



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ÁREA DE ESTRUCTURAS

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POST-SISMO DE EDIFICIOS
CON CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS CONTRA PANDEO
UBICADOS EN SUELO FIRME**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

P R E S E N T A:
MAURICIO GARCÍA GARCÍA

DIRECTOR DE TESIS:
DR. AMADOR TERÁN GILMORE
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA

MÉXICO, D. F., OCTUBRE 2015

JURADO ASIGNADO:

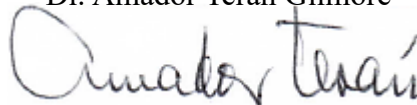
Presidente: Dr. Roberto Meli Piralla
Secretario: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez
Vocal: Dr. Amador Terán Gilmore
1^{er}. Suplente: Dr. Oscar Alberto López Bátiz
2^{do}. Suplente: Dr. Bernardo Gómez González

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Departamento de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, Cd.
Universitaria, Coyoacán, México, D.F.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Amador Terán Gilmore



FIRMA

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POST-SISMO DE EDIFICIOS
CON CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS CONTRA
PANDEO UBICADOS EN SUELO FIRME

Mauricio García García
Octubre, 2015

Este trabajo lo dedico a mi familia:

A mi papá Simón y especialmente a mi mamá Teresa (†) por toda la atención, esfuerzo, cariño y amor que me dedicó, así como por enseñarme que aunque la vida este llena de adversidades debemos seguir adelante y jamás rendirnos.

A mis hermanos Bernardo, Irene, María, Juan, José I. y Laura por toda la ayuda y apoyo incondicional que siempre me han brindado, estoy en deuda.

A mi esposa Rocío Paola por su comprensión y compartir conmigo estos años de preparación.

Resumen

Se propone una metodología *no destructiva* de evaluación estructural que, a partir del desplazamiento residual medido en un edificio después de una excitación sísmica severa, establece el nivel de daño esperado en las diagonales de un sistema estructural conformado por marcos de acero resistentes a momento y contravientos restringidos contra pandeo. Las expresiones que usa la metodología se establecen y calibran a partir de análisis no lineales de sistemas de un grado de libertad y de marcos de acero de baja y mediana altura; para lo cual se usaron movimientos sísmicos (acelerogramas) registrados en suelo firme. Dichas expresiones son planteadas en términos de la mediana de las demandas máxima y acumulada de deformación lateral. Con base en los resultados obtenidos en ejemplos de aplicación, se concluye que la metodología propuesta permite evaluar de manera razonable el nivel de daño esperado en los contravientos restringidos contra pandeo.

El contenido de esta tesis se organiza en siete capítulos conforme a lo siguiente:

- El capítulo 1 discute la necesidad de establecer una metodología de evaluación post-sismo para edificios de acero rigidizados con contravientos restringidos contra pandeo. Se describe brevemente la clasificación de los sistemas de control de la respuesta estructural y el concepto de contraviento restringido contra pandeo. Por último se plantean los alcances y contribuciones de la tesis.
- El capítulo 2 detalla las características de los registros sísmicos usados en los análisis no lineales.
- El capítulo 3 muestra los resultados de los análisis realizados a sistemas de un grado de libertad. Se describen las consideraciones hechas para los sistemas

estudiados, y se generan gráficas de desplazamiento máximo contra desplazamiento residual y de ductilidad contra energía histerética normalizada. Se obtiene la mediana de los demandas, se analizan los resultados y se efectúan ajustes para obtener expresiones matemáticas que relacionen los parámetros graficados. Por último, se realiza un ejercicio de prueba para verificar la precisión de las expresiones obtenidas.

- El capítulo 4 resume los resultados de los análisis realizados a ocho marcos de acero, cuatro de ellos resistentes a momento y cuatro de ellos rigidizados con contravientos restringidos contra pandeo. Se describen las características de los marcos, y se generan gráficas de distorsión máxima contra distorsión residual y de ductilidad contra energía histerética normalizada. Se obtiene la mediana de las demandas, se analizan los resultados y se efectúan ajustes para obtener expresiones matemáticas que relacionen los parámetros graficados.
- El capítulo 5 contempla la formulación de una metodología de evaluación estructural de edificios de acero rigidizados con contravientos restringidos contra pandeo.
- El capítulo 6 ilustra el uso de la metodología para la evaluación del daño en dos marcos de acero de 4 pisos rigidizados con contravientos restringidos contra pandeo. Los resultados obtenidos a partir del uso de la metodología se comparan con los resultados obtenidos de análisis no lineales detallados, y se concluye que la estimación que hace la metodología de las demandas de deformación lateral en los marcos y del nivel de daño en las diagonales es razonable.
- El capítulo 7 da a conocer las conclusiones de este trabajo. En particular, se establece que la metodología propuesta arroja resultados aceptables.

Abstract

Nondestructive structural assessment methodology is proposed that, from the measured residual displacement in a building after a severe earthquake, sets the level of expected damage in the diagonals of a structural system composed of moment-resisting steel frames and buckling restrained braces. The expressions used in the methodology are established and calibrated from nonlinear analysis of systems of single degree of freedom and of steel frames of low and medium height; for which earthquakes registered on firm ground (accelerograms) were used. These expressions are raised in terms of the median the maximum and cumulative demands of lateral deformation. Based on the results of application examples, we conclude that the proposed methodology can reasonably assess the level of damage expected in the buckling restrained braces.

Agradecimientos

El autor de este trabajo desea expresar su agradecimiento al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología* (CONACYT) por la beca otorgada que le permitió seguir con sus estudios de maestría.

Así mismo, el autor agradece a la Universidad Nacional Autónoma de México por darle la oportunidad de formar parte de su comunidad.

El autor agradece también a los profesores que le impartieron cátedra por las enseñanzas y consejos los cuales realizaron mostrando siempre un alto profesionalismo y calidad humana.

De igual forma, el autor quiere expresar su agradecimiento a los miembros del jurado de maestría: Dr. Roberto Meli Piralla, Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez, Dr. Oscar Alberto López Bátiz y al Dr. Bernardo Gómez González por las observaciones y comentarios que emitieron ayudando a mejorar esta tesis.

Finalmente, pero ante todo, el autor desea expresar un sincero agradecimiento al Dr. Amador Terán Gilmore, quien se desempeñó como su tutor de tesis, por el tiempo que le dedicó, por compartirle sus conocimientos, por la ayuda brindada, la paciencia y por guiarle haciendo posible la realización de este trabajo.

Tabla de Contenidos

Resumen	v
Abstract	vii
Agradecimientos	viii
Notación	xii
Lista de Figuras	xv
Lista de Tablas	xviii
1. Introducción	1
1.1 Motivación	1
1.2 Estudios Previos	2
1.3 Sistemas de Disipación de Energía	4
1.4 Contravientos Restringidos Contra Pandeo.....	6
1.5 Alcances y Contribución de la Tesis	10
2. Registros Sísmicos	12
2.1 Introducción	12
2.2 Conjunto LA10/50	12
3. Análisis de Sistemas de 1 Grado de Libertad	17
3.1 Introducción	17
3.2 Sistema de 1 Grado de Libertad	18
3.2.1 Ecuación de Movimiento	19
3.3 Parámetros de Interés y Consideraciones	21
3.4 Programa <i>ESPCONRES</i>	23
3.5 Calibración	26
3.6 Desplazamiento Máximo contra Desplazamiento Residual	28
3.6.1 Tendencias.....	28
3.6.2 Expresiones	32

3.7 Ductilidad contra Energía Histerética Normalizada.....	37
3.7.1 Tendencias.....	37
3.7.2 Expresiones	40
3.8 Ejemplo	44
4. Análisis de Sistemas de Varios Grados de Libertad	47
4.1 Introducción	47
4.2 Sistema de Varios Grados de Libertad.....	48
4.3 Marcos	49
4.3.1 Marcos sin Contravientos Restringidos contra Pandeo.....	49
4.3.2 Marcos con Contravientos Restringidos contra Pandeo.....	51
4.4 Programa <i>RUAUMOKO</i>	54
4.5 Distorsión Máxima contra Distorsión Residual	54
4.5.1 Tendencias.....	55
4.5.2 Expresiones	60
4.6 Ductilidad contra Energía Histerética Normalizada	66
4.6.1 Tendencias.....	66
4.6.2 Expresiones	68
5. Metodología de Evaluación Estructural Para Edificios con Contravientos	
Restringidos contra Pandeo	72
5.1 Introducción	72
5.2 Importancia de la Evaluación Estructural	72
5.3 Índice de Daño de Park y Ang	74
5.4 Parámetros y Limitaciones	77
5.5 Metodología	79
6. Ejemplos Numéricos de Aplicación de la Metodología.....	82
6.1 Introducción	82
6.2 Marcos Flexibles con Contravientos Restringidos contra Pandeo	82
6.3 Marcos Rígidos con Contravientos Restringidos contra Pandeo	88

7. Conclusiones y Recomendaciones.....	93
Anexo 1: Curvas de Desplazamiento Máximo contra Desplazamiento Residual.....	97
Anexo 2: Curvas de Ductilidad contra Energía Histerética Normalizada	101
Referencias.....	105

Notación

A_b	Área del núcleo del contraviento restringido contra pandeo
c	Coefficiente de amortiguamiento viscoso
$c.o.d$	Coefficiente de distorsión
CRP	Contraviento restringido contra pandeo
c_y	Coefficiente de resistencia de un sistema de un grado de libertad
DMI_{PA}	Índice de daño de Park y Ang
E	Módulo de elasticidad del acero
E_H	Energía histerética
E_h	Energías disipada por comportamiento plástico
E_i	Energía de entrada que la excitación introduce en la estructura
E_k	Energía cinética que almacena la estructura
E_s	Energía de deformación elástica que almacena la estructura
E_v	Energías disipada por amortiguamiento viscoso
f	Fuerza axial en el contraviento restringido contra pandeo
f_D	Fuerza de amortiguamiento
f_i	Fuerza de inercia
f_s	Fuerza lateral
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
F_y	Fuerza de fluencia del sistema o elemento estructural
g	Aceleración de la gravedad igual a 981cm/s^2
H	Altura de entrepiso; relación de rigidez post-fluencia
$IDI_{m\acute{a}x}$	Distorsión máxima
IDI_{res}	Distorsión residual
IDI_{yCRP}	Distorsión que ocasiona la fluencia del núcleo de los contravientos restringidos contra pandeo
IDI_{ymarco}	Distorsión que origina la fluencia del marco que da soporte a los contravientos restringidos contra pandeo

$IE_{H\mu}$	Energía histerética normalizada que los contravientos restringidos contra pandeo disipan mediante histéresis
k	Rigidez lateral de un sistema de un grado de libertad
k_b	Rigidez axial del contraviento restringido contra pandeo
K_f	Factor de rigidez
L_b	Longitud del contraviento restringido contra pandeo
m	Masa del sistema de un grado de libertad
m_d	Pendiente de desplazamiento
m_{dI}	Pendiente de desplazamiento para valores de distorsión residual menores a 0.0007
m_e	Pendiente de energía
N	Número de pisos de la estructura
$NE_{H\mu}$	Energía histerética normalizada de sistemas de 1 grado de libertad
T	Periodo natural de vibración del sistema
u	Desplazamiento relativo entre la masa y el terreno
\ddot{u}_g	Aceleración del terreno
u_g	Desplazamiento del terreno
$u_{m\acute{a}x}$	Desplazamiento horizontal máximo de azotea
u_{res}	Desplazamiento horizontal residual de azotea
u^t	Desplazamiento total
V	Cortante de entrepiso
w	Peso del sistema de 1 grado de libertad
$\Delta_{m\acute{a}x}$	Desplazamiento máximo de un sistema de 1 grado de libertad
Δ_{mon}	Desplazamiento último que puede alcanzar un sistema o elemento estructural cuando se le sujeta a un estado de deformación monótonamente creciente
Δ_{res}	Desplazamiento residual de un sistema de 1 grado de libertad
$\Delta_{res-entrepiso}$	Desplazamiento residual de entrepiso
Δ_y	Desplazamiento de fluencia de un sistema de 1 grado de libertad; desplazamiento de fluencia de un elemento estructural

α	Parámetro para determinar la expresión de la pendiente de desplazamiento
β	Parámetro utilizado para calcular el índice de daño de Park y Ang que depende de las características estructurales y que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético; parámetro para determinar la expresión de la pendiente de desplazamiento
γ	Relación entre la longitud total del contraviento restringido contra pandeo y la longitud que fluye; parámetro para determinar la expresión de la pendiente de desplazamiento
δ	Parámetro para determinar la expresión de la pendiente de desplazamiento
δ_{AX}	Deformación axial de un contraviento restringido contra pandeo
η	Relación de esfuerzos presentes en la zona del núcleo del contraviento restringido contra pandeo que fluye (zona central) y la que no fluye (extremos)
θ	Ángulo de inclinación del contraviento restringido contra pandeo medido con respecto a la horizontal
μ	Ductilidad
$\mu_{m\acute{a}x}$	Ductilidad máxima
μ_u	Ductilidad última
ξ	Porcentaje de amortiguamiento crítico

Lista de Figuras

Figura 1.1	Balance de energía en estructura sismorresistente, Giunco y Mazolani (2002)	5
Figura 1.2	Demandas de corte en viga de crujía con contraviento convencional en configuración chevron: a) Antes del pandeo, b) Después del pandeo.....	7
Figura 1.3	Comportamiento histerético de contravientos: a) Restringidos contra pandeo, (Black et al., 2002) b) Convencional , (Black et al., 1980)	7
Figura 1.4	Concepto de contraviento restringido contra pandeo	8
Figura 1.5	Detallado de contraviento restringido contra pandeo	9
Figura 2.1a	Historias de aceleración de los registros del conjunto LA10/50.....	15
Figura 2.1b	Historias de aceleración de los registros del conjunto LA10/50.....	16
Figura 2.2	Espectros de respuesta de los registros del conjunto LA10/50: a) espectros de aceleración y b) espectros de desplazamiento	16
Figura 3.1	Sistema de un grado de libertad: (a) fuerza aplicada $p(t)$; (b) movimiento del terreno inducido por un sismo, Chopra (2014).....	19
Figura 3.2	(a) Sistema de un grado de libertad sometido a una excitación sísmica, (b) Diagrama de cuerpo libre de un sistema de 1GL, Chopra (2014).....	20
Figura 3.3	Equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones en marco contraventeado.....	22
Figura 3.4	Modelo de comportamiento elastoplástico	23
Figura 3.5	Estructura principal del programa <i>ESPCONRES</i>	25
Figura 3.6	Subrutina <i>fepp</i> del programa <i>ESPCONRES</i>	26
Figura 3.7	Curvas de $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} generadas con los datos obtenidos de los programas <i>DEGTRA</i> y <i>ESPCONRES</i> usando el registro LA01	27
Figura 3.8a	Curvas de $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} de sistemas de 1GL: a) T=0.5 s, b) T=1.0 s, c) T=1.5 s, d) T=2.0 s, e) T=3.0 s, f) T=4.0 s	29
Figura 3.8b	Coefficiente de variación de los datos de Δ_{res} de la Figura 3.8a: a) T=0.5 s, b) T=1.0 s, c) T=1.5 s, d) T=2.0 s, e) T=3.0 s, f) T=4.0 s	30
Figura 3.9	Curvas mediana de $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} de los sistemas de 1GL analizados..	31

Figura 3.10	Ajuste lineal de la curva mediana de $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} : a) T=0.5 s, b) T=1.0 s, c) T=1.5 s, d) T=2.0 s, e) T=3.0 s, f) T=4.0 s	33
Figura 3.11	Comparaci3n entre las estimaciones de m_d obtenidas con la Ecuaci3n (3.13) y los valores reales	34
Figura 3.12	Comparaci3n entre las estimaciones de la ecuaci3n (3.14) y la curva mediana de $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} : a) T=0.5 s, b) T=1.0 s, c) T=1.5 s, d) T=2.0 s, e) T=3.0 s, f) T=4.0 s	36
Figura 3.13a	Curvas de μ contra $NE_{H\mu}$ de sistemas de 1GL: a) T=0.5 s, b) T=1.0 s, c) T=1.5 s, d) T=2.0 s, e) T=3.0 s, f) T=4.0 s	38
Figura 3.13b	Coeficiente de variaci3n de los datos de $NE_{H\mu}$ de la Figura 3.13a: a) T=0.5 s, b) T=1.0 s, c) T=1.5 s, d) T=2.0 s, e) T=3.0 s, f) T=4.0 s.....	39
Figura 3.14	Curvas mediana de μ contra $NE_{H\mu}$ de los sistemas de 1GL analizados	40
Figura 3.15	Ajuste lineal de la curva mediana de μ contra $NE_{H\mu}$: a) T=0.5 s, b) T=1.0 s, c) T=1.5 s, d) T=2.0 s, e) T=3.0 s, f) T=4.0 s	41
Figura 3.16	Comparaci3n entre las estimaciones de m_e obtenidas con la Ecuaci3n (3.19) y los valores reales	42
Figura 3.17	Comparaci3n entre las estimaciones de la ecuaci3n (3.20) y la curva mediana de μ contra $NE_{H\mu}$: a) T=0.5 s, b) T=1.0 s, c) T=1.5 s, d) T=2.0 s, e) T=3.0 s, f) T=4.0 s.....	43
Figura 4.1	a) Modelo de una crujía para un edificio de corte, b) Edificio de corte modelado como una simple columna	49
Figura 4.2	Marcos de acero sin contravientos restringidos contra pandeo considerados en este estudio.....	51
Figura 4.3	Marcos de acero con contravientos restringidos contra pandeo considerados en este estudio.....	53
Figura 4.4	Curvas de $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} de los marcos sin CRPs: a) 4 pisos rígido, b) 4 pisos flexible, c) 8 pisos rígido, d) 8 pisos flexible.....	57
Figura 4.5	Curvas de $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} de los marcos con CRPs: a) 4 pisos rígido, b) 4 pisos flexible, c) 8 pisos rígido, d) 8 pisos flexible.....	58
Figura 4.6	Curvas mediana de $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} de los marcos sin CRPs: a) 4 pisos, b) 8 pisos	59

Figura 4.7	Curvas mediana de $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} de los marcos con CRPs: a) 4 pisos, b) 8 pisos	60
Figura 4.8	Relaci3n entre la distorsi3n m\acute{a}xima y residual para marcos de acero sin CRPs	61
Figura 4.9	Comparaci3n de resultados de $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} de los marcos sin CRPs: a) 4 pisos r\acute{ı}gido, b) 4 pisos flexible, c) 8 pisos r\acute{ı}gido, d) 8 pisos flexible	62
Figura 4.10	Relaci3n entre la distorsi3n m\acute{a}xima y residual para marcos con CRPs ..	62
Figura 4.11	Comparaci3n de resultados de $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} de los marcos con CRPs: a) 4 pisos r\acute{ı}gido, b) 4 pisos flexible, c) 8 pisos r\acute{ı}gido, d) 8 pisos flexible	65
Figura 4.12	Curvas de μ contra $IE_{H\mu}$ de los marcos con CRPs: a) 4 pisos r\acute{ı}gido, b) 4 pisos flexible, c) 8 pisos r\acute{ı}gido, d) 8 pisos flexible	67
Figura 4.13	Curvas mediana de μ contra $IE_{H\mu}$ de los marcos con CRPs: a) 4 pisos, b) 8 pisos	68
Figura 4.14	Deformada del sistema de contravientos restringidos contra pandeo: a) lineal, b) con variaci3n importante en uno o varios pisos	70
Figura 4.15	Comparaci3n de resultados de $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} de los marcos con CRPs: a) 4 pisos r\acute{ı}gido, b) 4 pisos flexible, c) 8 pisos r\acute{ı}gido, d) 8 pisos flexible	71
Figura 5.1	Sismos intensos: a) Michoac\acute{a}n 1985, b) Northridge 1994, c) Kobe 1995	73
Figura 5.2	Diagrama de flujo de evaluaci3n estructural para edificios de acero con contravientos restringidos contra pandeo	81
Figura 6.1	Marco flexible con CRPs considerado como ejemplo	83
Figura 6.2	Envoltentes de deformaci3n lateral para marco flexible con CRPs	86
Figura 6.3	Marco r\acute{ı}gido con CRPs considerado como ejemplo	88
Figura 6.4	Envoltentes de deformaci3n lateral para marco r\acute{ı}gido con CRPs	91

