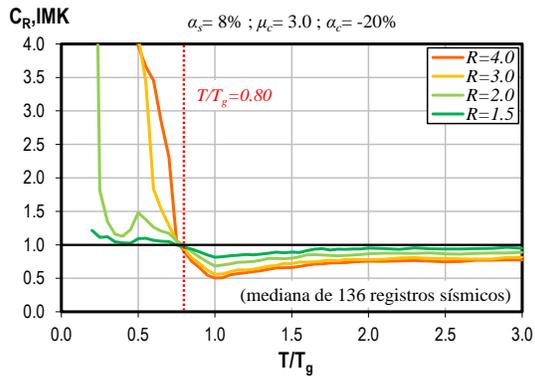
Sistemas con μ_c igual a 3.0



Sistemas con μ_c igual a 3.0 (continuación)



Sistemas con μ_c igual a 3.0 (continuación)

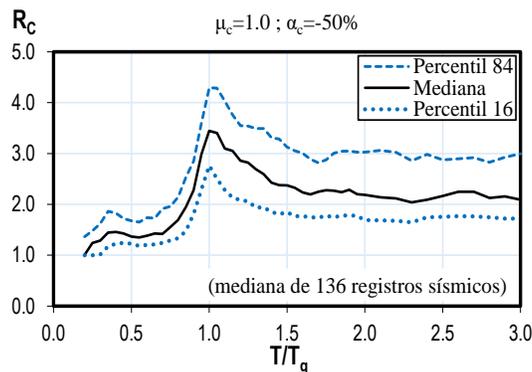
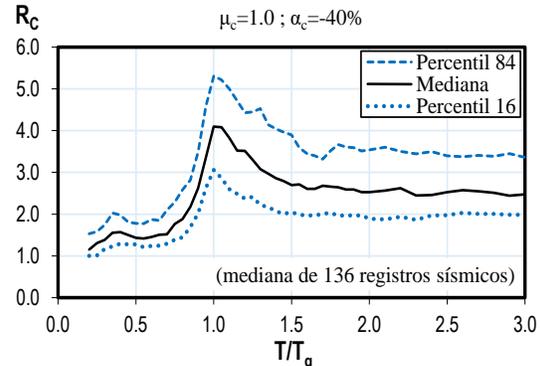
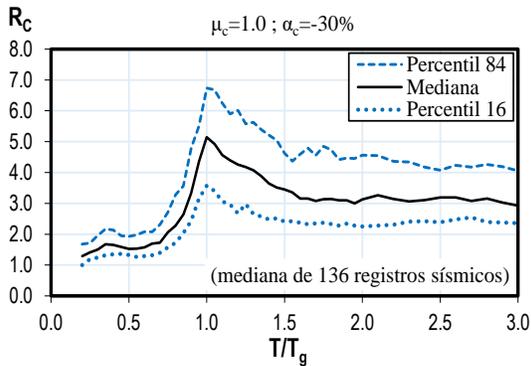
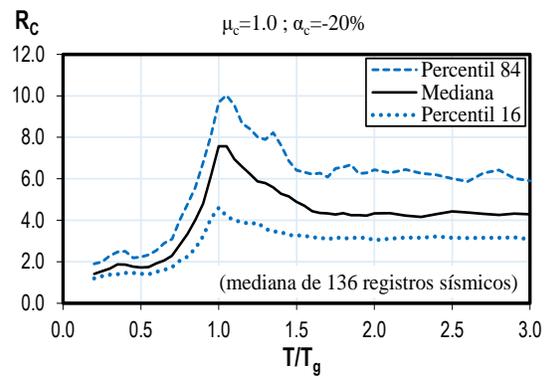
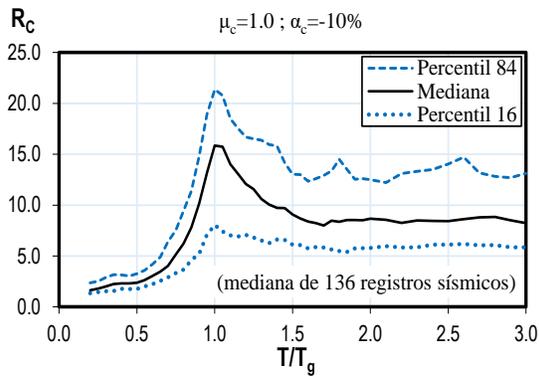