Lista de Tablas

Tabla 2.1	Detalles de los registros sísmicos del conjunto <i>LA10/50</i>	14
Tabla 3.1	Comparación de demandas obtenidas con los programas <i>DEGTRA</i> y <i>ESPCONRES</i>	27
Tabla 3.2	Periodos de los sistemas de 1GL analizados	28
Tabla 3.3	Pendientes de las rectas ajustadas a partir de las curvas mediana de $\Delta_{máx}$ contra Δ_{res}	34
Tabla 3.4	Pendientes de las rectas ajustadas a partir de las curvas mediana de μ contra $NE_{H\mu}$	42
Tabla 3.5	Demandas obtenidas con el programa <i>ESPCONRES</i> para el ejemplo estudiado.....	46
Tabla 3.6	Comparación de resultados del ejemplo estudiado	46
Tabla 4.1	Áreas del núcleo de los contravientos restringidos contra pandeo usados para rigidizar los marcos de acero	53
Tabla 4.2	Periodos fundamentales de vibración de los marcos analizados	56
Tabla 4.3	Valores del coeficiente de distorsión (<i>c.o.d</i>)	70
Tabla 5.1	Evaluación estructural de los contravientos restringidos contra pandeo y de la estructura global.....	76
Tabla 6.1	Demandas de $IDI_{máx}$, $IE_{H\mu}$ y DMI_{PA} para marco flexible con CRPs	84
Tabla 6.2	Comparación de resultados para marco flexible con CRPs.....	87
Tabla 6.3	Demandas de $IDI_{máx}$, $IE_{H\mu}$ y DMI_{PA} para marco rígido con CRPs	89
Tabla 6.4	Comparación de resultados para marco rígido con CRPs	92

Capítulo 1

Introducción

1.1 Motivación

Con la intención de controlar la respuesta sísmica y reducir los daños generados en las edificaciones durante la ocurrencia de un sismo severo, se han implementado técnicas de rigidización tales como el encamisado con concreto reforzado y acero, el uso de muros de cortante y el contraventeo con diagonales de acero. Entre estas técnicas, el contraventeo con diagonales de acero ha sido considerado como una de las alternativas más atractivas para incrementar la resistencia y rigidez lateral de edificios de varios niveles, debido a su bajo costo y fácil implementación. Sin embargo, es importante tener en cuenta que los contravientos convencionales, sean dúctiles o no, tienden a exhibir pandeo global cuando están sujetos a esfuerzos de compresión, lo que resulta en pandeo local, fractura del material base, y en un comportamiento histerético inestable cuando se les sujeta a la acción de cargas cíclicas (Bertero et al. 1994, Uriz y Mahin 2008). Bajo estas circunstancias, una resistencia adecuada solo puede lograrse a través de un diseño conservador, o más racionalmente, a través de combinar la eficiencia de las diagonales metálicas con mecanismos innovadores que restrinjan su pandeo.

Un contraviento restringido contra pandeo es un elemento estructural que trabaja a compresión sin exhibir problemas de pandeo. Dado que los contravientos suelen trabajar de manera estable a tensión, el contraviento restringido contra pandeo es un dispositivo capaz de disipar energía de manera estable en presencia de varios ciclos de carga reversible. Un contraviento restringido contra pandeo está formado por: 1) Un núcleo de acero; 2) Material confinante que restringe el pandeo del núcleo; y 3) Camisa

de acero que mantiene la integridad del material confinante y aporta mayor restricción contra pandeo.

Para evitar el pandeo del núcleo, el contraviento restringido contra pandeo requiere del material confinante y la camisa de acero, y son estos componentes los que hacen difícil observar a simple vista, y por tanto evaluar, el daño sufrido por el contraviento como consecuencia de la ocurrencia de un sismo fuerte.

Aunque en años recientes el uso en diversos países (como Japón y los EE.UU.) de los contravientos restringidos contra pandeo se ha incrementado de manera considerable, poco se ha avanzado en términos de procedimientos post-sismo no destructivos de evaluación de daño. En la bibliografía disponible a nivel mundial no existe metodología alguna que plantee la evaluación del estado post-sismo de estos contravientos.

Con base en lo anterior, resulta necesario establecer las bases que permitan evaluar, después de la ocurrencia de un sismo importante, el nivel de daño en el núcleo de los contravientos restringidos contra pandeo de una manera ágil y simple; y que haga posible dictaminar el estado estructural del edificio del cual formen parte sin la necesidad de abrir sus camisa y demoler el material confinante del contraviento o de recurrir a estudios refinados de análisis estructural.

1.2 Estudios Previos

Hasta donde pudo apreciarse después de una búsqueda exhaustiva, actualmente no se dispone de bibliografía enfocada a la formulación de metodologías simples de evaluación post-sismo de estructuras rigidizadas con contravientos restringidos contra pandeo.

El presente trabajo plantea una metodología que evalúa, a partir de los desplazamientos laterales residuales medidos en el sistema estructural, el nivel de daño en contravientos restringidos contra pandeo utilizados para rigidizar marcos de acero resistentes a momento. Para ello, se establecen primero expresiones que relacionan el desplazamiento máximo con el desplazamiento residual, y la ductilidad con la energía histerética normalizada disipada por el sistema estructural con contravientos restringidos contra pandeo. Aunque hay poco que citar en forma de antecedentes al esfuerzo que desarrolla esta tesis, puede decirse que el estudio más significativo en términos del enfoque aquí adoptado es el realizado por Christidis et al. (2013). Estos autores proponen funciones para estimar el desplazamiento máximo de azotea a partir del desplazamiento residual de marcos de acero resistentes a momento y marcos de acero rigidizados con contravientos convencionales concéntricos dispuestos en “X”. Resultados relevantes obtenidos en dicho estudio son:

- Para los marcos de acero resistentes a momento se determinó que el desplazamiento máximo de azotea puede determinarse como:

$$|u_{\text{máx}}| = (-0.053 + 0.109 \ln(N) + 1.61 \cdot |u_{\text{res}}|)(1 + 2.0H) \quad (1.1)$$

- Para los marcos de acero con contravientos convencionales concéntricos el desplazamiento máximo de azotea se obtiene como:

$$|u_{\text{máx}}| = (-0.071 + 0.076 \ln(N) + 0.865 \cdot |u_{\text{res}}|)(1 + 0.04H) \quad (1.2)$$

En las Ecuaciones (1.1) y (1.2), $u_{\text{máx}}$ es el desplazamiento lateral máximo de azotea; u_{res} , el desplazamiento lateral residual de azotea; N , el número de pisos de la estructura; y H la relación de rigidez post-fluencia, considerada igual a 3%. Aunque con las ecuaciones puede calcularse con buena precisión el desplazamiento máximo a partir del desplazamiento residual, estas no son aplicables al caso bajo consideración en

esta tesis, que es el de marcos de acero resistentes a momento rigidizados con contravientos restringidos contra pandeo.

1.3 Sistemas de Disipación de Energía

La energía de entrada que una excitación sísmica introduce a un sistema sismorresistente puede almacenarse y disiparse de cuatro formas, Uang y Bertero (1999):

$$E_i = E_k + E_s + E_v + E_h \quad (1.3)$$

donde, E_i es la energía de entrada que la excitación introduce en la estructura; E_k y E_s , la energía cinética y de deformación elástica, respectivamente, que almacena la estructura; y E_v y E_h , las energías disipadas por amortiguamiento viscoso y comportamiento plástico, respectivamente.

Al inicio de un sismo, la estructura almacena un alto porcentaje de la energía de entrada a través de su deformación elástica y movimiento (energía cinética); y disipa el resto a partir de su amortiguamiento. Conforme aumenta la intensidad de la excitación sísmica, el porcentaje de energía disipado por amortiguamiento no es suficiente, de tal manera que empieza a disiparse energía a través del comportamiento no lineal (plástico) de los elementos estructurales (lo que produce daño estructural). Esto se ilustra en la Figura 1.1, donde se muestra la evolución del balance energético de una estructura sismorresistente conforme transcurre la excitación sísmica.

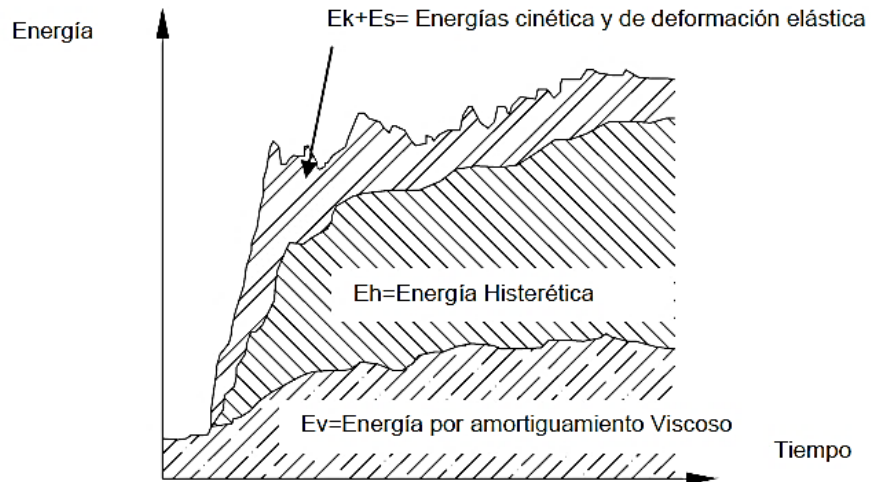


Figura 1.1 Balance de energía en estructura sismorresistente, Giunco y Mazolani (2002).

Un diseño sísmico que fomente que las estructuras disipen la energía total de entrada a través de su amortiguamiento natural resulta antieconómico, ya que un muy elevado porcentaje de la energía debe almacenarse de manera elástica. Por lo anterior, se ha recurrido a utilizar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales para disipar energía, lo que resulta en daños estructurales que ponen en riesgo la estabilidad del sistema estructural y costos de reparación muy elevados. Vale la pena mencionar que en algunos casos, el alto porcentaje de energía almacenado a través del movimiento de la estructura resulta además en daños excesivos en elementos no estructurales y contenidos y, por tanto, en la inoperatividad de la estructura por largo tiempo después de la ocurrencia del fenómeno sísmico.

Como consecuencia de sismos intensos, como los de Michoacán 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995, que causaron grandes pérdidas económicas y humanas, se planteó la conveniencia de utilizar sistemas capaces de complementar y minimizar la disipación de energía plástica en los elementos estructurales encargados de bajar la carga gravitacional. Un planteamiento prometedor es el uso de sistemas de control, que pueden clasificarse según el tipo de control que ofrecen en: A) Activos, B) Semiactivos y C)

Pasivos; esta última opción es la más económica y la que tiene mayor posibilidad de ser implementada en edificios mexicanos.

Dentro de los sistemas de control pasivo están los disipadores de energía donde el control de la respuesta se fomenta a través de: 1) Aumentar el amortiguamiento en la estructura (disipadores viscosos o visco-elásticos); y 2) Colocar fusibles estructurales intercambiables que se dañen de manera controlada tales como los dispositivos solera, ADAS, y los contravientos restringidos contra pandeo, entre otros.

1.4 Contravientos Restringidos Contra Pandeo

Aunque los sistemas con contravientos tradicionales proporcionan a la estructura sismo-resistente una gran resistencia y rigidez lateral de manera económica, su comportamiento ante cargas cíclicas no es estable. Ni siquiera los detallados y recomendaciones de diseño más modernos han sido capaces de controlar totalmente el daño estructural excesivo en este tipo de sistemas cuando se les sujeta a excitaciones sísmicas severas (Bertero et al. 1994).

La debilidad estructural de un contraviento convencional se presenta cuando este debe acomodar esfuerzos o deformaciones importantes en compresión. Por lo general, las relaciones de esbeltez usadas en la práctica resultan en el pandeo del contraviento, de tal manera que su resistencia a compresión suele ser mucho menor que aquella correspondiente a tensión. Además de la degradación inaceptable de los ciclos de histéresis de los contravientos convencionales, el pandeo puede resultar en un desequilibrio de las componentes verticales que actúan en los contravientos. Tal como se muestra la Figura 1.2, esto resulta en cortantes de consideración en las vigas que los soportan.

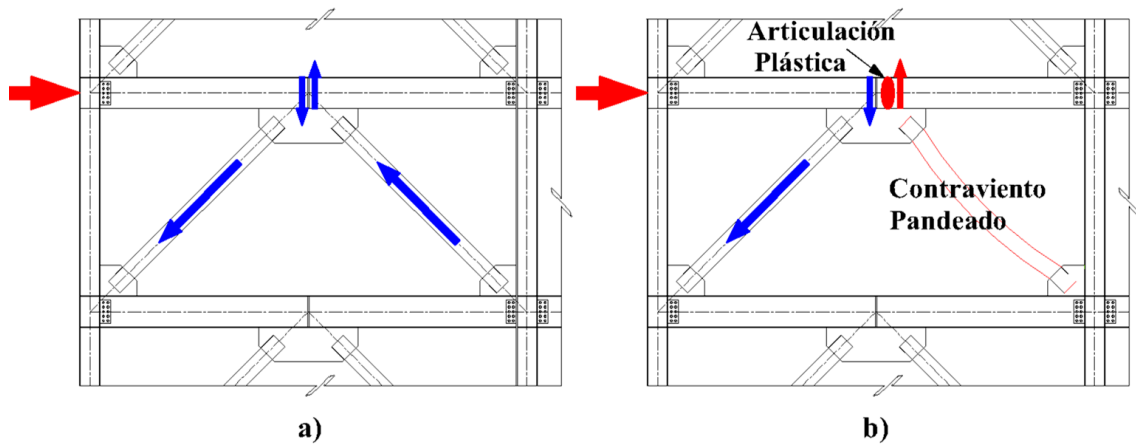


Figura 1.2 Demandas de corte en viga de crujía con contraviento convencional en configuración chevron: a) Antes del pandeo, b) Después del pandeo.

Con el propósito de contrarrestar la debilidad estructural que experimenta un contraviento tradicional, desde principios de los años ochenta se han desarrollado contravientos restringidos contra pandeo (CRPs), capaces de exhibir un comportamiento estable a compresión y tensión. Dichos contravientos son capaces de alcanzar ductilidades muy altas, y exhibir ciclos histeréticos amplios, estables y simétricos (como muestra la Figura 1.3). A manera de contraste, la figura presenta además ciclos correspondientes a un contraviento tradicional.

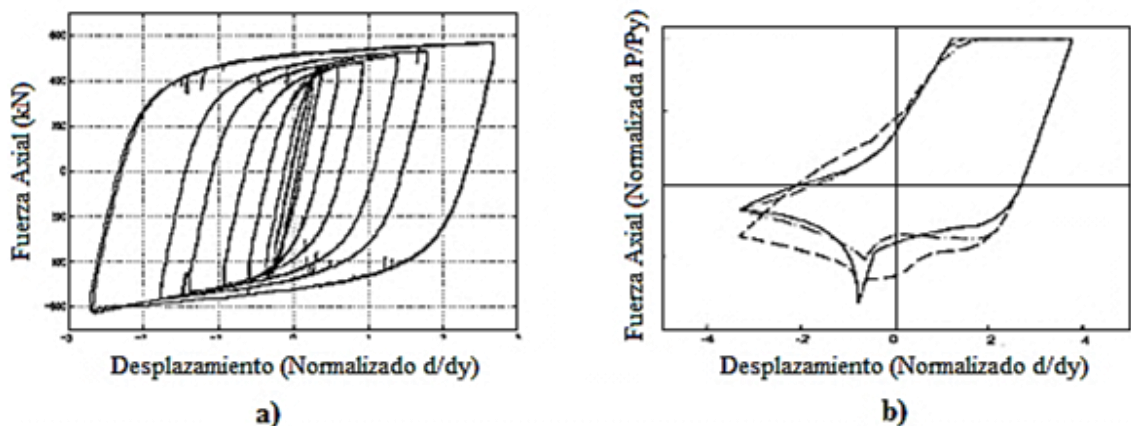


Figura 1.3 Comportamiento histerético de contravientos: a) Restringidos contra pandeo, (Black et al., 2002) b) Convencional, (Black et al., 1980).

El principio en que se basa un contraviento restringido contra pandeo consiste en aportar restricción mecánica al núcleo del contraviento para evitar su pandeo. Esto se logra a través de encamisarlo con un perfil tubular de acero relleno de un material confinante (mortero o concreto). Para evitar que la capacidad de compresión del contraviento sea mayor que su capacidad a tensión, se aplica un material desadherente al núcleo para eliminar o reducir la transferencia de esfuerzos por fricción con el material confinante. El agente desadherente debe: a) Evitar la transferencia de esfuerzos por fricción; b) Proporcionar suficiente espacio libre para la expansión del núcleo cuando éste trabaje en compresión; c) Evitar el deslizamiento de la camisa y material confinante cuando el núcleo trabaje en tensión; y d) Ser de fácil adquisición y aplicación. Vale la pena resaltar que a pesar de que se logre una desadherencia completa, la resistencia a compresión del contraviento desadherido siempre será un poco mayor que la correspondiente a tensión (efecto de Poisson). La Figura 1.4 muestra esquemáticamente el concepto de contraviento restringido contra pandeo, e ilustra sus diferentes componentes: A) Un núcleo de acero que disipa energía a través de su extensión o contracción axial; B) Material confinante que restringe el pandeo del núcleo; y C) Camisa de acero que mantiene la integridad del material confinante y aporta mayor restricción contra pandeo. Bajo la acción de un sismo severo, se espera que sólo fluya el núcleo del contraviento.

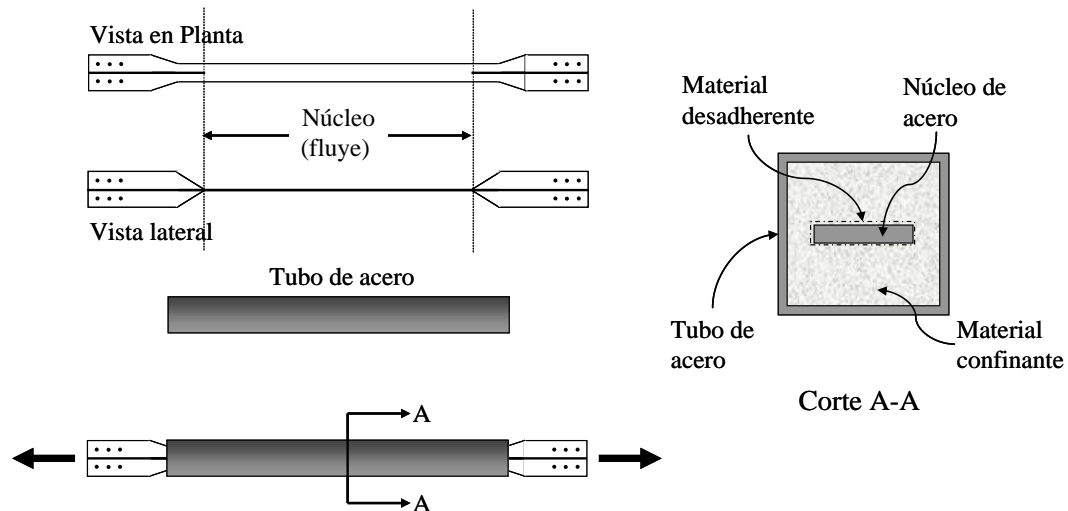


Figura 1.4 Concepto de contraviento restringido contra pandeo.

La Figura 1.5 ofrece un detalle típico de las tres zonas que conforman un contraviento restringido contra pandeo. La primera zona, denotada “no fluencia sin soportar” se ubica en la conexión del contraviento con la placa de soporte del marco. Esta zona no se restringe contra pandeo mediante la camisa, de tal manera que debe diseñarse para que no se pandee en compresión y no fluya a tensión. La segunda zona, denotada “no fluencia soportada”, constituye una transición entre la zona de conexión y el núcleo del contraviento, de tal manera que su área transversal es mayor que la del núcleo para evitar su fluencia. La tercera zona, denotada “zona de fluencia” debe concentrar la plasticidad del contraviento, de tal manera que se encuentra totalmente restringida por la camisa y desadherida del material confinante (Uang y Nakashima, 2004).

Es importante resaltar que el diseño de la conexión es de gran relevancia, ya que dicha zona debe permanecer sin daño apreciable y rigidizar lo suficiente fuera del plano los extremos de los contravientos para evitar su pandeo local. De lograrse esto, la rehabilitación del sistema de contravientos se reduce al reemplazo de los contravientos que exhiban comportamiento plástico de importancia.

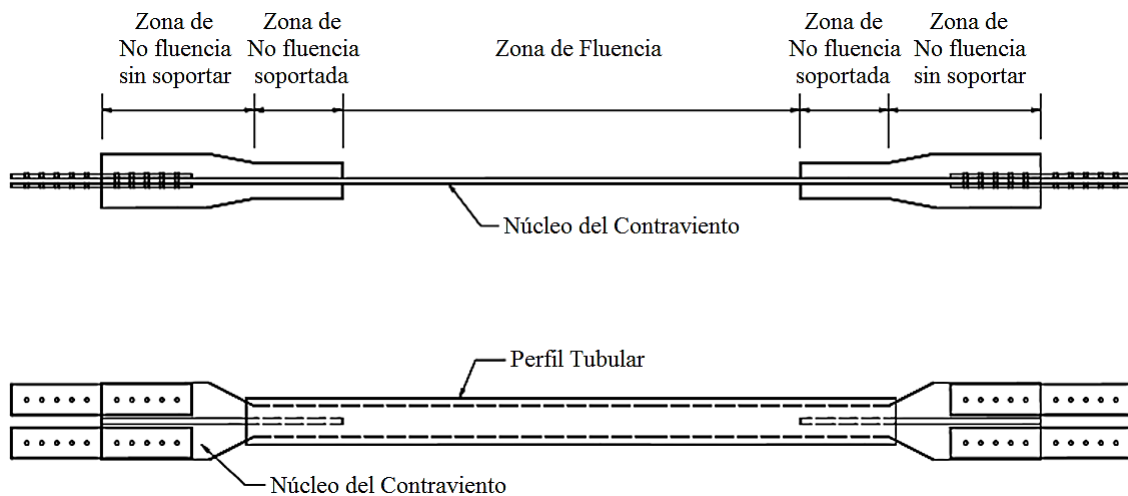


Figura 1.5 Detallado de contraviento restringido contra pandeo.

Algunos inconvenientes del uso de los contravientos restringidos contra pandeo son que se requiere de un control estricto en la fabricación del acero del núcleo para lograr un esfuerzo de fluencia específico; y al no ser un sistema autocentrante, puede llevar a deformaciones residuales importantes ante sismos severos. Hoy en día no existen criterios para la evaluación de daño y su posible reemplazo (Uang y Nakashima 2004).

1.5 Alcances y Contribución de la Tesis

El uso de contravientos restringidos contra pandeo ha crecido de manera importante en los últimos años en países como Estados Unidos y Japón debido a su economía, facilidad de diseño e implementación, y particularmente, porque aportan un alto nivel de seguridad estructural de manera eficiente. En Japón se han desarrollado varios tipos de contravientos restringidos contra pandeo, y se cuenta con múltiples patentes (Watanabe et al. 1988, Uang y Nakashima 2003). De hecho, en ese país existen varias centenas de edificios cuyo sistema sismorresistente principal consiste en sistemas de contravientos restringidos contra pandeo. En Taiwán, Canadá y EE.UU. también ha habido desarrollos experimentales de importancia y se han construido decenas de edificios que utilizan este tipo de dispositivo (Tremblay et al. 1999, Clark et al. 2000, Black et al. 2002, Lopez et al. 2002, Ko et al. 2002, Mahin et al. 2004, Chen et al. 2004). A pesar de esto, no se han establecido criterios que permitan la evaluación de daño y reemplazo de estos contravientos después de un evento sísmico de importancia.

Motivado por lo anterior, el objetivo principal de esta tesis es formular una metodología que permita evaluar, posterior a la ocurrencia de un sismo severo, el nivel de daño en el núcleo de los contravientos restringidos contra pandeo de una manera ágil y simple. Lo anterior implica establecer las bases para formular un dictamen del estado estructural del edificio del cual formen parte sin la necesidad, en primera instancia, de abrir la camisa y el material confinante del contraviento.

Para establecer las bases de la metodología, aquí se analizan sistemas de un grado de libertad y marcos de acero resistentes a momento, y los mismos marcos rigidizados con contravientos restringidos contra pandeo. A partir de los resultados obtenidos, se establecen expresiones que relacionan el desplazamiento máximo con el desplazamiento residual, y la ductilidad con la energía histerética normalizada. Se limita el estudio a edificios de baja y mediana altura y, para evaluar el daño en los contravientos se usa el índice de daño de Park y Ang.

Los estudios desarrollados en esta tesis contribuyen a generar estrategias y herramientas que permiten evaluar de manera práctica el nivel de daño en los contravientos restringidos contra pandeo que formen parte del sistema estructural de edificios ubicados en zonas de alta sismicidad, y a partir de esto, establecer el estado estructural de la edificación después de un sismo severo. Además, al eliminar una de las desventajas de uso de los contravientos restringidos contra pandeo, se ayuda a que su uso sea cada vez mayor.

Capítulo 2

Registros Sísmicos

2.1 Introducción

Se requiere de un conjunto de registros sísmicos para evaluar la respuesta dinámica de los sistemas de uno y múltiples grados de libertad bajo consideración en esta tesis. En términos del alcance, se ha decidido limitar el estudio a movimientos del terreno registrados en suelos firmes.

El conjunto de registros denominado *LA10/50* cumple con las características necesarias para esta investigación, y consta de veinte movimientos del terreno que en su conjunto representan la amenaza sísmica correspondiente al área urbana de la ciudad de Los Ángeles, California. Dichos movimientos fueron establecidos como parte del proyecto *FEMA/SAC Steel Project* (Somerville et al. 1997) para representar al sismo de diseño para terreno firme y una tasa de excedencia de 10% en 50 años. En este capítulo se describe el conjunto de acelerogramas *LA10/50*; así mismo, se presenta información de cada registro y gráficas que muestran la historia de aceleraciones y espectros de respuesta.

2.2 Conjunto *LA10/50*

El conjunto de acelerogramas *LA10/50* fue establecido como parte del proyecto *FEMA/SAC Steel Project* (Somerville et al. 1997). El proyecto incluyó tres conjuntos de acelerogramas para tres ciudades de Estados Unidos (Los Ángeles, Seattle y Boston). El

conjunto *LA10/50* se estableció para la ciudad de los Ángeles y se generó usando las dos componentes de diez movimientos registrados en diferentes eventos, todos ellos superficiales y generados en terreno tipo D. Este tipo de terreno corresponde a un terreno duro de acuerdo al Programa Nacional de Reducción de Riesgos por Terremoto (*NEHRP*, por sus siglas en inglés). Ocho de los pares de registros se clasificaron como sismos de fuente cercana; los dos pares restantes se registraron a distancias de 25 y 36 km.

La consideración de distancias epicentrales se hizo para tomar en cuenta la distancia aproximada entre la falla de San Andrés y la ciudad de los Ángeles. Los registros se escalaron en amplitud con la finalidad de que el espectro de respuesta de aceleración promedio del conjunto coincidiera con el espectro de diseño asociado a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años propuesto por el *NEHRP*.

La Tabla 2.1 muestra los registros que componen al conjunto *LA10/50*, e indica sus principales características. Mientras que las Figuras 2.1a y 2.1b muestran la historia de aceleración de cada registro; la Figura 2.2 muestra los espectros de aceleración y de desplazamiento.

Tabla 2.1 Detalles de los registros sísmicos del conjunto LA10/50.

Clave	Registro	Año	Magnitud	Distancia epicentral	Duración	AMT
			M_w	(km)	(s)	(cm/s^2)
LA01	Imperial Valley, El Centro	1940	6.9	10.0	39.380	452.03
LA02	Imperial Valley, El Centro	1940	6.9	10.0	39.380	662.88
LA03	Imperial Valley, Array #05	1979	6.5	4.1	39.380	386.04
LA04	Imperial Valley, Array #05	1979	6.5	4.1	39.380	478.65
LA05	Imperial Valley, Array #06	1979	6.5	1.2	39.080	295.69
LA06	Imperial Valley, Array #06	1979	6.5	1.2	39.080	230.08
LA07	Landers, Barstow	1992	7.3	36.0	79.980	412.98
LA08	Landers, Barstow	1992	7.3	36.0	79.980	417.49
LA09	Landers, Yermo	1992	7.3	25.0	79.980	509.70
LA10	Landers, Yermo	1992	7.3	25.0	79.980	353.35
LA11	Loma Prieta, Gilroy	1989	7.0	12.0	39.980	652.49
LA12	Loma Prieta, Gilroy	1989	7.0	12.0	39.980	950.93
LA13	Northridge, Newhall	1994	6.7	6.7	59.980	664.93
LA14	Northridge, Newhall	1994	6.7	6.7	59.980	644.49
LA15	Northridge, Rinaldi RS	1994	6.7	7.5	14.945	523.30
LA16	Northridge, Rinaldi RS	1994	6.7	7.5	14.945	568.58
LA17	Northridge, Sylmar	1994	6.7	6.4	59.980	558.43
LA18	Northridge, Sylmar	1994	6.7	6.4	59.980	801.44
LA19	North Palm Springs	1986	6.0	6.7	59.980	999.43
LA20	North Palm Springs	1986	6.0	6.7	59.980	967.61

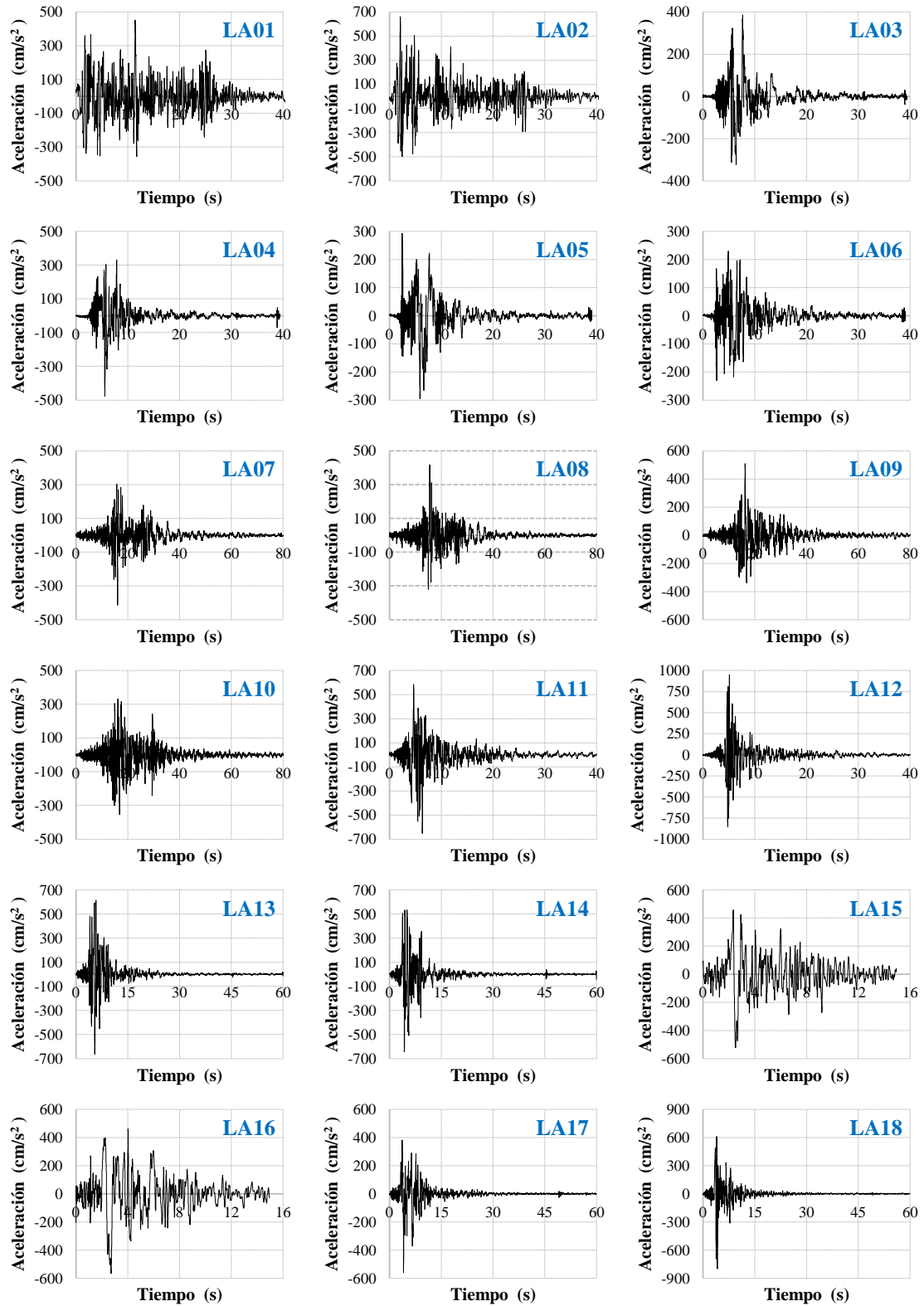


Figura 2.1a Historias de aceleración de los registros del conjunto LA10/50.

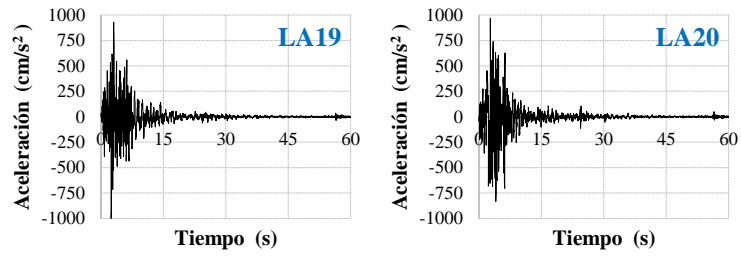


Figura 2.1b Historias de aceleración de los registros del conjunto LA10/50.

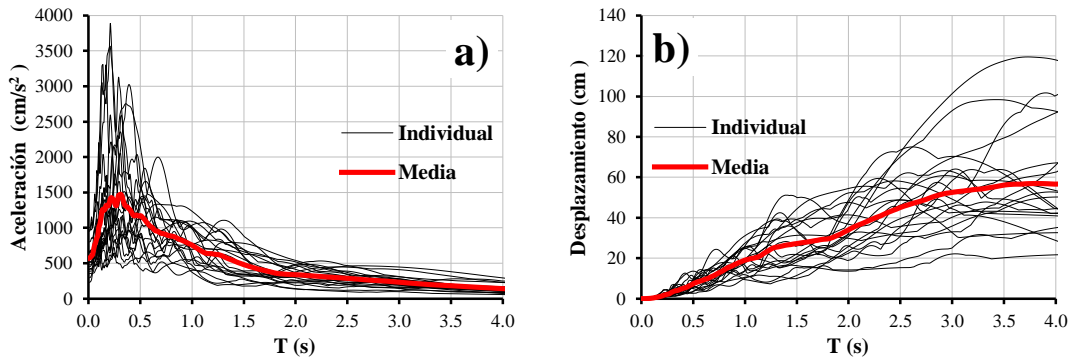


Figura 2.2 Espectros de respuesta de los registros del conjunto LA10/50: a) espectros de aceleración y b) espectros de desplazamiento.

Capítulo 3

Análisis de Sistemas de 1 Grado de Libertad

3.1 Introducción

Este capítulo presenta expresiones que relacionan el desplazamiento máximo con el desplazamiento residual, y la ductilidad con la energía histerética normalizada para sistemas de un grado de libertad. Se consideran los movimientos del terreno descritos en el Capítulo 2. Las expresiones sirven de base para establecer más adelante una metodología de evaluación estructural post-sismo para edificios estructurados con base en marcos de acero rigidizados con contravientos restringidos contra pandeo.

Para obtener las expresiones se estiman demandas de desplazamiento máximo, desplazamiento residual, ductilidad y energía histerética normalizada, de veintidós sistemas de un grado de libertad (1GL). Se generan curvas de desplazamiento máximo contra desplazamiento residual, y de ductilidad contra energía histerética normalizada. Se establece la mediana de los datos graficados, se analiza su tendencia, y se ajustan expresiones que permiten estimar las diferentes demandas a partir del desplazamiento residual. Finalmente, se incluye un ejemplo para ilustrar la pertinencia de estimar las demandas sísmicas a partir del desplazamiento residual.

3.2 Sistema de 1 Grado de Libertad

La Figura 3.1 ilustra un sistema de 1GL. Conforme a lo mostrado, el sistema se compone de una masa concentrada m en el nivel de piso, un marco sin masa que proporciona rigidez lateral al sistema, y un amortiguador viscoso que disipa energía. Se supone que la viga y las columnas son indeformables axialmente. El sistema puede considerarse como una idealización de una estructura de un nivel. Cada elemento estructural (viga, columna, muros, etcétera) de la estructura real contribuye a las propiedades inerciales (masa), elásticas (rigidez) y de disipación de energía (amortiguamiento) de la estructura. Sin embargo, en el sistema idealizado, cada una de estas propiedades se concentra en una de tres componentes: el componente de masa; el componente de rigidez; y el componente de amortiguamiento.

El número de desplazamientos independientes requerido para definir las posiciones desplazadas de todas las masas en relación con su posición original se denomina número de *grados de libertad* dinámicos. De manera típica, se requieren más grados de libertad para definir las propiedades de rigidez de una estructura que los necesarios para representar las propiedades inerciales. Si consideramos el marco de un nivel de la Figura 3.1, es importante considerar que queda restringido a moverse solo en la dirección de la excitación. El problema de análisis estático debe formularse con tres grados de libertad (el desplazamiento lateral y la rotación de los dos nudos) para determinar la rigidez lateral del marco. En contraste, la estructura requiere un solo grado de libertad (el desplazamiento lateral) para el análisis dinámico si se idealiza la masa como concentrada en un punto.