Apéndice C

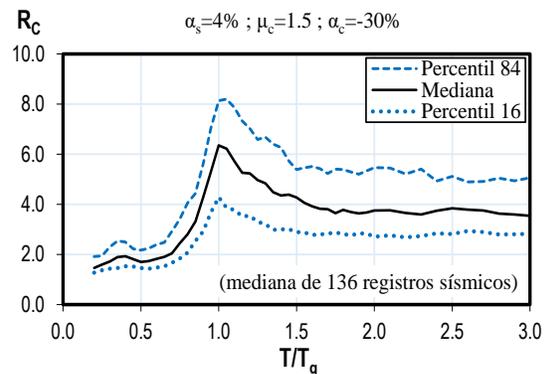
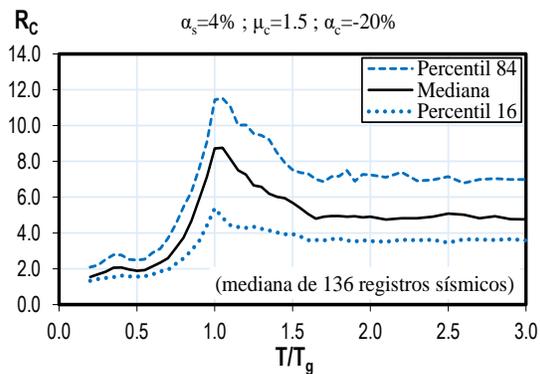
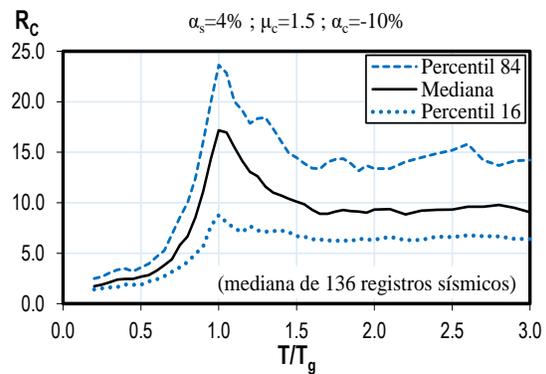
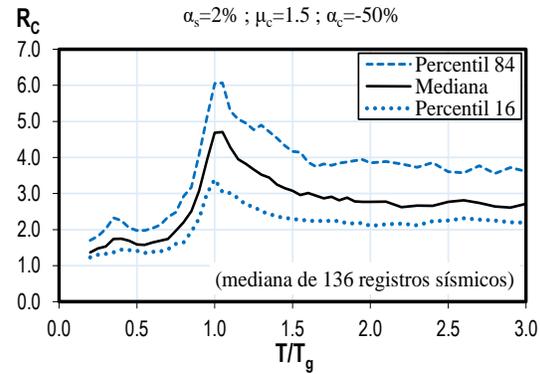
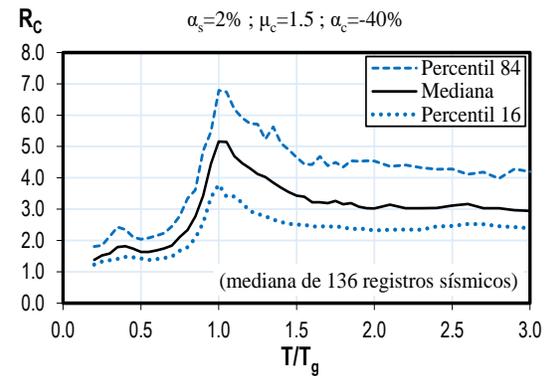
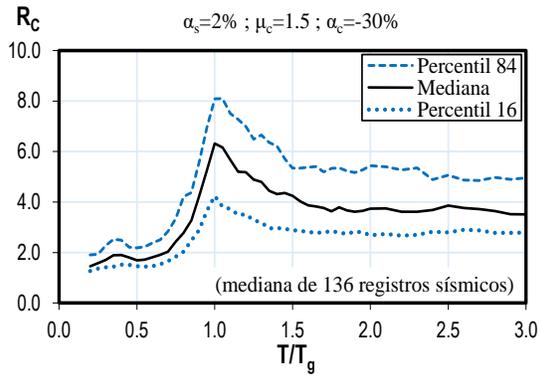
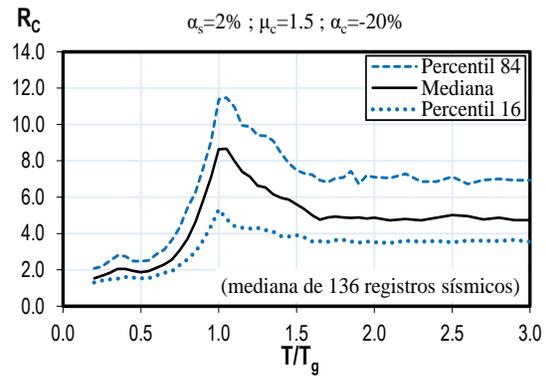
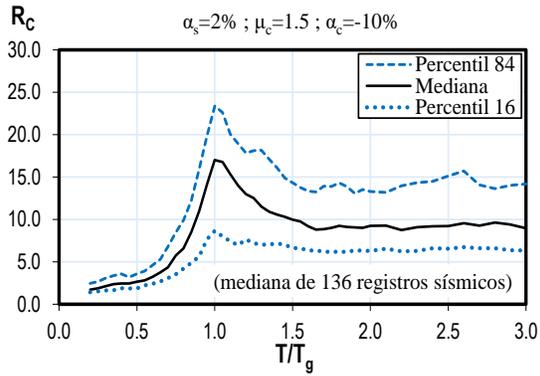
Resistencia de colapso de sistemas degradantes con pendiente negativa

En este apéndice se presentan los espectros de R_C vs T/T_g obtenidos del análisis estadístico de S1GL con comportamiento caracterizado por modelo de IMK (Ibarra et al., 2005).

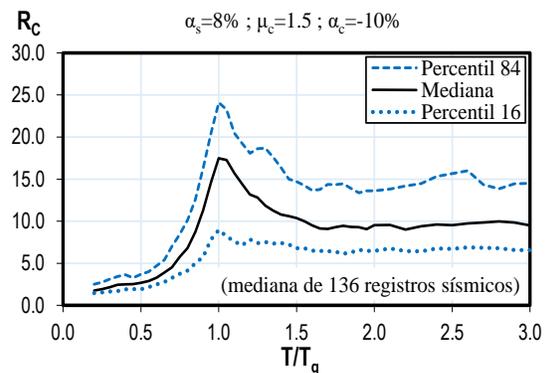
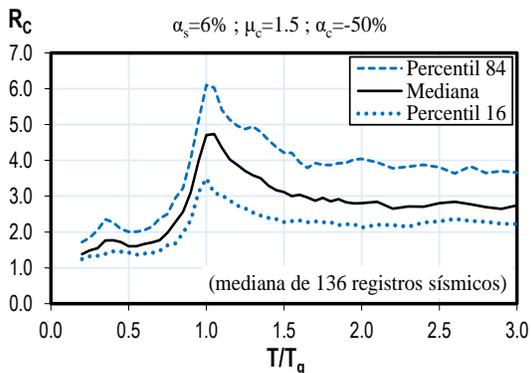
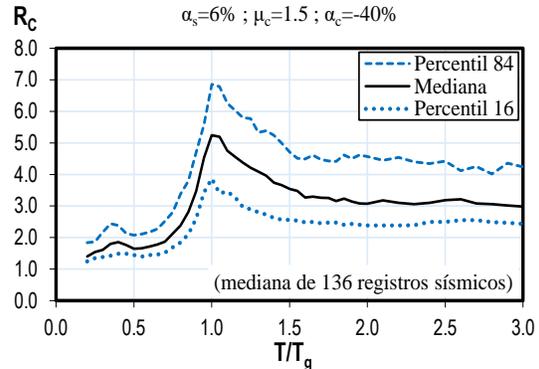
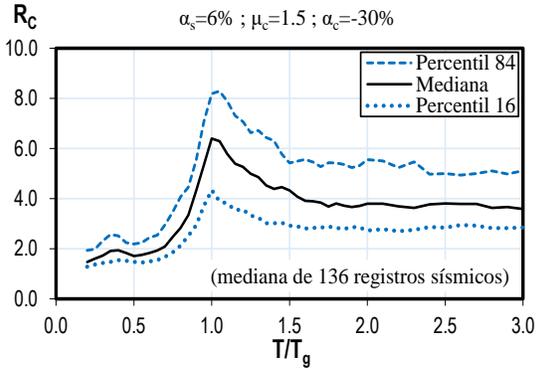
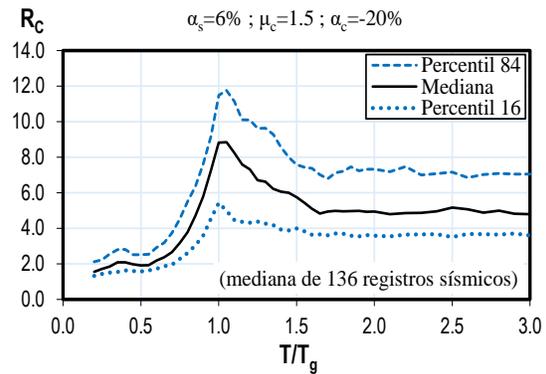
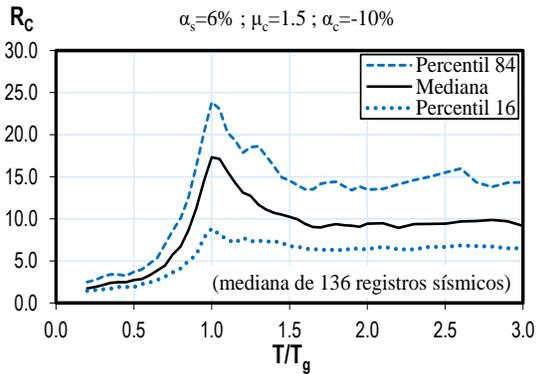
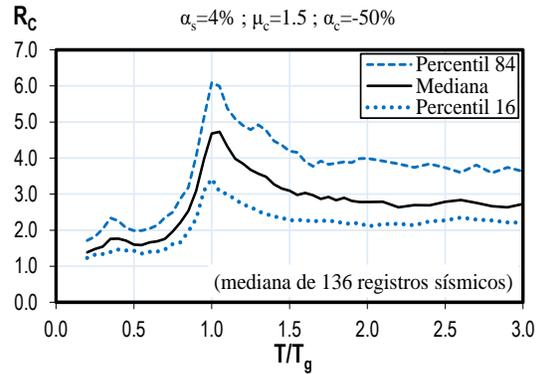
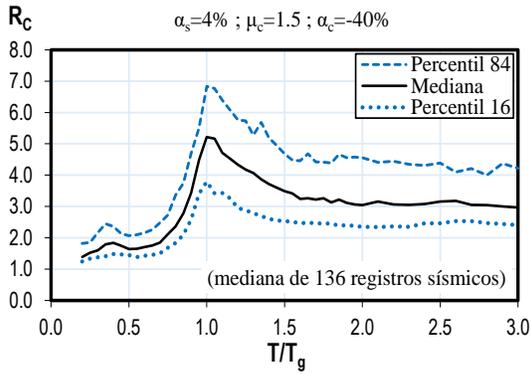
Sistemas con μ_c igual a 1.0