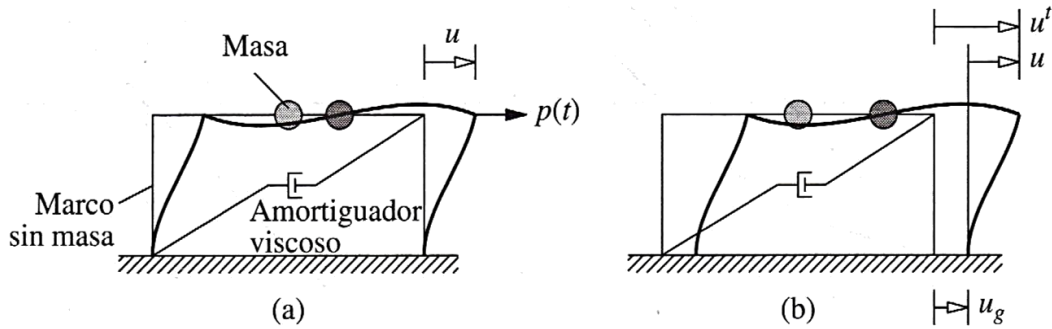


Figura 3.1 Sistema de un grado de libertad: (a) fuerza aplicada $p(t)$; (b) movimiento del terreno inducido por un sismo, Chopra (2014).

3.2.1 Ecuación de Movimiento

En las regiones propensas a sismos, el principal problema de la dinámica estructural es establecer la respuesta de las estructuras sometidas a movimientos en la base. Si el desplazamiento del terreno se indica por u_g , el desplazamiento total (o absoluto) de la masa por u^t , y el desplazamiento relativo entre la masa y el terreno por u (Figura 3.2); en cada instante de tiempo se tiene que:

$$u^t(t) = u_g(t) + u(t) \quad (3.1)$$

Tanto u^t como u_g se refieren al mismo marco de referencia inercial y sus direcciones positivas coinciden.

La ecuación de movimiento para el sistema idealizado de un nivel de la Figura 3.2, sometido a excitación sísmica, puede deducirse a partir del concepto de equilibrio dinámico y del diagrama de cuerpo libre que incluye la fuerza de inercia f_I :

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad (3.2)$$

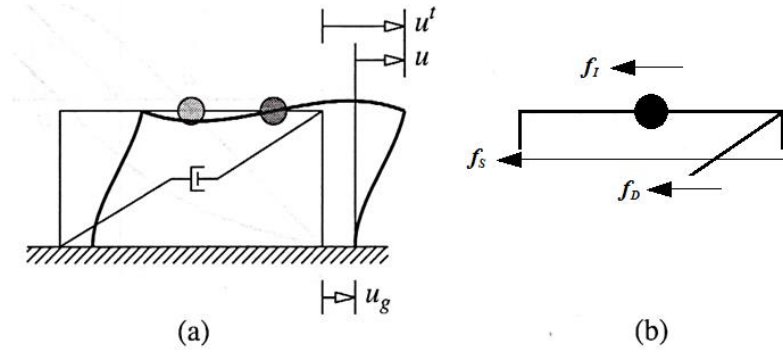


Figura 3.2 (a) Sistema de un grado de libertad sometido a una excitación sísmica, (b) Diagrama de cuerpo libre de un sistema de 1GL, Chopra (2014).

Solo el movimiento relativo u entre la masa y la base, debido a la deformación estructural, produce fuerzas elásticas y de amortiguamiento en el sistema de soporte (es decir, la componente de cuerpo rígido del desplazamiento de la estructura no produce fuerzas internas). Así, para un sistema lineal la relación entre la fuerza lateral f_s y la deformación resultante u se da mediante:

$$f_s = ku \quad (3.3)$$

La fuerza de amortiguamiento f_D se relaciona con la velocidad \dot{u} a través del amortiguamiento viscoso lineal por:

$$f_D = c\dot{u} \quad (3.4)$$

Y la fuerza de inercia f_I se relaciona con la aceleración \ddot{u}' de la masa mediante:

$$f_I = m\ddot{u}' \quad (3.5)$$

Al sustituir las ecuaciones (3.3), (3.4) y (3.5) en la ecuación (3.2) y utilizar la ecuación (3.1), se obtiene

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (3.6)$$

La ecuación (3.6) establece el desplazamiento relativo o la deformación $u(t)$ de la estructura elástica lineal de la Figura 3.2a, sometida a la aceleración del terreno $\ddot{u}_g(t)$.

Para sistemas inelásticos, la ecuación (3.2) es válida, pero el término de la ecuación (3.1) debe sustituirse por:

$$f_s = f_s(u, \dot{u}) \quad (3.7)$$

Así, la ecuación de movimiento resultante es:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (3.8)$$

3.3 Parámetros de Interés y Consideraciones

Considere que el marco contraventeado de la Figura 3.3, que puede ser idealizado como un sistema de un grado de libertad, es sometido a la acción de un movimiento en la base. La rigidez lateral del sistema queda aportada principalmente por el contraviento, que será considerado como restringido contra pandeo. Para evaluar el estado estructural del contraviento, es necesario conocer la deformación máxima a la que estuvo expuesto y la cantidad de energía que disipó mediante histéresis durante la excitación sísmica. La demanda máxima en el contraviento dependerá del desplazamiento máximo ($\Delta_{m\acute{a}x}$) que experimente el marco. Si se conoce $\Delta_{m\acute{a}x}$ será posible determinar con la ecuación (3.9) la deformación del núcleo del contraviento restringido contra pandeo sin la necesidad de abrirlo. Sin embargo, el único desplazamiento que puede medirse en el marco después del sismo es el desplazamiento residual (Δ_{res}), por lo que se requiere de una expresión que relacione el desplazamiento máximo con el desplazamiento residual del marco.

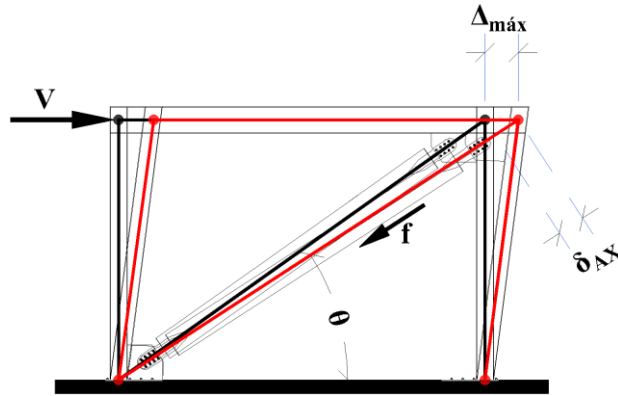


Figura 3.3 Equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones en marco contraventado.

$$\delta_{AX} = \Delta_{m\acute{a}x} \cos\theta \quad (3.9)$$

Por otra parte, también se requiere conocer la energía disipada por el núcleo mediante histéresis. Esta cantidad de energía depende de la repetida incursión en el rango inelástico del contraviento. Así como la incursión máxima en el rango inelástico de un elemento estructural se mide a partir del concepto de ductilidad; igualmente se requiere de un concepto equivalente que cuantifique la energía histerética (E_H) disipada por el sistema. En este estudio, se usa con estos fines la energía histerética normalizada ($NE_{H\mu}$), la cual se define como:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_H}{F_y \Delta_y} \quad (3.10)$$

donde E_H representa la energía histerética disipada mientras que F_y y Δ_y son la fuerza y desplazamiento a la primera fluencia del sistema, respectivamente.

Para determinar expresiones que relacionen el desplazamiento máximo con el desplazamiento residual, y la ductilidad con la energía histerética normalizada, se realizan análisis a varios sistemas de un grado de libertad con diferente periodo natural de vibración y sujetos a la acción de los movimientos del terreno descritos en el Capítulo 2. Para cada sistema se calculan demandas de: A) $\Delta_{m\acute{a}x}$, desplazamiento máximo; B) Δ_{res} ,

desplazamiento residual; C) μ , ductilidad ($\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_y$); y D) $NE_{H\mu}$, energía histerética normalizada definida por la ecuación (3.10).

Para efectuar los análisis de los sistemas de 1GL se considera que los sistemas: A) Tienen masa unitaria ($m=1$); B) Cuentan con un porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ) de 5%; C) Poseen un coeficiente sísmico (c_y) de 0.1; y D) Exhiben comportamiento elastoplástico (el cual se considera representativo de la respuesta histerética de estructuras de acero de baja y mediana altura) lo que implica que todos los elementos del sistema fluyen simultáneamente, aún el contraviento mostrado en la Figura 3.3. Aunque en estructuras de acero a veces se ha medido que el porcentaje de amortiguamiento crítico es del 2%, aquí se considera el 5% ya que en la práctica profesional convencionalmente se usa este último valor. Por otra parte, es importante mencionar que las tendencias y resultados discutidos en este capítulo no dependen del valor particular de masa y coeficiente sísmico que se asigne a los sistemas, y que los valores elegidos en esta tesis son arbitrarios.

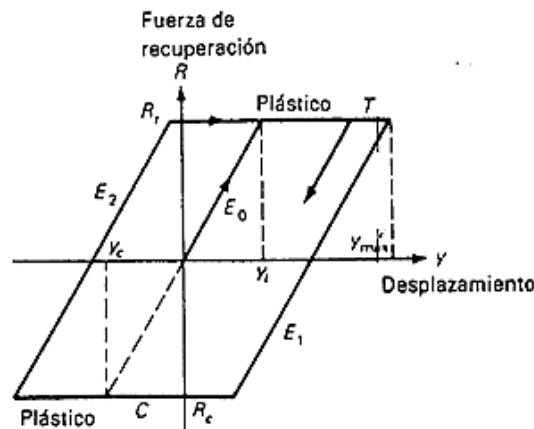


Figura 3.4 Modelo de comportamiento elastoplástico.

3.4 Programa *ESPCONRES*

Para establecer el tipo de relación que mantienen los parámetros de interés para esta tesis, se generaron curvas de $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} , y de μ contra $NE_{H\mu}$, de la siguiente manera:

- a) Para cada sistema de 1GL se establecen, para cada uno de los registros sísmicos del conjunto LA10/50, cien demandas de $\Delta_{m\acute{a}x}$, Δ_{res} , μ y $NE_{H\mu}$. Las demandas se obtienen a partir de escalar linealmente cien veces cada registro. El escalado se efectúa a intervalos regulares de tal manera que al llegar al centésimo escalado, el sistema alcance una ductilidad de diez.
- b) Con los demandas de $\Delta_{m\acute{a}x}$ y Δ_{res} se establecen cien pares, y se construye una curva $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} . Algo semejante se hace con los pares μ y $NE_{H\mu}$. De esta manera se obtienen para cada sistema de 1GL veinte curvas (una para cada movimiento contempladas por el conjunto LA10/50) $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} , y μ contra $NE_{H\mu}$.
- c) Entre cada dos puntos de cada curva $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} se realiza una interpolación lineal para obtener valores de Δ_{res} para valores específicos de $\Delta_{m\acute{a}x}$ (los cuales serán iguales para las veinte curvas). Algo semejante se hace para el caso de las curvas μ vs $NE_{H\mu}$.
- d) Para cada valor específico de $\Delta_{m\acute{a}x}$ se establece la mediana de Δ_{res} y con estos valores medianos se establece una curva mediana $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} . Algo similar se hace para el caso de las curvas μ contra $NE_{H\mu}$.
- e) Finalmente, las gráficas de la mediana son analizadas para determinar el tipo de relación que existe entre las demandas involucradas.

Aunque la mediana representa el percentil 50, se decidió utilizar este parámetro estadístico porque su cálculo es relativamente fácil y permite establecer la tendencia de los datos y verificar la relación que existe entre las demandas sísmicas de interés. Vale la pena mencionar que aunque esta tesis discute tendencias alrededor de las medianas, se puede considerar cualquier otro percentil en caso de considerarse de interés, y que esto no implicaría impedimento numérico o conceptual alguno.

Con el fin de estimar las demandas de $\Delta_{m\acute{a}x}$, Δ_{res} , μ y $NE_{H\mu}$, se escribió y codificó en *FORTRAN* el programa *ESPCONRES* (espectros con resistencia constante); el cual calcula las demandas de interés para una familia de sistemas de 1GL que tengan resistencia constante. El programa utiliza el método de Newmark, y toma en cuenta el planteamiento presentado en la Sección 3.3. Para obtener las demandas requeridas para el estudio, el programa *ESPCONRES* usó los registros sísmicos descritos en el Capítulo 2. Mientras que la Figura 3.5 muestra la estructura principal del programa *ESPCONRES*; la Figura 3.6 detalla la subrutina *fepp*.

```

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
dimension ug(50000), sp(70,5), dmax(70,100), ug2(50000)
dimension dres(70,100), eh(70,100), eh(70,100), ducmax(70,100)
open(5,file = ' ',status='old')
open(6,file = ' ',status='new')
open(7,file = ' ',status='new')
open(8,file = ' ',status='new')
open(9,file = ' ',status='new')
open(10,file = ' ',status='new')
write(*,*) 'Cuano vale el delta del factor de escala=?'
read(*,*)afesc
read(5,*)n
read(5,*)fact,at
zn = n
zper1 = 1
zper2 = 70
zduct = 1
read(5,*) (ug(1),i=1,n)
c
c Se considera 5% de amortiguamiento crítico
c
c   psi = 0.05
c
c   do 10 j = 1,100
c
c Se escala el movimiento del terreno
c
c   write(*,2)j
c   do 20 k = 1,n
20 ug2(k) = ug(k) * j * afesc
c
c   call fepp (zn,zper1,zper2,zduct,psi,at,ug2,sp)
c
c
c   do 30 i = 1,70
c   ducmax(i,j) = sp(i,1)
c   dmax(i,j) = sp(i,2)
c   dres(i,j) = sp(i,3)
c   eh(i,j) = sp(i,4)
30 eh (i,j) = sp(i,5)
c
c 10 continue
c
c   do 40 i=1,100
c   write( 6,1) (ducmax(j,i),j=1,70)
c   write( 7,1) ( dmax(j,i),j=1,70)
c   write( 8,1) ( dres(j,i),j=1,70)
c   write( 9,1) ( eh(j,i),j=1,70)
40 write(10,1) ( eh(j,i),j=1,70)
c
c 1 format (100f12.4)
c 2 format (' vamos en el escalado =',13)
c stop
c end

```

Figura 3.5 Estructura principal del programa *ESPCONRES*.

```

c      subroutine fepp (zn,zper1,zper2,zduct,psi,at,ug,sp)
c
c      subrutina fepp: calcula espectros considerando
c      resistencia constante
c
c      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
c      real*8 ki,kieff,m
c      real*8 sp(70,5),ug(*)
c      real*4 tt(70)
c      data tt /0.05,0.10,0.15,0.20,0.25,0.30,0.35,0.40,0.45,0.50,
1      0.55,0.60,0.65,0.70,0.75,0.80,0.85,0.90,0.95,1.00,
2      1.05,1.10,1.15,1.20,1.25,1.30,1.35,1.40,1.45,1.50,
3      1.55,1.60,1.65,1.70,1.75,1.80,1.85,1.90,1.95,2.00,
4      2.10,2.20,2.30,2.40,2.50,2.60,2.70,2.80,2.90,3.00,
5      3.10,3.20,3.30,3.40,3.50,3.60,3.70,3.80,3.90,4.00,
6      4.25,4.50,4.75,5.00,5.50,6.00,6.50,7.00,7.50,8.00/
c
c      n = zn
c      nper1 = zper1
c      nper2 = zper2
c      nduct = zduct
c      p1 = 3.1416
c      m = 1
c      nn = 1000
c      do 300 i = 1,70
c      do 300 j = 1,5
300 sp(i,j) = 0
c
c
c      310 gamma = 1./2.
c      beta = 1./4.
c      do 210 iper = nper1,nper2
c      T = tt(iper)
c      w = 2*pi/T
c      rk = w**2*m
c      c = 2*m*psi*w
c      a = m/(beta*at) + gamma*c/beta
c      b = m/(2*beta) + at*(gamma/(2*beta)-1)*c
c      do 210 j = 1,1
c      cy = .1
c      cy = 981.*cy
c      dy = cy/rk
c      qd1 = 0.
c      qv1 = 0.
c      a1 = ug(1)/m
c      v1 = 0.
c      d1 = 0.
c      f1 = 0.
c      desmax = 0.
c      ain = 0.
c      rin = 0.
c      rke = 0.
c      se = 0.
c      he = 0.
c      de = 0.
c      hecyc = 0
c      ftrack = 0
c      f2rack = 0
c
c
c      do 215 i = 2,n
c      api = (ug(i)-ug(i-1)) + a*v1 + b*a1
c      ki = 1
c      if ((f1*v1).ge.0) ki = 1-f1**nn
c      kieff = rk*ki + gamma/(beta*at)*c + 1/(beta*at**2)*m
c      ades = api/kieff
c      avel = gamma/(beta*at)*ades-gamma/beta*v1+at*(1-gamma/(2*beta))*a1
c
c
c      if ((ades*v1).lt.0.and.abs(f1).ge.1)goto 162
c      goto 161
c      162 ki = 1
c      kieff = rk*ki + gamma/(beta*at)*c + 1/(beta*at**2)*m
c      ades = api/kieff
c      avel = gamma/(beta*at)*ades-gamma/beta*v1+at*(1-gamma/(2*beta))*a1
c
c
c      161 f2 = ki*ades/dy + f1
c      f2aux = f2
c      if (abs(f2).gt.1) f2 = f2/abs(f2)
c      d2 = d1+ades
c      v2 = v1+avel
c      a2 = (ug(1) - c*v2 - f2*cy)/m
c      aabs = (c*v2 + f2*cy)/m
c      gv2 = gv1 - 0.5*(ug(i-1)+ug(i))*at/m
c      gd2 = gd1 + at*(gv1 - (at/m)*(0.5*ug(i-1) + (ug(i)-ug(i-1))/6.))
c      ain = ain - 0.5*at*(qv1*(f1*cy + c*v1) + qv2*(f2*cy + c*v2))
c      rin = ain - 0.5*m*(gv1**2/2. + v1*gv1 + gv2**2/2. + v2*gv2)
c      he2 = 0
c      if (abs(f1).ge.1.and.abs(f2aux).ge.1)he2=0.5*cy*(f1+f2)*(d2-d1)
c      if (abs(f1).lt.1.and.abs(f2aux).ge.1)goto 220
c      goto 230
c      220 daux = d1 + ades*(1-abs(f1))/(abs(f2aux)-abs(f1))
c      he2 = 0.5*cy*(f1+f2)*(d2-daux)
c      230 ftrack = f2
c      if ((ftrack*f2rack).le.-1)goto 240
c      hecyc = hecyc+he2
c      goto 250
c      240 hecyc = he2
c
c
c      250 se = abs(qv2+v2)
c      he = he + he2
c      de = de + 0.5*c*(v1*v1 + v2*v2)*at
c      rke = abs(v2)
c      if (abs(d2).le.desmax)goto 280
c      desmax = abs(d2)
c
c      280 d1 = d2
c      v1 = v2
c      a1 = a2
c      f1 = f2
c      qv1 = qv2
c      qd1 = qd2
c      if (he2.gt.0)f2rack = ftrack
c
c      215 continue
c      sp (iper,1) = desmax/dy
c      sp (iper,2) = desmax
c      sp (iper,3) = abs(d2)
c      sp (iper,4) = he/cy/dy
c      sp (iper,5) = he
c
c      210 continue
c      return
c      end

```

Figura 3.6 Subrutina *fepp* del programa *ESPCONRES*.