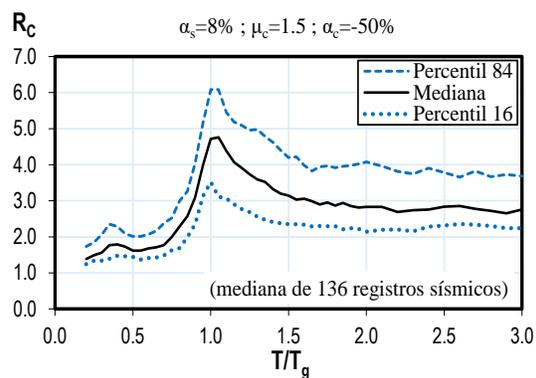
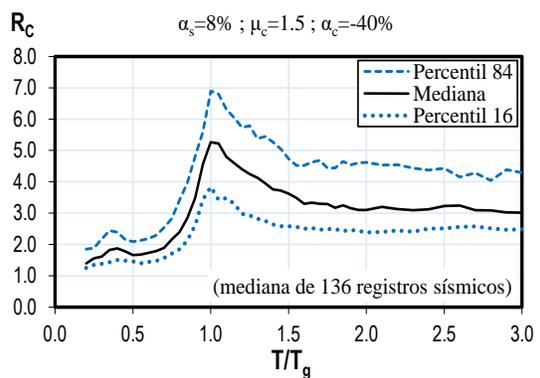
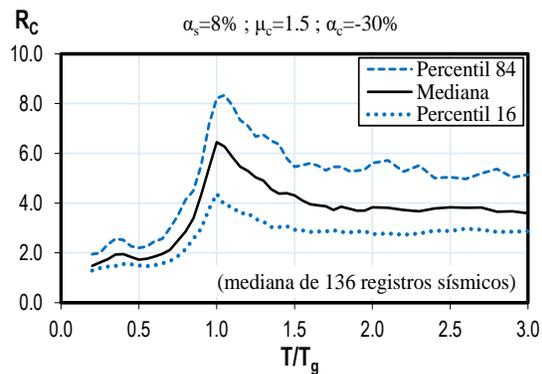
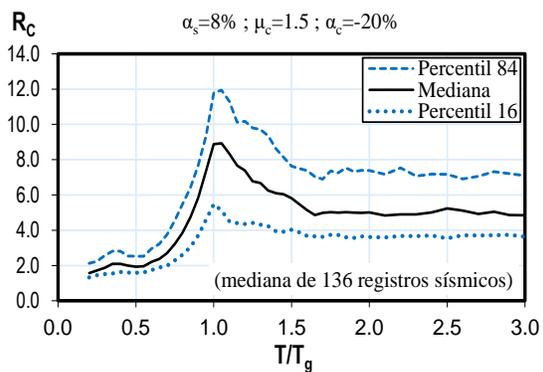
Sistemas con μ_c igual a 1.5



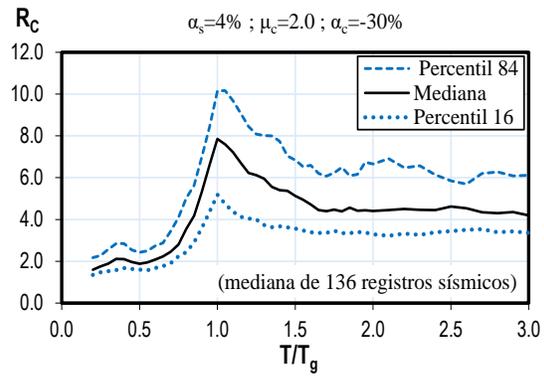
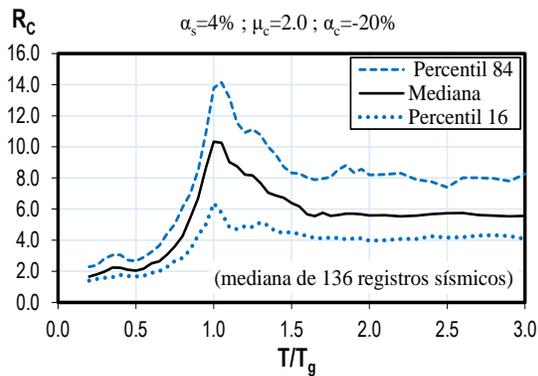
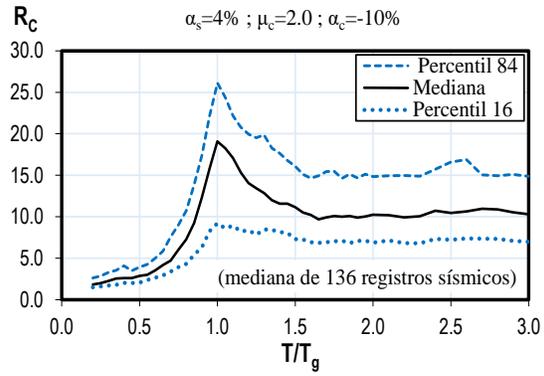
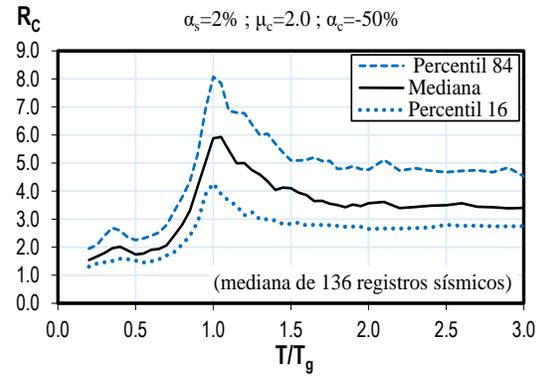
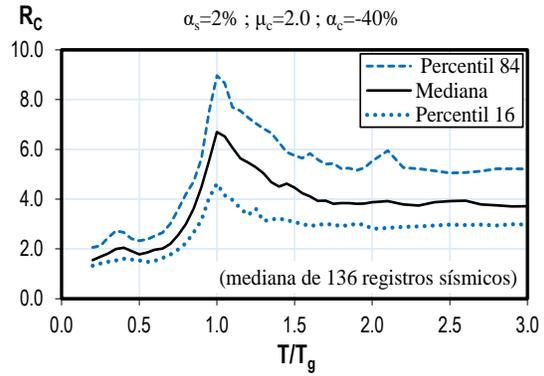
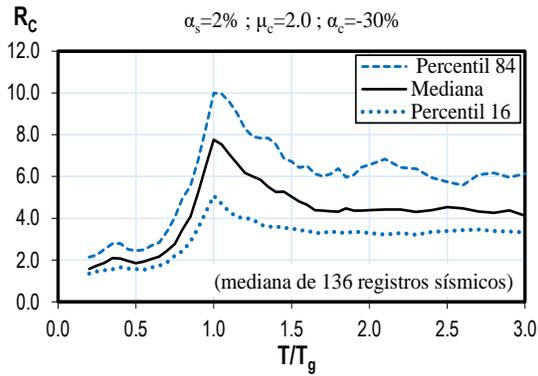
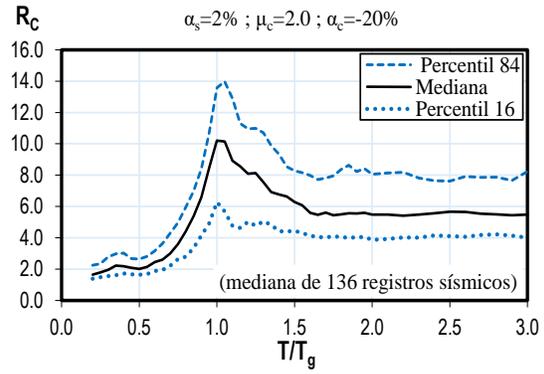
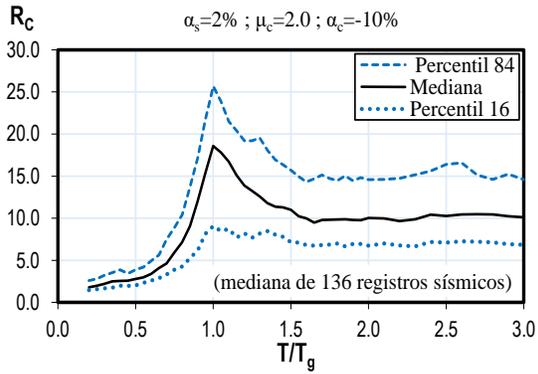
Sistemas con μ_c igual a 1.5 (continuación)



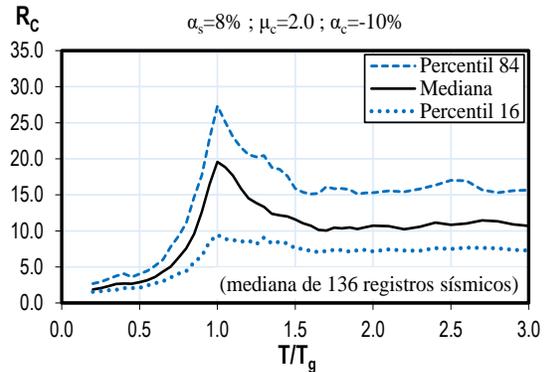
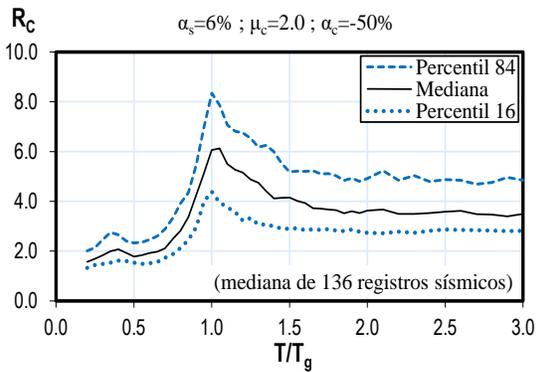
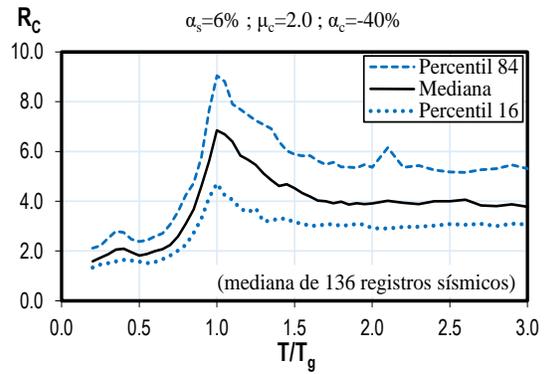
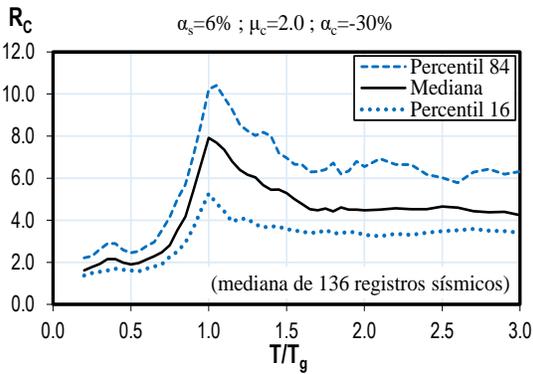
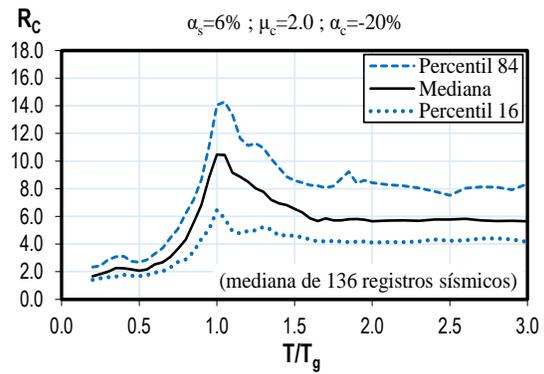
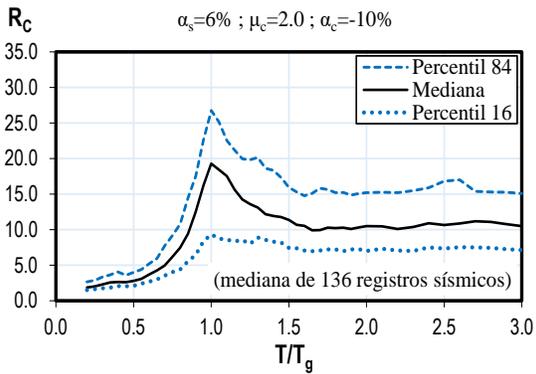
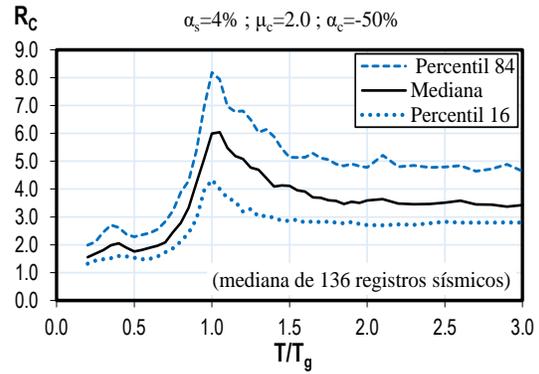
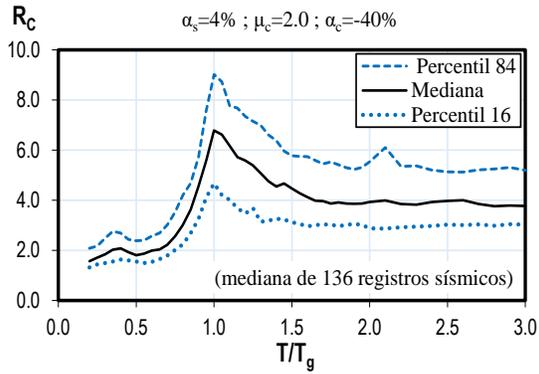
Sistemas con μ_c igual a 1.5 (continuación)