3.5 Calibración

Para verificar los resultados obtenidos con el programa *ESPCONRES*, se compararon con demandas estimadas con el programa *DEGTRA* versión 9.1.0 (desarrollado por investigadores y estudiantes del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México). En particular, se compararon demandas de $\Delta_{m\acute{a}x}$ y Δ_{res} . Con la respuesta establecida con ambos programas, se establecieron y compararon curvas $\Delta_{m\acute{a}x}$

contra Δ_{res} construidas de acuerdo a lo indicado en la Sección 3.4. El sistema de 1GL considerado para este ejercicio tiene periodo de dos segundos, y fue sujeto a la acción del registro *LA01*. La Tabla 3.1 resume y compara las demandas de $\Delta_{m\acute{a}x}$ y Δ_{res} establecidas con los escalados 91 al 100 del registro. La Figura 3.7 muestra las curvas $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} que se generaron para los 100 escalados. Note la excelente coincidencia entre las demandas establecidas con ambos programas.

Tabla 3.1 Comparación de demandas obtenidas con los programas *DEGTRA* y *ESPCONRES*.

ESC.	FACTOR DE ESCALA	<i>DEGTRA</i>			<i>ESPCONRES</i>			DIFERENCIA	
		$\Delta_{m\acute{a}x}$	Δ_{res}	μ	$\Delta_{m\acute{a}x}$	Δ_{res}	μ	$\Delta_{m\acute{a}x}$	Δ_{res}
		(cm)	(cm)		(cm)	(cm)		%	%
91	2.0748	93.80	80.10	9.44	93.77	80.00	9.43	0.03	0.12
92	2.0976	94.50	81.20	9.51	94.36	80.92	9.49	0.15	0.34
93	2.1204	95.20	82.20	9.58	95.02	81.97	9.56	0.19	0.28
94	2.1432	95.80	83.20	9.64	95.71	83.00	9.63	0.10	0.24
95	2.1660	96.60	84.30	9.72	96.39	84.06	9.70	0.21	0.28
96	2.1888	97.70	85.30	9.83	97.51	85.11	9.81	0.20	0.22
97	2.2116	98.90	86.40	9.95	98.69	86.19	9.93	0.21	0.24
98	2.2344	100.00	87.50	10.06	99.92	87.35	10.05	0.08	0.17
99	2.2572	101.00	88.70	10.16	101.16	88.67	10.18	0.16	0.04
100	2.2800	102.00	90.00	10.26	102.33	89.92	10.29	0.32	0.09

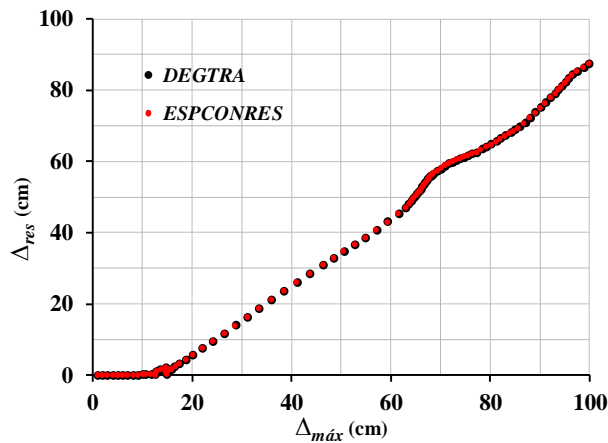


Figura 3.7 Curvas de $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} generadas con los datos obtenidos de los programas *DEGTRA* y *ESPCONRES* usando el registro *LA01*.

3.6 Desplazamiento Máximo contra Desplazamiento Residual

Con la intención de identificar una posible relación entre el desplazamiento máximo y el residual, se generan curvas mediana $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} , y se propuso una expresión para reflejar dicha relación y calcular la demanda de desplazamiento máximo a partir del desplazamiento residual (que se mediría en el sistema estructural existente).

3.6.1 Tendencias

La Tabla 3.2 indica los periodos de los sistemas de IGL que se analizaron tomando en cuenta las consideraciones señaladas en la Sección 3.3. Para cada uno de estos sistemas se generó una curva mediana $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} de acuerdo al procedimiento descrito en la Sección 3.4. La Figura 3.8a muestra las curvas $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} obtenidas para algunos sistemas. En el Anexo 1 se muestran curvas para todos ellos. En la Figura 3.8b se muestra el coeficiente de variación de los datos de Δ_{res} usados para generar las gráficas de la figura 3.8a; en esta figura (3.8b) podemos notar que el coeficiente de variación en la mayoría de los casos es menor de 0.6, por lo que podemos decir que la dispersión de los datos es normal (la dispersión no es alta). La Figura 3.9 superpone las curvas mediana correspondientes a todos los sistemas bajo consideración.

Tabla 3.2 Periodos de los sistemas de IGL analizados.

No.	Periodo	No.	Periodo	No.	Periodo	No.	Periodo
	(s)		(s)		(s)		(s)
1	0.25	7	1.15	13	1.85	19	3.25
2	0.50	8	1.25	14	2.00	20	3.50
3	0.65	9	1.35	15	2.25	21	3.75
4	0.75	10	1.50	16	2.50	22	4.00
5	0.85	11	1.65	17	2.75	-	-
6	1.00	12	1.75	18	3.00	-	-

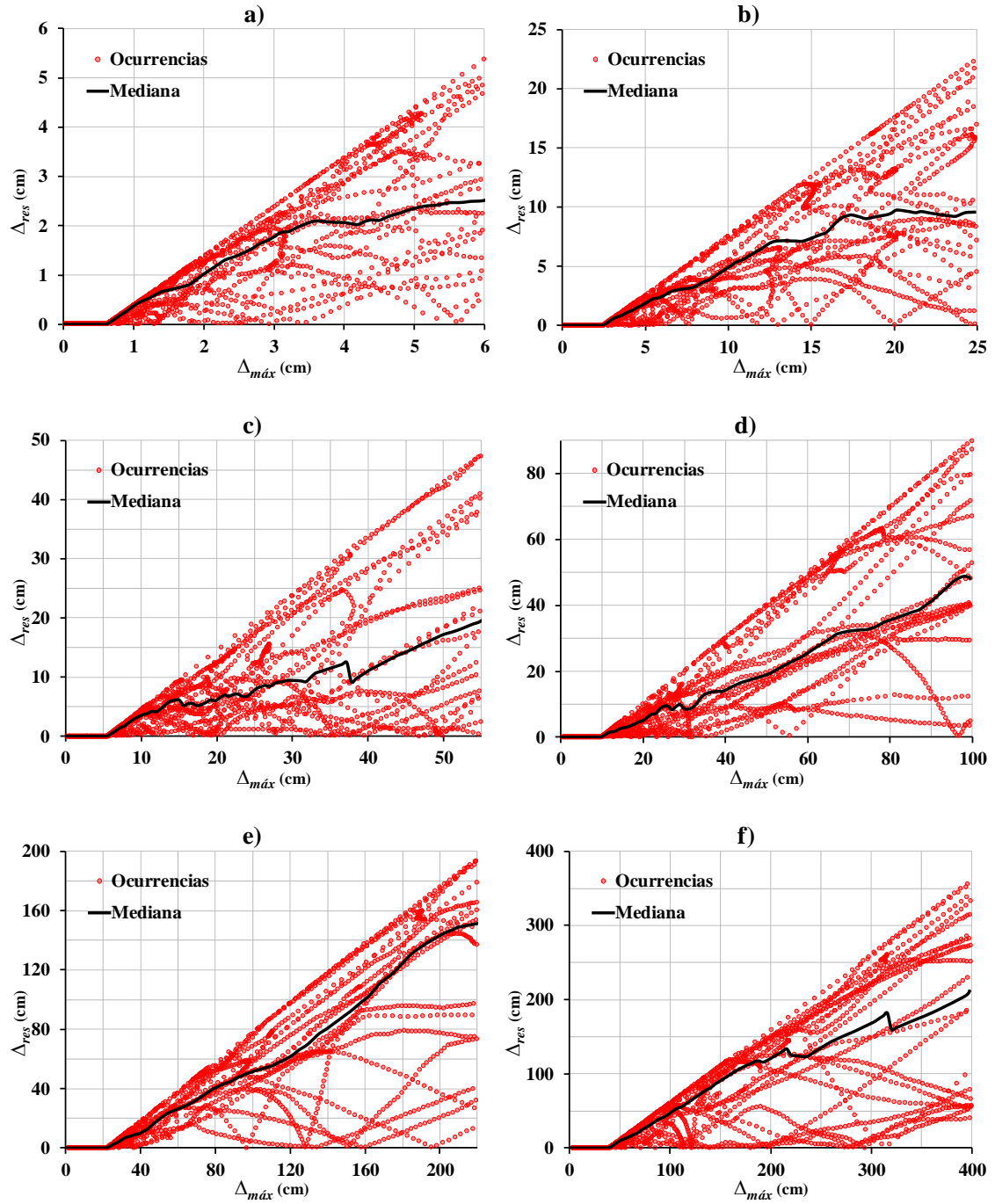


Figura 3.8a Curvas de $\Delta_{máx}$ contra Δ_{res} de sistemas de 1GL: a) $T=0.5$ s, b) $T=1.0$ s, c) $T=1.5$ s, d) $T=2.0$ s, e) $T=3.0$ s, f) $T=4.0$ s.

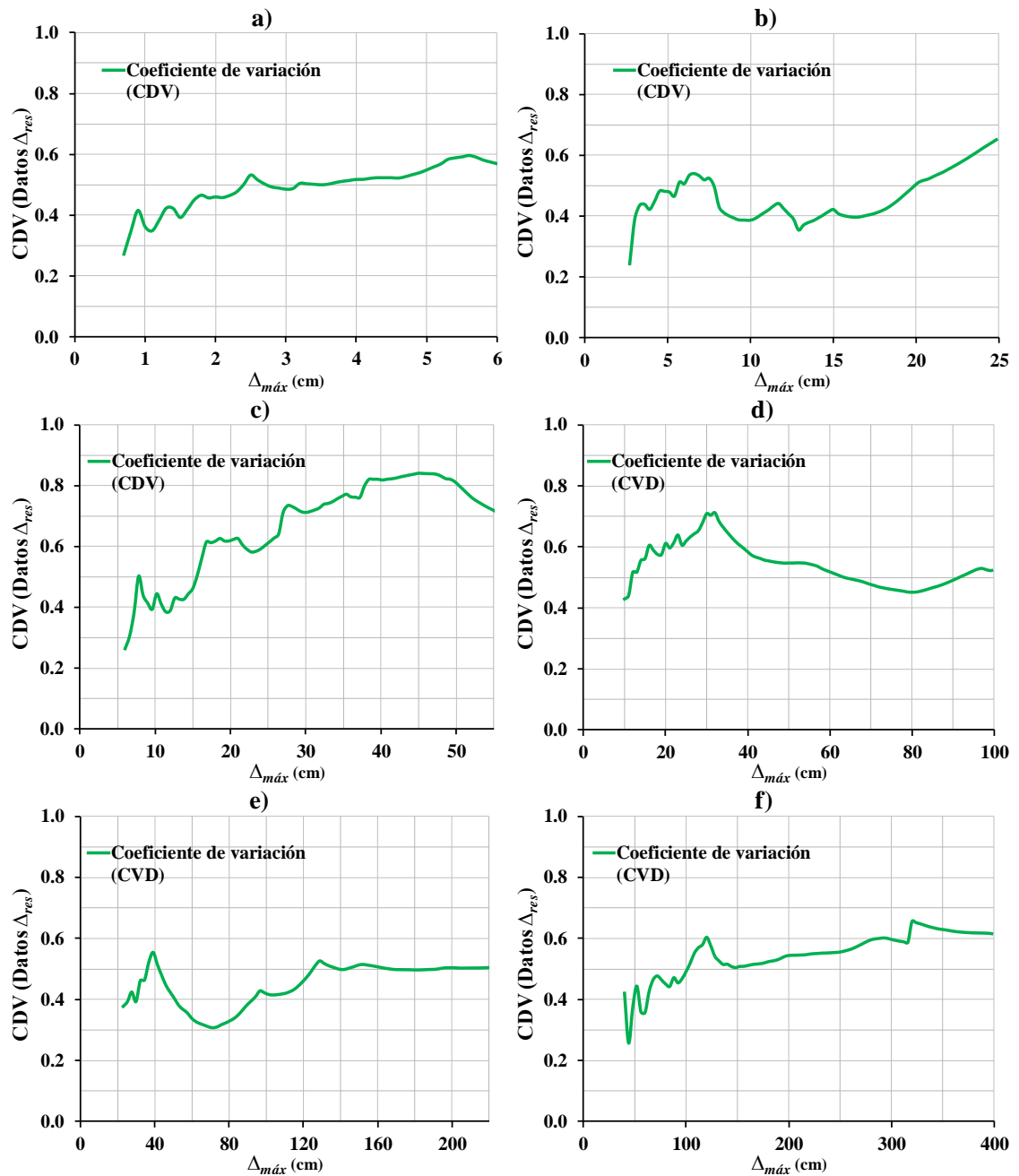


Figura 3.8b Coeficiente de variación de los datos de Δ_{res} de la Figura 3.8a: a) T=0.5 s, b) T=1.0 s, c) T=1.5 s, d) T=2.0 s, e) T=3.0 s, f) T=4.0 s.

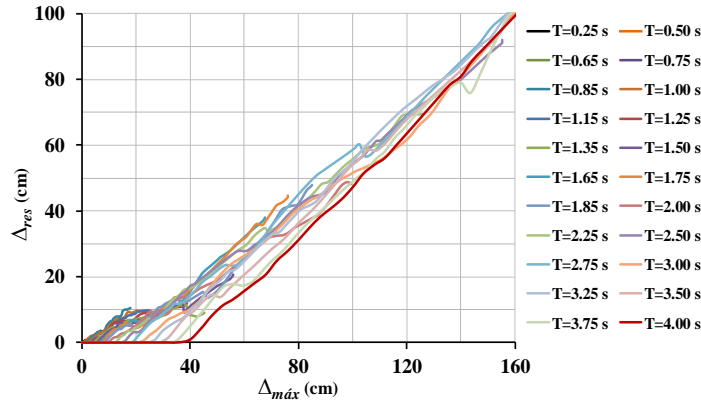


Figura 3.9 Curvas mediana de $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} de los sistemas de 1GL analizados.

El estudio de las curvas mediana de la Figura 3.9 permite comentar lo siguiente:

1. La relación en términos de mediana, entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento residual resulta prácticamente lineal, con pendiente positiva, una vez que el sistema alcanza su desplazamiento de fluencia.
2. La pendiente de las curvas medianas, después del punto de fluencia, varía ligeramente en función del periodo de los sistemas de 1GL.

A raíz de estas observaciones, resulta posible y conveniente establecer una expresión general de tipo bi-lineal, con pendiente para la segunda línea recta que sea función del periodo del sistema. Para desplazamientos máximos iguales o menores que el de fluencia, el desplazamiento residual resulta igual a cero. Para desplazamientos máximos iguales o mayores que el de fluencia, se propone lo siguiente:

$$\Delta_{res} = m_d (\Delta_{m\acute{a}x} - \Delta_y) \quad (3.11)$$

donde Δ_y representa el desplazamiento de fluencia del sistema y m_d la pendiente de la curva $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} en la zona considerada.

3.6.2 Expresiones

Aunque para obtener las curvas $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} se consideró una ductilidad máxima de diez en los sistemas de 1GL; en la práctica profesional los sistemas estructurales se diseñan para que desarrollen ductilidades de hasta cuatro. Con base en esto, este trabajo considera las porciones de las curvas asociadas a ductilidades iguales o menores que cinco para determinar una expresión que relacione el desplazamiento máximo con el desplazamiento residual. Para obtener la pendiente m_d requerida en la Ecuación (3.11) se siguieron los pasos siguientes:

1. La porción de cada curva mediana $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} , delimitadas por ductilidades que van de uno a cinco, se ajustó con una recta con pendiente m_d . Mientras que la Figura 3.10 muestra este ajuste para algunos sistemas, la Tabla 3.3 resume los datos obtenidos para todos los sistemas analizados.
2. Las pendientes resumidas en la Tabla 3.3 se graficaron en función del periodo y se propuso una expresión con la forma contenida en la Ecuación (3.12) para expresar esta dependencia. Los valores de los parámetros α , β , γ , δ y T_s se determinaron con el método de mínimos cuadrados, y resultaron iguales a: 3.5, 0, 0.14, 0.27 y 1.68, respectivamente. Con base en estos valores, se plantea la ecuación (3.13) para estimar la pendiente m_d de cualquier sistema de 1GL con las características analizadas en este estudio. La Figura 3.11 compara las estimaciones de m_d obtenidas con la Ecuación (3.13) con los valores reales.

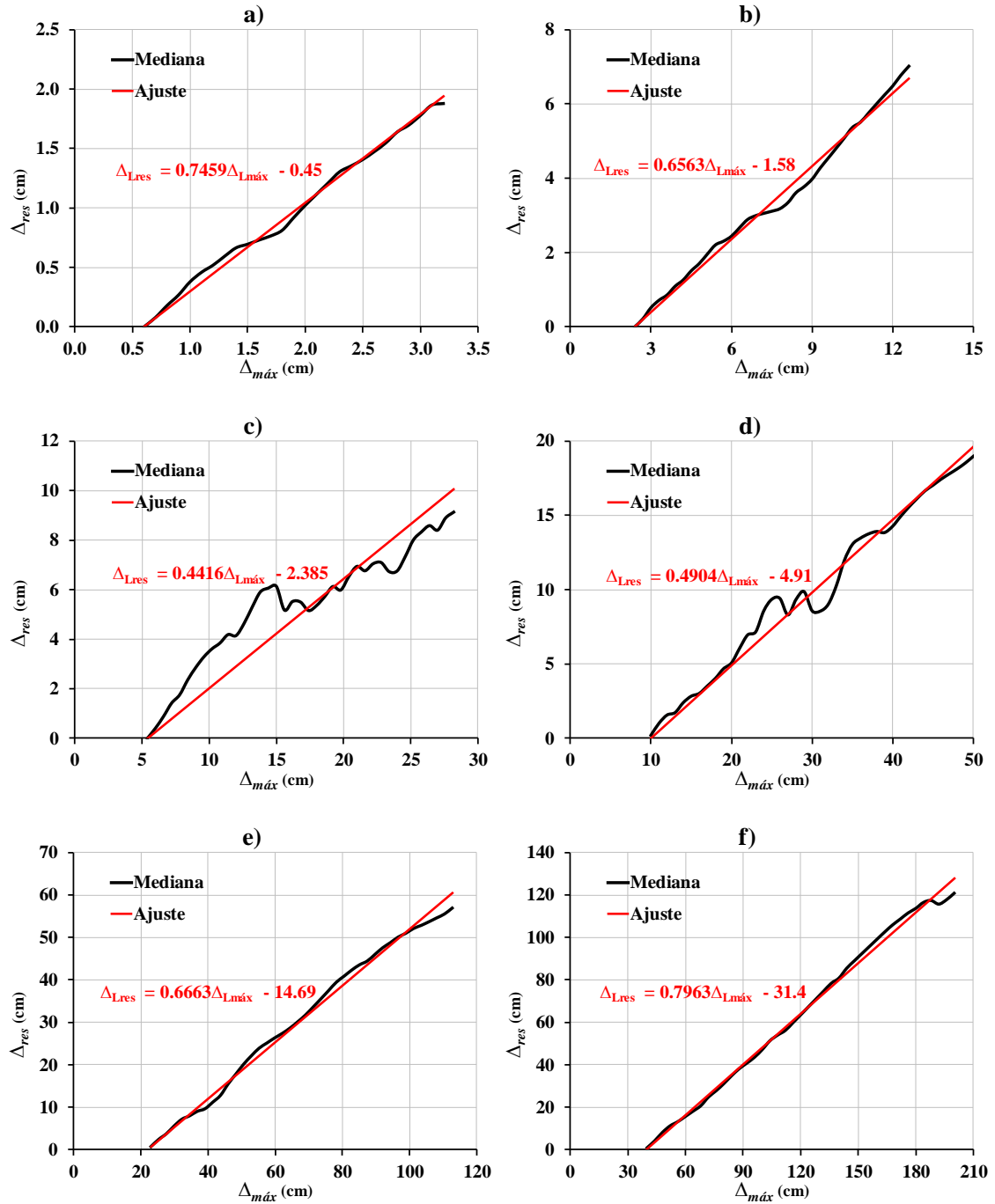


Figura 3.10 Ajuste lineal de la curva mediana de $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} : a) $T=0.5$ s, b) $T=1.0$ s, c) $T=1.5$ s, d) $T=2.0$ s, e) $T=3.0$ s, f) $T=4.0$ s.