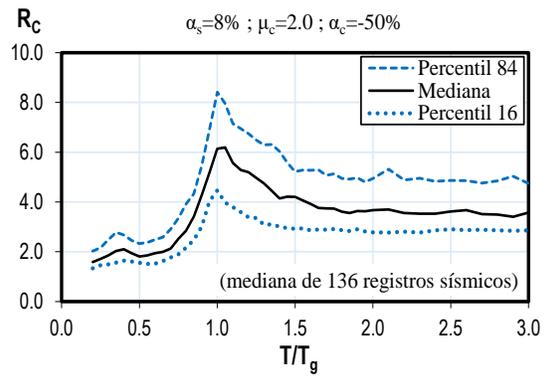
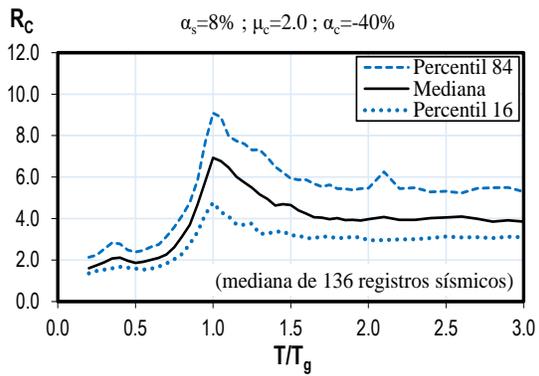
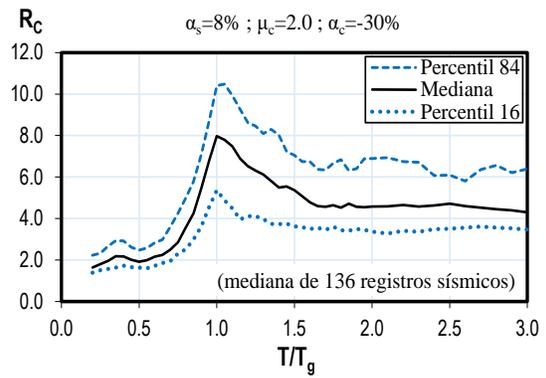
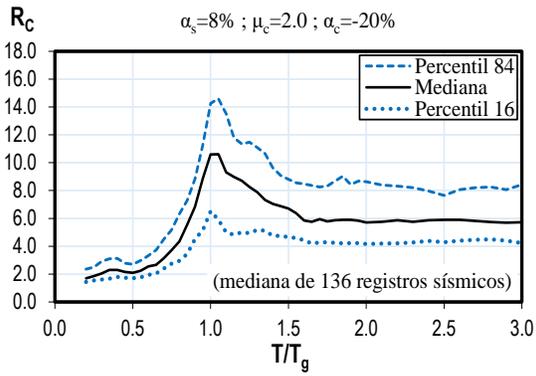
Sistemas con μ_c igual a 2.0