Tabla 3.3 Pendientes de las rectas ajustadas a partir de las curvas mediana de $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} .

T (s)	m_d	T (s)	m_d	T (s)	m_d	T (s)	m_d
0.25	0.6439	1.15	0.6191	1.85	0.4732	3.25	0.7597
0.50	0.7459	1.25	0.5472	2.00	0.4904	3.50	0.7526
0.65	0.5750	1.35	0.5058	2.25	0.6192	3.75	0.7731
0.75	0.6677	1.50	0.4416	2.50	0.6368	4.00	0.7963
0.85	0.6565	1.65	0.4762	2.75	0.7152	-	-
1.00	0.6563	1.75	0.4658	3.00	0.6663	-	-

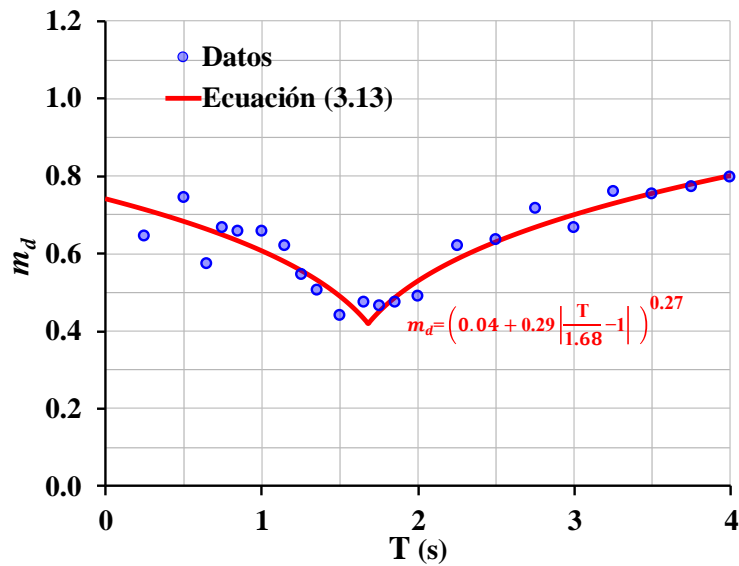


Figura 3.11 Comparación entre las estimaciones de m_d obtenidas con la Ecuación (3.13) y los valores reales.

$$m_d = \left(1 / \left(\frac{\alpha \left(\frac{T}{T_s} \right)^\beta}{\gamma + \left| \frac{T}{T_s} - 1 \right|} \right) \right)^\delta \quad (3.12)$$

$$m_d = \left(0.04 + 0.29 \left| \frac{T}{1.68} - 1 \right| \right)^{0.27} \quad (3.13)$$

Al sustituir la Ecuación (3.13) en la (3.11), es posible plantear una expresión que relaciona el desplazamiento máximo con el desplazamiento residual de cualquier sistema de 1GL:

$$\Delta_{res} = \left(0.04 + 0.29 \left| \frac{T}{1.68} - 1 \right| \right)^{0.27} (\Delta_{m\acute{a}x} - \Delta_y) \quad (3.14)$$

donde,
$$\Delta_y = \frac{F_y T^2}{4m\pi^2} \quad (3.15)$$

y F_y es la fuerza de fluencia del sistema. La Figura 3.12 compara las estimaciones obtenidas con la Ecuación (3.14) y las curvas mediana $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} de algunos sistemas estudiados previamente. Puede observarse que las estimaciones ajustan razonablemente bien a las demandas implícitas en las curvas mediana, de tal manera que la Ecuación 3.14 puede ser usada como parte de la metodología de evaluación que se pretende establecer. Dado que el desplazamiento residual y el periodo del sistema serán datos conocidos durante la aplicación de la metodología, es conveniente expresar la ecuación en términos de desplazamiento máximo:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{\Delta_{res}}{\left(0.04 + 0.29 \left| \frac{T}{1.68} - 1 \right| \right)^{0.27}} + \frac{F_y T^2}{4m\pi^2} \quad (3.16)$$

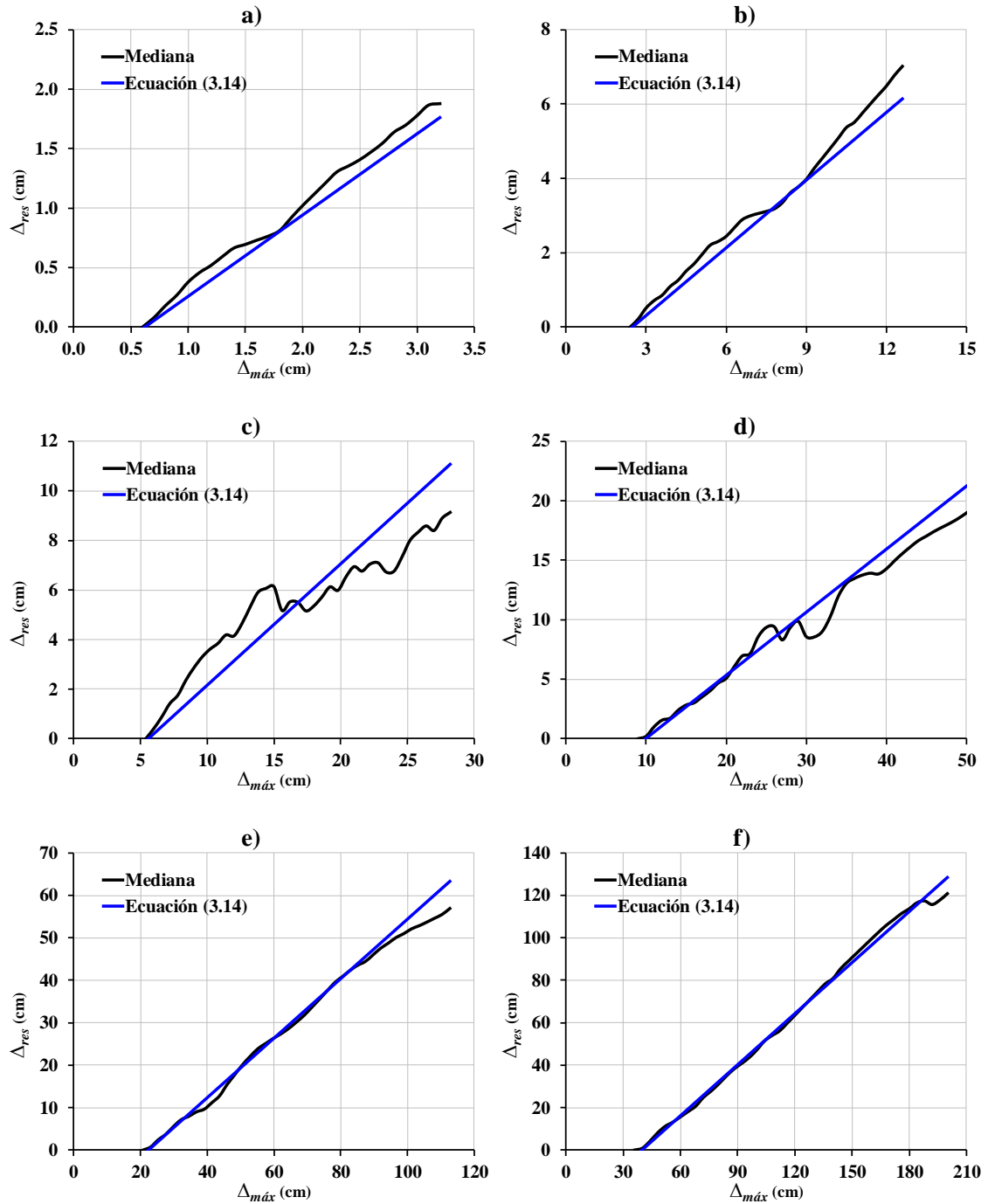


Figura 3.12 Comparación entre las estimaciones de la ecuación (3.14) y la curva mediana de $\Delta_{máx}$ contra Δ_{res} : a) $T=0.5$ s, b) $T=1.0$ s, c) $T=1.5$ s, d) $T=2.0$ s, e) $T=3.0$ s, f) $T=4.0$ s.

3.7 Ductilidad contra Energía Histerética Normalizada

Con la intención de identificar una posible relación entre la ductilidad y la energía histerética normalizada, se generan curvas mediana μ contra $NE_{H\mu}$, y se propone una expresión que refleje dicha relación y permita calcular la demanda normalizada de energía plástica a partir de la demanda máxima de ductilidad (una vez que se establece el desplazamiento máximo a partir del desplazamiento residual, y con el conocimiento del desplazamiento de fluencia del sistema, será posible estimar la ductilidad máxima).

3.7.1 Tendencias

Para los sistemas de 1GL de la Tabla 3.2 se obtuvieron demandas de μ y $NE_{H\mu}$ con las que se generaron curvas mediana μ contra $NE_{H\mu}$. La Figura 3.13a muestra las curvas establecidas para algunos sistemas. En el Anexo 2 se muestran curvas para todos los sistemas analizados. En la Figura 3.13b se muestra el coeficiente de variación de los datos de $NE_{H\mu}$ usados para generar las gráficas de la figura 3.13a; en esta figura (3.13b) podemos notar que el coeficiente de variación en la mayoría de los casos es menor de 0.6, por lo que podemos decir que la dispersión de los datos es normal (la dispersión no es alta) Las curvas mediana obtenidas para todos los sistemas se superpusieron gráficamente conforme a lo mostrado en la Figura 3.14, de la cual es posible observar lo siguiente:

1. La relación en términos de mediana, entre la ductilidad y la energía histerética normalizada resulta prácticamente lineal, con pendiente positiva, una vez que el sistema alcanza su desplazamiento de fluencia.
2. La pendiente de las curvas medianas, después del punto de fluencia, varía ligeramente en función del periodo de los sistemas de 1GL.

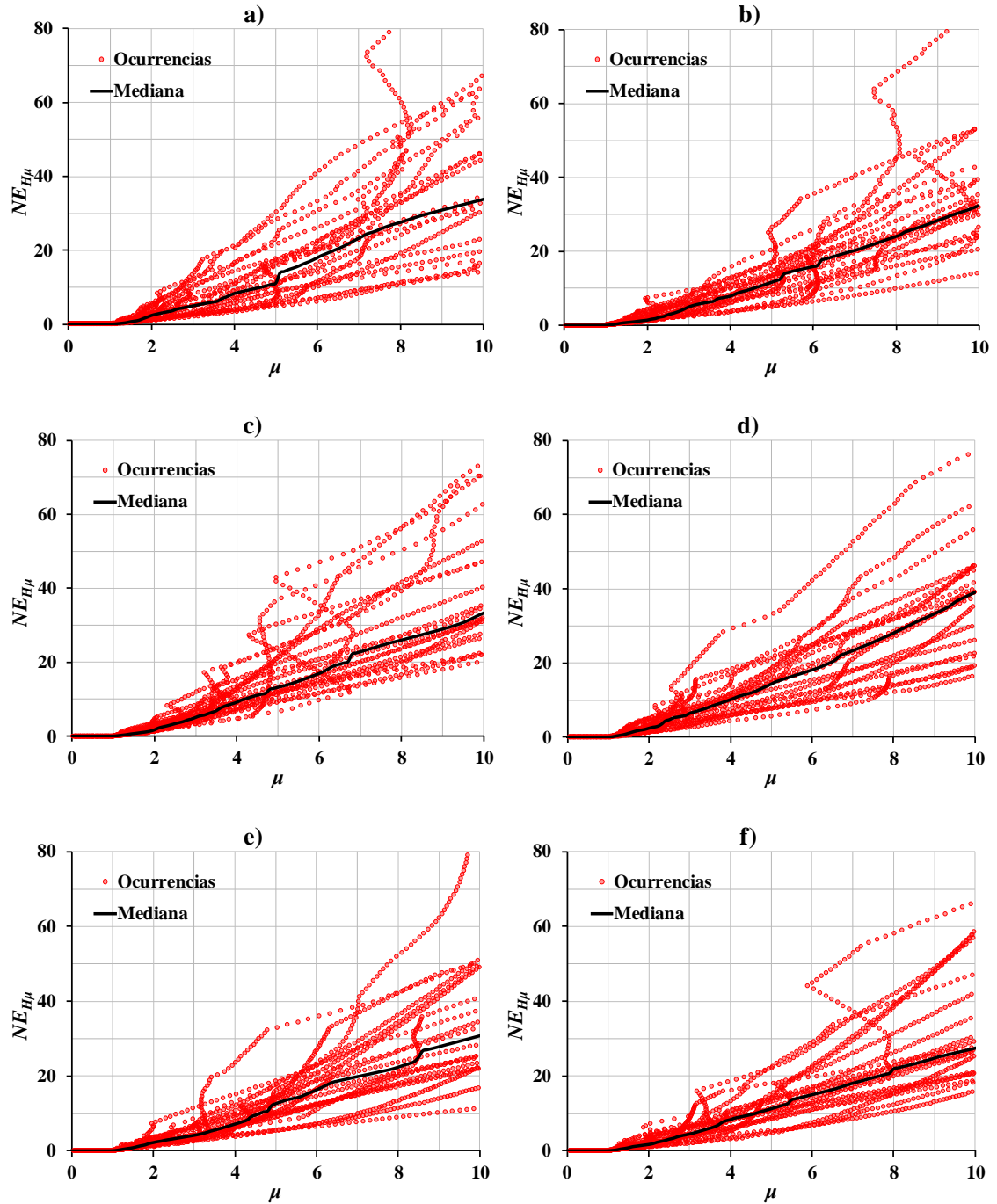


Figura 3.13a Curvas de μ contra $NE_{H\mu}$ de sistemas de 1GL: a) $T=0.5$ s, b) $T=1.0$ s, c) $T=1.5$ s, d) $T=2.0$ s, e) $T=3.0$ s, f) $T=4.0$ s.

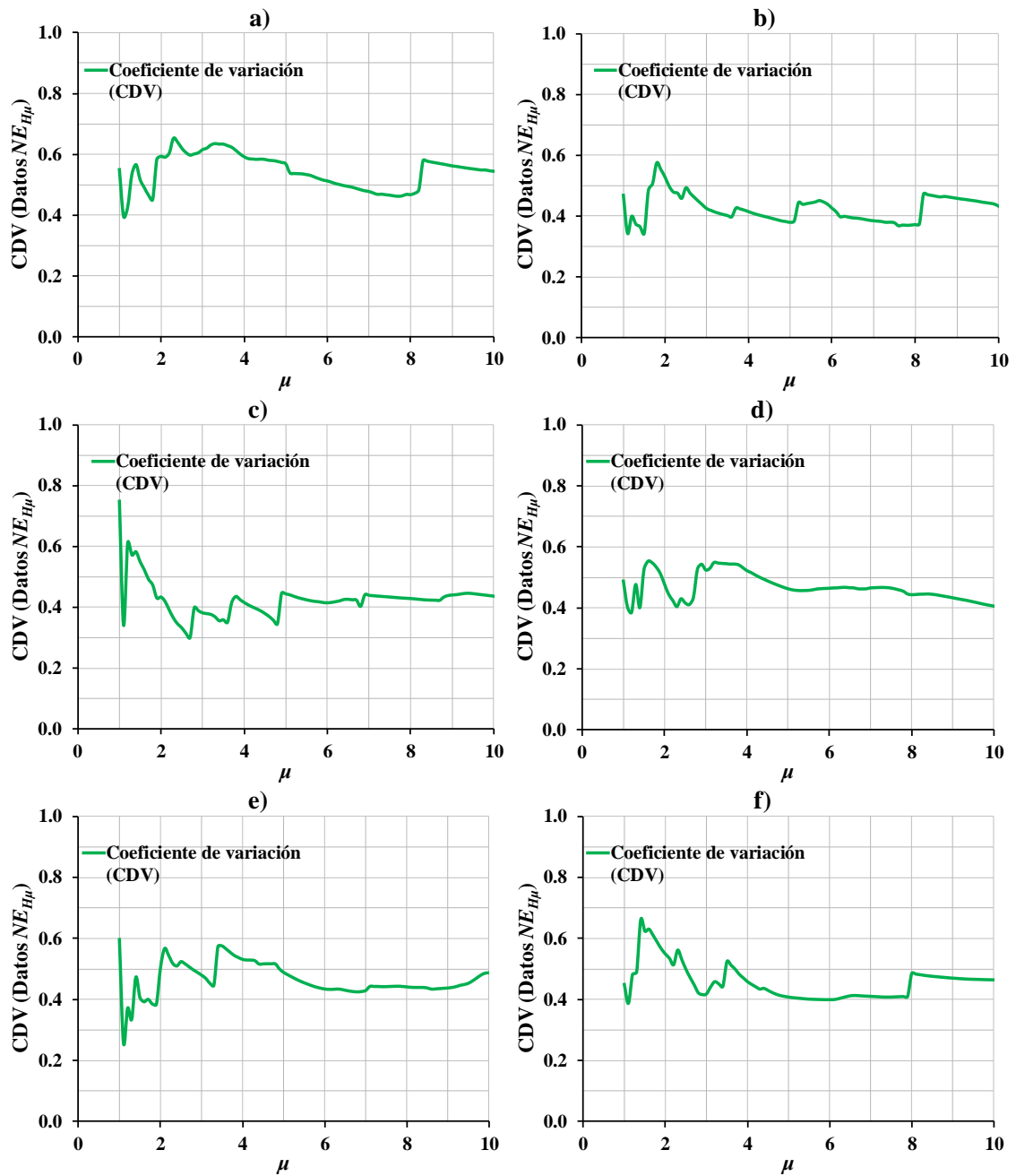


Figura 3.13b Coeficiente de variación de los datos de $NE_{H\mu}$ de la Figura 3.13a: a) $T=0.5$ s, b) $T=1.0$ s, c) $T=1.5$ s, d) $T=2.0$ s, e) $T=3.0$ s, f) $T=4.0$ s.