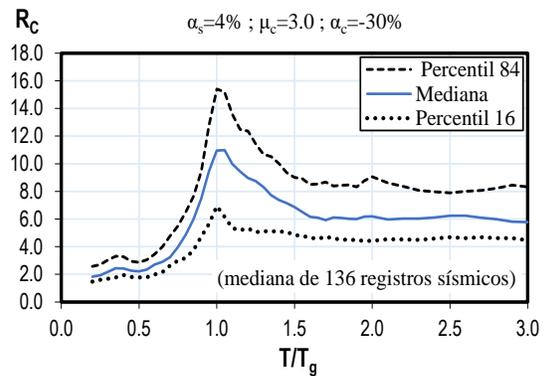
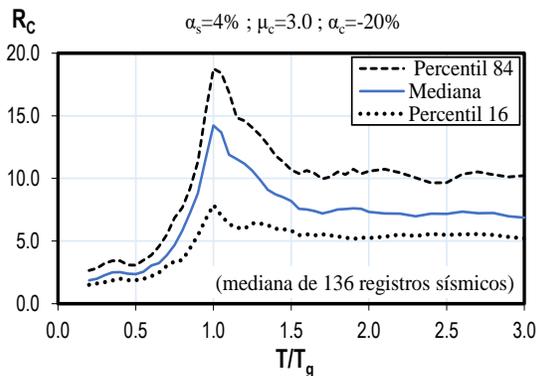
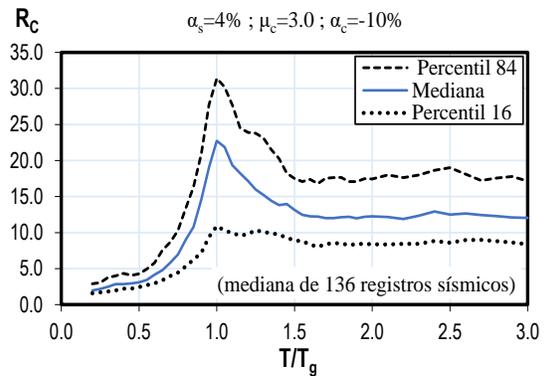
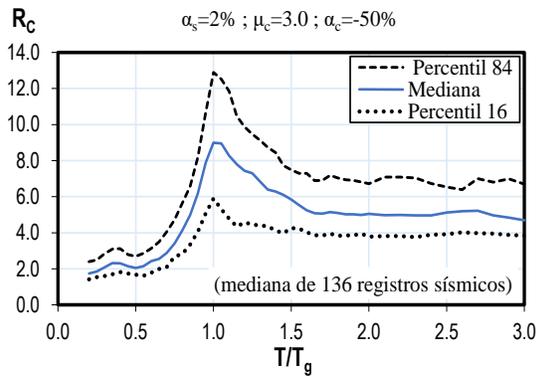
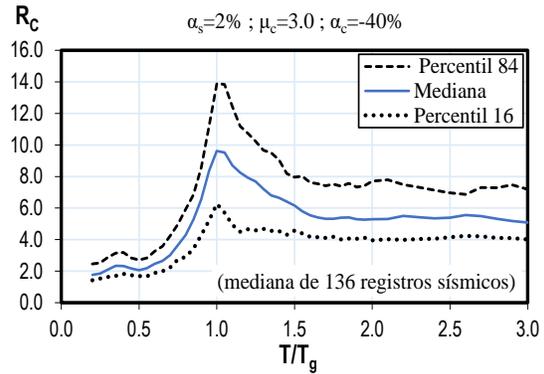
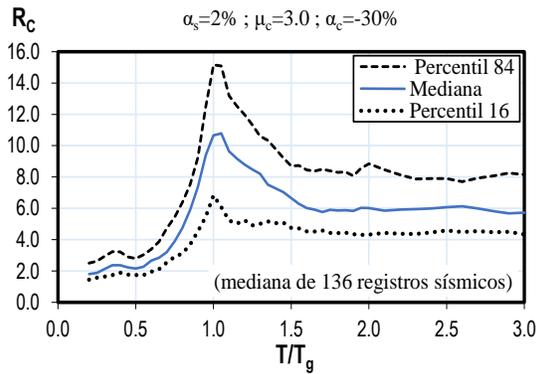
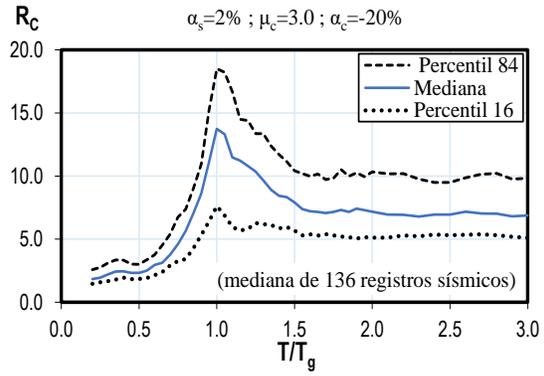
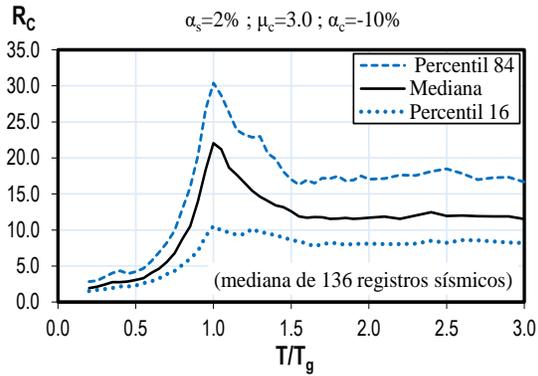
Sistemas con μ_c igual a 2.0 (continuación)