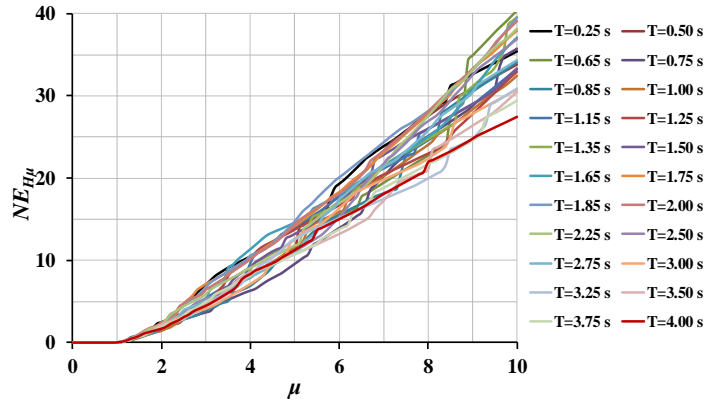


Figura 3.14 Curvas mediana de μ contra $NE_{H\mu}$ de los sistemas de 1GL analizados.

A raíz de las observaciones establecidas conforme a lo mostrado en la Figura 3.14, resulta posible y conveniente establecer una expresión general de tipo bi-lineal, con pendiente positiva para la segunda línea recta que sea función del periodo del sistema. Para ductilidades iguales o menores que uno, la energía plástica normalizada resulta igual a cero. Para ductilidades mayores que uno, se propone lo siguiente:

$$NE_{H\mu} = m_e (\mu - 1) \quad (3.17)$$

donde,

$$\mu = \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_y} \quad (3.18)$$

m_e = pendiente de la curva μ contra $NE_{H\mu}$
en la zona considerada

3.7.2 Expresiones

Establecida la expresión que relaciona la ductilidad con la energía histerética normalizada, es posible estimar la pendiente m_e . Conforme a lo discutido antes, dicha pendiente es función del periodo del sistema, de tal manera que es necesario establecer una ecuación que exprese dicha dependencia. Esto se hizo de una manera similar a lo discutido para las curvas desplazamiento residual contra desplazamiento máximo.

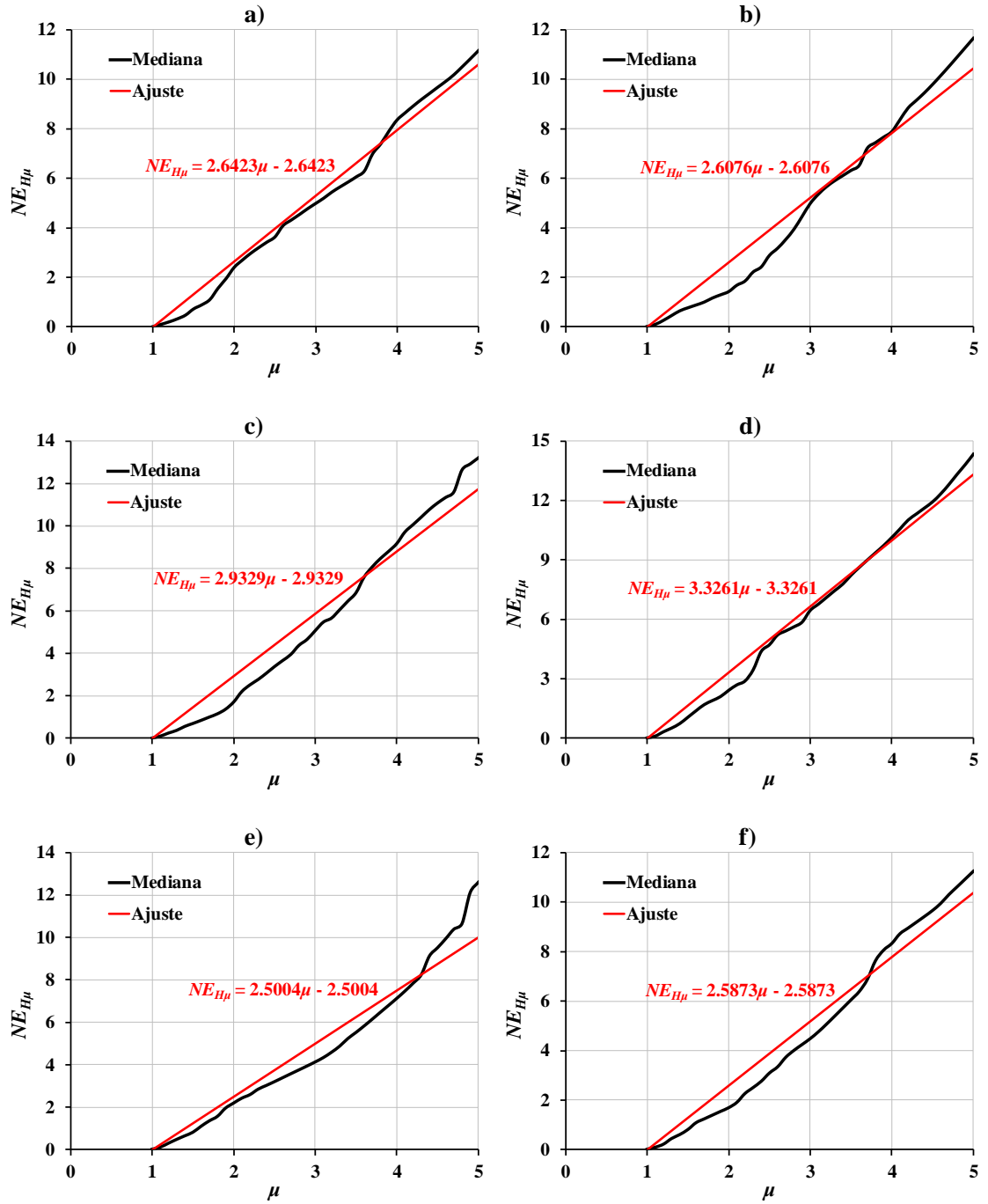


Figura 3.15 Ajuste lineal de la curva mediana de μ contra $NE_{H\mu}$: a) $T=0.5$ s, b) $T=1.0$ s, c) $T=1.5$ s, d) $T=2.0$ s, e) $T=3.0$ s, f) $T=4.0$ s.

Mientras que la Figura 3.15 muestra el ajuste de la curva mediana de μ contra $NE_{H\mu}$ para algunos sistemas, la Tabla 3.4 resume las pendientes obtenidas para todos los sistemas analizados. En cuanto a la dependencia de la pendiente m_e con respecto al valor del periodo, se plantea lo siguiente:

$$m_e = -0.06T + 2.96 \quad (3.19)$$

La Figura 3.16 compara estimaciones de m_e obtenidas con la Ecuación (3.19) con los valores reales obtenidos a partir de las curvas medianas.

Tabla 3.4 Pendientes de las rectas ajustadas a partir de las curvas mediana de μ contra $NE_{H\mu}$.

T (s)	m_e	T (s)	m_e	T (s)	m_e	T (s)	m_e
0.25	3.4288	1.15	3.1029	1.85	3.4012	3.25	2.6898
0.50	2.6423	1.25	3.1723	2.00	3.3261	3.50	2.6200
0.65	2.5559	1.35	2.7931	2.25	2.9604	3.75	2.6167
0.75	2.1370	1.50	2.9329	2.50	2.6885	4.00	2.5873
0.85	2.3822	1.65	3.4416	2.75	2.6049	-	-
1.00	2.6076	1.75	3.3832	3.00	2.5004	-	-

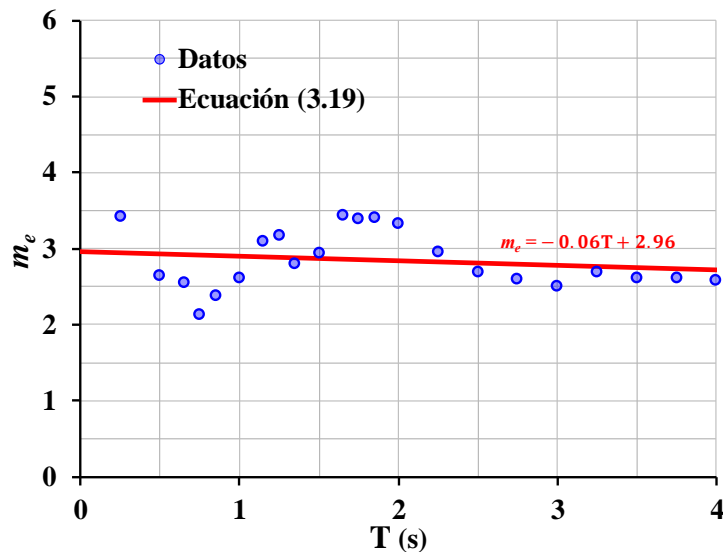


Figura 3.16 Comparación entre las estimaciones de m_e obtenidas con la Ecuación (3.19) y los valores reales.

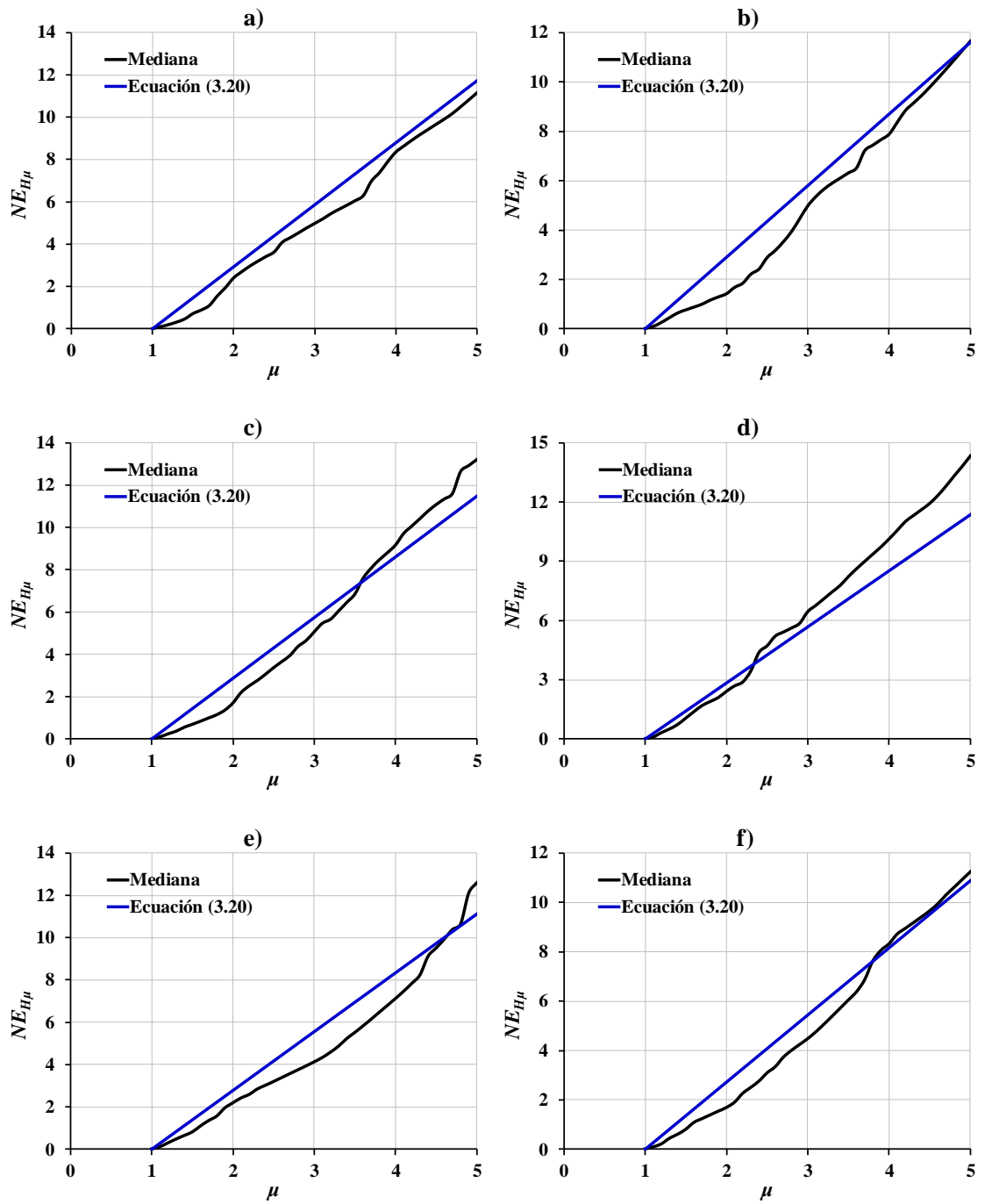


Figura 3.17 Comparación entre las estimaciones de la ecuación (3.20) y la curva mediana de μ contra $NE_{H\mu}$: a) $T=0.5$ s, b) $T=1.0$ s, c) $T=1.5$ s, d) $T=2.0$ s, e) $T=3.0$ s, f) $T=4.0$ s.

Al sustituir la Ecuación (3.19) en la (3.17), es posible establecer una expresión que permite estimar la energía histerética normalizada a partir de la ductilidad que desarrolla el sistema de 1GL:

$$NE_{H\mu} = (-0.06T + 2.96)(\mu - 1) \quad (3.20)$$

La Figura 3.17 muestra y compara, para algunos sistemas, las demandas de energía estimadas con la Ecuación (3.20) con aquellas establecidas a partir de curvas mediana μ contra $NE_{H\mu}$. Es posible decir que las estimaciones ajustan bien a las curvas mediana, de tal manera que sería posible contemplar la Ecuación (3.20) como parte de la metodología de evaluación que se pretende establecer.

3.8 Ejemplo

Para estudiar la pertinencia de estimar las demandas de desplazamiento máximo y energía plástica normalizada con las Ecuaciones (3.16) y (3.20), se llevó a cabo un ejemplo que consistió en someter a un sistema de 1GL, con periodo de 2 segundos, a la acción conjunta de todos los registros contemplados en el conjunto LA10/50, escalados linealmente de tal manera que para cada uno de ellos el sistema desarrollara exactamente un desplazamiento residual de 5 cm. Para cada movimiento del terreno escalado de esta manera, se estimaron las demandas de desplazamiento máximo y de energía histerética normalizada. Los demandas así calculadas representan la *respuesta exacta* del sistema, y se obtienen con el programa *ESPCONRES*. Se obtienen las medianas de las *demandas exactas*, y se comparan con las estimaciones que para estas medianas se hace con las Ecuaciones (3.16) y (3.20) para un desplazamiento residual de 5 cm y un periodo de 2 segundos.

La Tabla 3.5 muestra las demandas obtenidas con el programa *ESPCONRES* y sus respectivas medianas. La Tabla 3.6 compara los *valores exactos* de mediana con las estimaciones obtenidas con las Ecuaciones (3.16) y (3.20). Para ello, la fuerza de fluencia en el sistema se establece a partir de un coeficiente sísmico de 0.1, y el desplazamiento máximo se estima con la Ecuación (3.16):

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5}{\left(0.04 + 0.29 \left| \frac{2}{1.68} - 1 \right| \right)^{0.27}} + \frac{0.1 \times 981 \times 2^2}{4\pi^2}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 19.37 \cdot cm$$

El desplazamiento de fluencia del sistema y su ductilidad máxima están dados por:

$$\Delta_y = \frac{c_y g T^2}{4\pi^2} = \frac{0.1 \times 981 \times 2^2}{4\pi^2} = 9.94 \cdot cm$$

$$\mu = \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_y} = \frac{19.37}{9.94} = 1.95$$

Finalmente, la energía histerética normalizada está dada por le Ecuación (3.20):

$$NE_{H\mu} = (-0.06T + 2.96)(\mu - 1)$$

$$NE_{H\mu} = ((-0.06 \times 2) + 2.96)(1.95 - 1)$$

$$NE_{H\mu} = 2.70$$

Conforme a lo mostrado en la Tabla 3.6, las estimaciones que se hacen de las demandas de desplazamiento máximo y energía plástica disipada son razonables en relación a los *valores exactos*. Con base en los resultados de la comparación, es posible concluir que las ecuaciones propuestas arrojan resultados que pueden usarse de manera razonable como parte de una metodología de evaluación estructural para edificios de acero con las características aquí estudiadas.

Tabla 3.5 Demandas obtenidas con el programa *ESPCONRES* para el ejemplo estudiado.

Registro	Δ_{res} (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	$NE_{H\mu}$
LA01	5.00	19.60	4.89
LA02	5.00	18.54	1.27
LA03	5.00	38.23	6.41
LA04	5.00	14.94	0.50
LA05	5.00	46.32	9.55
LA06	5.00	15.49	0.61
LA07	5.00	41.72	13.87
LA08	5.00	20.88	4.00
LA09	5.00	14.94	0.50
LA10	5.00	17.36	3.91
LA11	5.00	15.80	1.01
LA12	5.00	18.52	1.83
LA13	5.00	19.68	3.09
LA14	5.00	20.12	2.28
LA15	5.00	19.11	1.34
LA16	5.00	20.28	3.29
LA17	5.00	16.75	1.77
LA18	5.00	16.63	0.84
LA19	5.00	31.29	6.94
LA20	5.00	28.16	4.04
Mediana	5.00	19.35	2.69
Coefficiente de variaci3n	0.00	0.41	0.95

Tabla 3.6 Comparaci3n de resultados del ejemplo estudiado.

Parámetro	Mediana	Ecuaci3n	Diferencia (%)
$\Delta_{m\acute{a}x}$	19.35 cm	19.37 cm	0.10
$NE_{H\mu}$	2.69	2.70	0.37

Capítulo 4

Análisis de Sistemas de Varios Grados de Libertad

4.1 Introducción

Para poder formular una metodología de evaluación estructural post-sismo para edificios de acero con contravientos restringidos contra pandeo, este capítulo establece expresiones que relacionan las demandas de distorsión máxima y distorsión residual, y de ductilidad y energía histerética normalizada, para sistemas de varios grados de libertad. Para obtener dichas expresiones se complementan los resultados obtenidos para sistemas de 1GL con aquellos obtenidos a partir del análisis de ocho marcos de acero de tres crujías con cuatro y ocho pisos, que son sometidos a la acción de los movimientos del terreno que conforman el conjunto LA10/50. De los ocho marcos, cuatro están estructurados con marcos de acero resistentes a momento, y los otros cuatro quedan configurados con los mismos marcos rigidizados con contravientos restringidos contra pandeo.

Para establecer expresiones para sistemas de varios grados de libertad, se establecen demandas de distorsión máxima, distorsión residual, ductilidad y energía histerética normalizada. Se generan curvas de distorsión máxima contra distorsión residual, y de ductilidad contra energía histerética normalizada. Se establece la curva mediana, se analiza su tendencia, y se proponen expresiones para relacionar las demandas consideradas.

4.2 Sistema de Varios Grados de Libertad

Para comprender el concepto de sistema de varios grados de libertad (VGL), es posible considerar al modelo del edificio de cortante de varios niveles, el cual considera que no existe rotación de una sección horizontal a nivel de los pisos. A este respecto, el edificio tendrá muchas de las características de una viga en cantiliver que es deformada exclusivamente por fuerzas de corte. Para estimar la deflexión en un edificio así, es necesario suponer que: A) La masa total de la estructura está concentrada al nivel de los pisos; B) Las trabes sobre los pisos son infinitamente rígidas en relación a las columnas; y C) La deformación de la estructura es independiente de las fuerzas axiales presentes en las columnas. La primera suposición transforma el problema de una estructura con un número infinito de grados de libertad (debido a la masa distribuida) a una estructura de varios grados de libertad con masas concentradas al nivel de los pisos. Conforme a lo ilustrado en la Figura 4.1a, una estructura de tres pisos modelada como un edificio de cortante tendrá tres grados de libertad, es decir, tres desplazamientos horizontales, cada uno correspondiente a cada nivel de piso. El número de desplazamientos independientes, requeridos para definir las posiciones desplazadas de todas las masas en relación con su posición de equilibrio original, se denomina número de grados de libertad. La segunda suposición asegura que las uniones entre trabes y columnas están fijas contra rotaciones y por último, la tercera nos lleva a la condición de que las trabes rígidas permanecerán horizontales durante el movimiento.