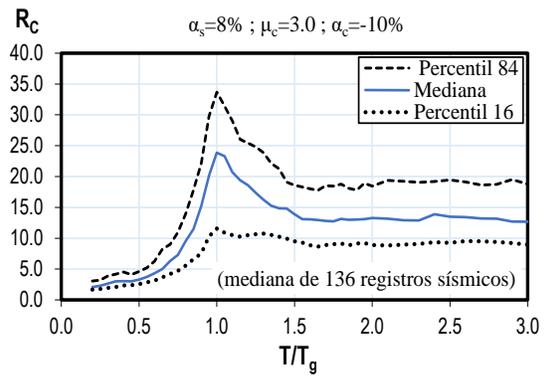
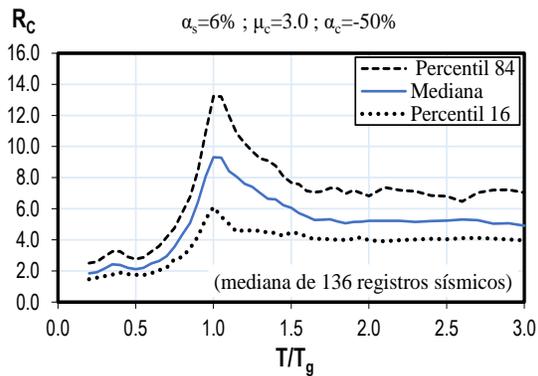
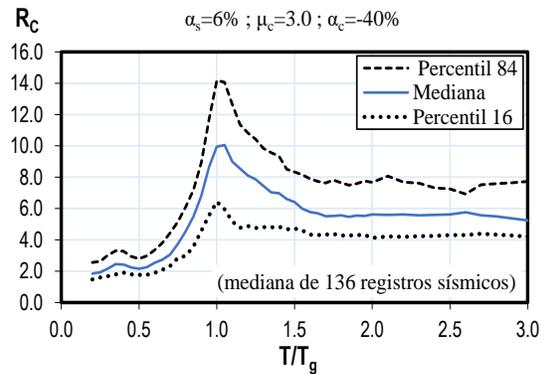
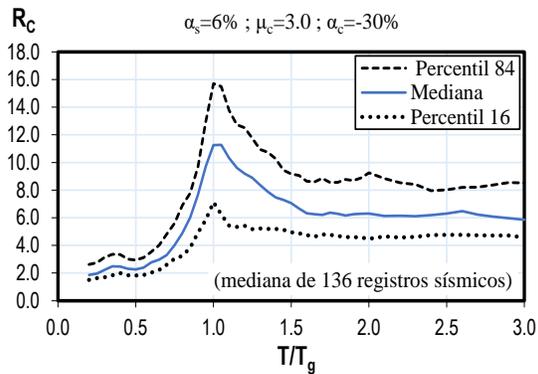
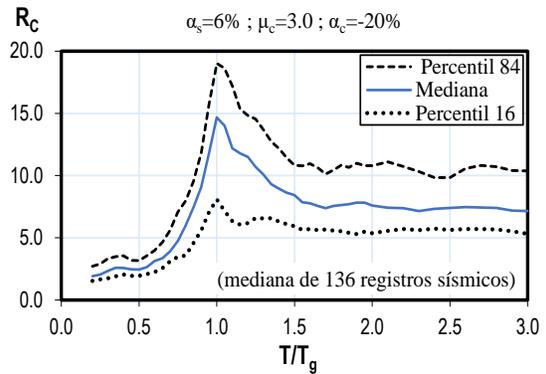
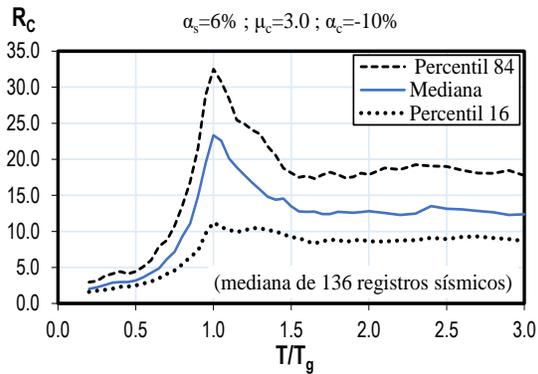
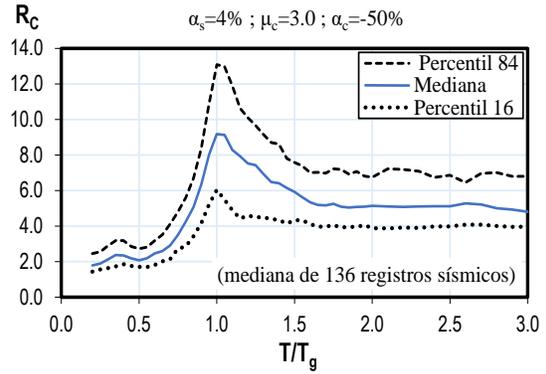
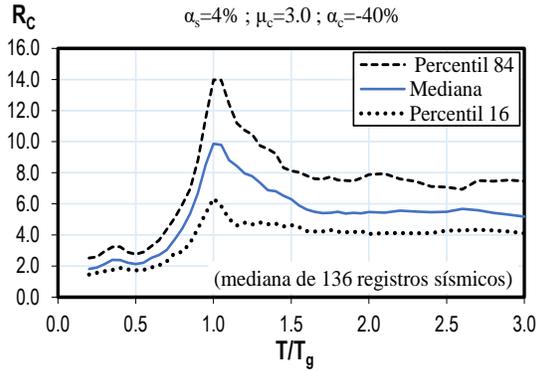
Sistemas con μ_c igual a 2.0 (continuación)



Sistemas con μ_c igual a 3.0



Sistemas con μ_c igual a 3.0 (continuación)



Sistemas con μ_c igual a 3.0 (continuación)