Note que el edificio puede tener cualquier número de crujiás y que solo por conveniencia se representa a un edificio de corte en términos de una. Sin embargo, de acuerdo a lo mostrado en la Figura 4.1b, es posible idealizar el edificio como una simple columna con masas concentradas al nivel de los pisos (solo los desplazamientos horizontales son posibles). En cualquiera de las dos representaciones descritas, el coeficiente de rigidez k_i entre dos masas consecutivas representa la fuerza requerida para producir un desplazamiento unitario relativo en dos pisos adyacentes.

Aunque la idealización de marco o edificio de cortante es poco realista, resulta conveniente para ilustrar cómo se desarrollan las ecuaciones de movimiento para un sistema de VGL.

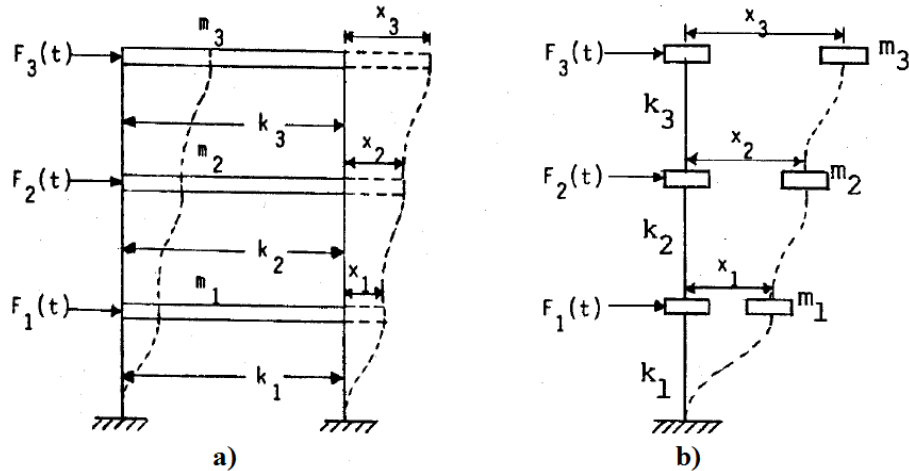


Figura 4.1 a) Modelo de una cruzía para un edificio de corte, b) Edificio de corte modelado como una simple columna.

4.3 Marcos

Para este estudio se consideraron ocho marcos de acero de tres cruzías y diferente número de pisos (cuatro marcos con cuatro pisos y cuatro con ocho pisos). De estos ocho marcos cuatro se reforzaron con contravientos restringidos contra pandeo (dos de cuatro y dos de ocho pisos), por lo que se conformaron dos grupos: 1) marcos sin contravientos restringidos contra pandeo, 2) marcos con contravientos restringidos contra pandeo.

4.3.1 Marcos sin Contravientos Restringidos contra Pandeo

Los marcos de acero sin contravientos restringidos contra pandeo (CRPs) se muestran en la Figura 4.2, y se consideran representativos de marcos momento-resistentes exteriores encontrados en edificios típicos de oficinas ubicados en California, Estados Unidos. Los marcos fueron originalmente diseñados por Santa-Ana y Miranda (2000) de

acuerdo a lo especificado en la versión 1994 del *Uniform Building Code* (UBC). La rigidez lateral de los marcos se diseñó de tal manera que se obtuvieran dos familias: una compuesta por marcos rígidos y otra por marcos flexibles. En particular, los marcos fueron diseñados para exhibir períodos fundamentales de vibración que podrían considerarse representativos de las propiedades dinámicas estimadas, para este tipo de marcos, a partir de registros reales (Chopra y Goel, 2000). Mientras la familia de marcos rígidos tenía por objeto proporcionar un límite superior realista en términos de rigidez lateral, los marcos flexibles tenían por objeto proporcionar un límite inferior. Se puede decir que las dos familias representan una gran variedad de marcos que pueden resultar de la aplicación del UBC 1994, y que su consideración permite una comparación del comportamiento sísmico de edificios adaptados con el mismo número de pisos pero con diferentes porcentajes de rigidez lateral proporcionados por los marcos resistentes a momento y los contravientos restringidos contra pandeo.

Los marcos se modelaron como sistemas planos para su análisis con el programa *RUAUMOKO* (Carr 2004). Se asignó, a través de una matriz de amortiguamiento de Rayleigh, un amortiguamiento del 5% (en la práctica profesional convencionalmente se usa este valor) del crítico a los primeros dos modos de vibrar de cada marco. Mientras que se consideraron los efectos $P-\Delta$ globales, los efectos $P-\delta$ locales no se incluyeron durante el análisis. Las vigas y columnas se modelaron como elementos barra que concentran su respuesta inelástica en articulaciones plásticas ubicadas en sus extremos. Para las columnas se consideró un comportamiento elasto-plástico no degradante que considera la interacción *fuerza axial-momento flexionante* para su relación momento-curvatura; esta relación en el caso de las vigas consideró un comportamiento elasto-plástico con degradación de resistencia que representa el fenómeno de fractura de acuerdo a lo discutido por Filiatrault et al. (2001). La capacidad a flexión de vigas y columnas se determinó a partir de los esfuerzos esperados de fluencia de los aceros utilizados para su fabricación, los cuales se consideraron iguales a 3300 y 4000 kg/cm², respectivamente.

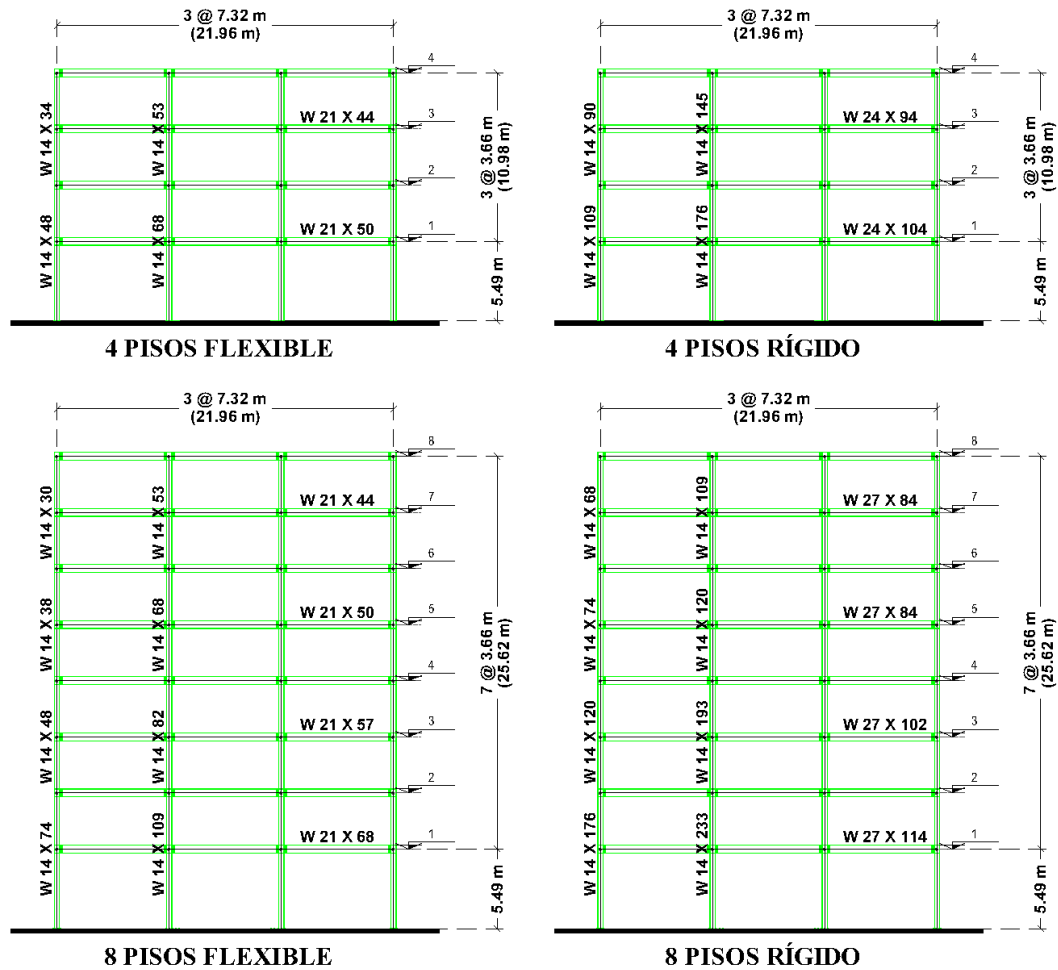


Figura 4.2 Marcos de acero sin contravientos restringidos contra pandeo considerados en este estudio.

4.3.2 Marcos con Contravientos Restringidos contra Pandeo

Para comprender el comportamiento de edificios de acero con contravientos restringidos contra pandeo (CRPs), se añadieron a los marcos, conforme muestra esquemáticamente la Figura 4.3, contravientos restringidos contra pandeo configurados en forma de “V” invertida. Para los análisis dinámicos no lineales de los marcos con contravientos restringidos contra pandeo, dichos contravientos se modelaron como resortes axiales. La rigidez axial de cada uno de los resortes se estimó con la siguiente expresión:

$$k_b = \frac{1.5EA_b}{L_b} \quad (4.1)$$

donde E y A_b son el módulo de elasticidad y el área del núcleo del contraviento restringido contra pandeo, respectivamente; y L_b , su longitud total. El valor de 1.5 en la Ecuación (4.1) considera la existencia de placas de conexión y las mayores áreas en los extremos de los contravientos. Además, se supuso un comportamiento elastoplástico para caracterizar la relación *fuerza axial-desplazamiento axial* de cada resorte. Dado que a investigación experimental ha mostrado que los contravientos restringidos contra pandeo exhiben una resistencia axial a compresión ligeramente mayor que su resistencia a tensión, se asumió que la resistencia a compresión axial de cada resorte es 2% mayor que su correspondiente resistencia a tensión. En este estudio, el esfuerzo de fluencia del acero usado para fabricar los núcleos de los contravientos se supuso 10% mayor que su correspondiente esfuerzo nominal para tomar en cuenta la sobrerresistencia del material, el cual se consideró igual a 2530 kg/cm².

Los contravientos restringidos contra pandeo añadidos en los marcos se diseñaron con una metodología de diseño basada en desplazamientos (Teran y Virto, 2009). En forma resumida, puede decirse que las áreas de los contravientos se dimensionaron de tal manera que pudieran controlar la demanda máxima de distorsión de entrepiso de los marcos dentro del umbral de 0.01 (garantizando con ello un marco totalmente operable después del sismo de diseño). Una vez que los contravientos fueron dimensionados con base en rigidez, las columnas internas de los marcos (que conforme a lo mostrado en la Figura 4.3 son las que soportan a los contravientos) se revisan a través de conceptos de diseño por capacidad, de tal manera que el comportamiento plástico se concentre en los contravientos. Debe mencionarse que en términos de resistencia, las columnas existentes de todos los marcos proveyeron un soporte adecuado a los contravientos, por lo tanto, no hubo necesidad de reforzarlas. La Tabla 4.1 resume las áreas del núcleo de los contravientos restringidos contra pandeo usados para reforzar a los marcos de acero.

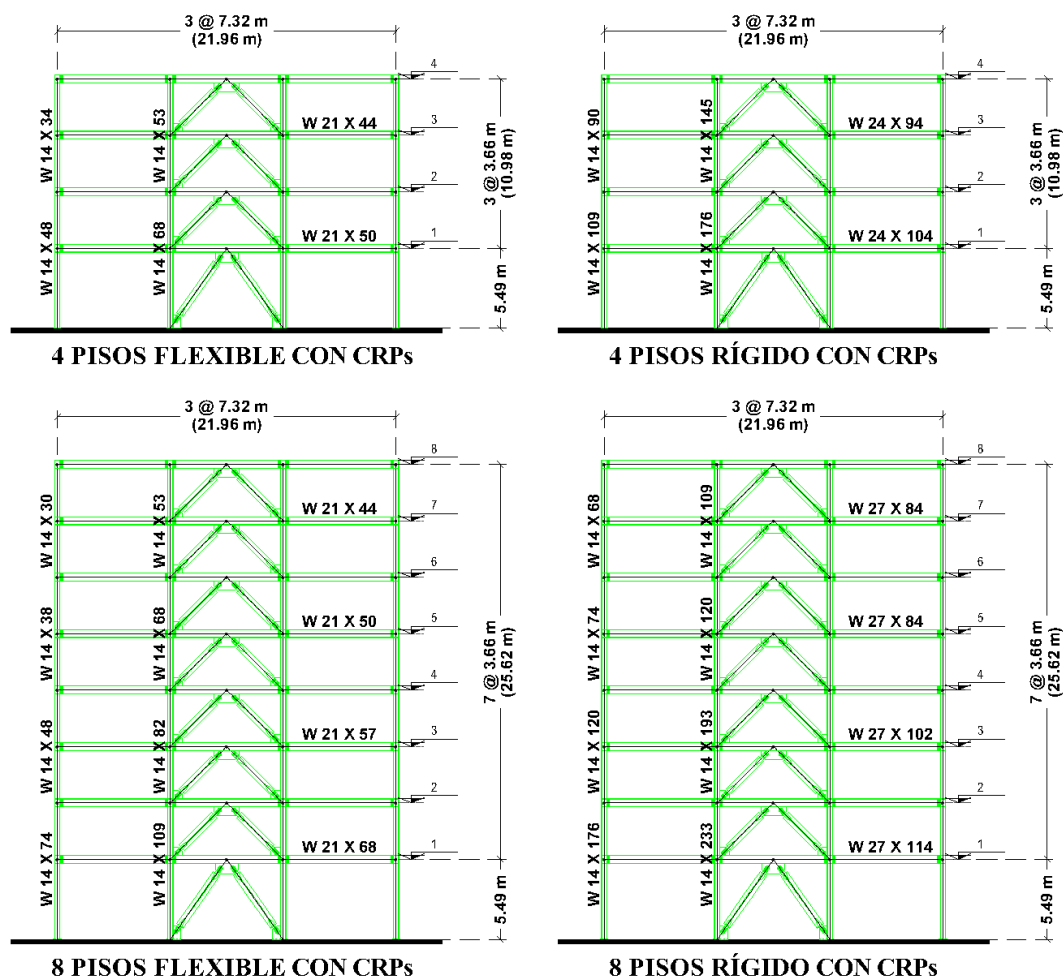


Figura 4.3 Marcos de acero con contravientos restringidos contra pandeo considerados en este estudio.

Tabla 4.1 Áreas del núcleo de los contravientos restringidos contra pandeo usados para rigidizar los marcos de acero.

Marco	Área (cm ²)							
	Piso1	Piso2	Piso3	Piso4	Piso5	Piso6	Piso7	Piso8
4 Pisos rígido	21	12	9	5	-	-	-	-
4 Pisos flexible	29	19	14	8	-	-	-	-
8 Pisos rígido	36	22	20	18	16	13	9	5
8 Pisos flexible	43	30	28	25	22	18	13	7

4.4 Programa *RUAUMOKO*

Para realizar los análisis no lineales de los marcos de acero se usó el programa *RUAUMOKO*, desarrollado en la Universidad de Canterbury bajo la dirección del Dr. Athol J. Carr. El programa tiene la capacidad de hacer desde análisis simples de marcos estructurales en dos dimensiones hasta análisis no lineales de estructuras tridimensionales. Para modelar la estructura, es necesario establecer con claridad la geometría y configuración del sistema estructural, y las propiedades y modelos histeréticos de los elementos estructurales. El análisis dinámico debe especificar el tipo de análisis (paso a paso), el modelo usado para considerar el amortiguamiento, los parámetros del análisis dinámico, duración de cada paso, tiempo de la excitación, etcétera.

4.5 Distorsión Máxima contra Distorsión Residual

A partir de los análisis realizados a sistemas de 1GL fue posible plantear una relación explícita entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento residual. En esta sección se revisará si dicha relación puede establecerse para sistemas de VGL, en cuyo caso se planteará en términos de demandas de distorsión de entrepiso: distorsión residual (IDI_{res}) contra distorsión máxima ($IDI_{máx}$) asociada. Aquí IDI_{res} e $IDI_{máx}$ representan las demandas máximas de todos los entrepisos, es decir se analiza el entrepiso más crítico. Se adopta la distorsión de entrepiso por ser este parámetro de respuesta un índice práctico que permite cuantificar la deformación en sistemas de varios grados de libertad, y establecer el nivel de daño en el sistema estructural.

Con el fin de obtener la relación entre la distorsión máxima y la distorsión residual para los marcos, en esta sección se presentan curvas $IDI_{máx}$ contra IDI_{res}

obtenidas a partir de las demandas obtenidas con los análisis no lineales realizados con el programa *RUAUMOKO*. Se establece, como se hizo en el caso de sistemas de 1GL, la curva mediana, se analiza la forma de la curva, y se proponen expresiones que hagan posible estimar la distorsión máxima a partir de la distorsión residual (que se mediría en campo).

4.5.1 Tendencias

Para generar las gráficas de $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} de cada uno de los marcos considerados, se realizó lo siguiente:

1. Con el programa *RUAUMOKO* se estableció, para cada uno de los movimientos del terreno incluidos en el conjunto *LA10/50*, una curva a partir de cien pares coordinados de distorsión máxima y distorsión residual (se consideró, tanto para la máxima como la residual, las mayores distorsiones en altura, las cuales coincidieron en cuanto al piso en que se presentaron). Para obtener los cien puntos de cada curva, cada uno de los registros sísmicos del conjunto *LA10/50* se escaló linealmente cien veces de tal manera que el mayor escalado resultará en una distorsión máxima de 0.03.
2. Con las demandas de $IDI_{m\acute{a}x}$ e IDI_{res} obtenidas para cada escalado, se construyó una curva $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} para cada registro.
3. Con las curvas $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} así definidas, se realiza una interpolación lineal para obtener valores de IDI_{res} para valores específicos de $IDI_{m\acute{a}x}$ (se usan los mismos valores de $IDI_{m\acute{a}x}$ para las 20 curvas).
4. Para cada valor de $IDI_{m\acute{a}x}$ bajo consideración se establece la mediana de las demandas de IDI_{res} , y se construye una curva mediana $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} .

5. Finalmente, se estudia la curva mediana para determinar el tipo de relación que existe entre las distorsiones máxima y residual.

La Tabla 4.2 indica los periodos fundamentales de vibración (T_1) obtenidos para cada uno de los marcos analizados. Mientras que la Figura 4.4 muestra las curvas $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} obtenidas para los marcos sin contravientos restringidos contra pandeo, la Figura 4.5 presenta lo mismo para los marcos con contravientos restringidos contra pandeo. Cabe mencionar que las demandas de distorsión máxima y distorsión residual bajo consideración en las curvas corresponden a la planta baja, donde se concentran las mayores demandas de deformación en los marcos (con o sin contravientos).

Tabla 4.2 Periodos fundamentales de vibración de los marcos analizados.

Marco sin CRPs	T_1 (s)	Marco con CRPs	T_1 (s)
4 Pisos rígido	0.713	4 Pisos rígido	0.447
4 Pisos flexible	1.235	4 Pisos flexible	0.480
8 Pisos rígido	1.199	8 Pisos rígido	0.743
8 Pisos flexible	1.947	8 Pisos flexible	0.771

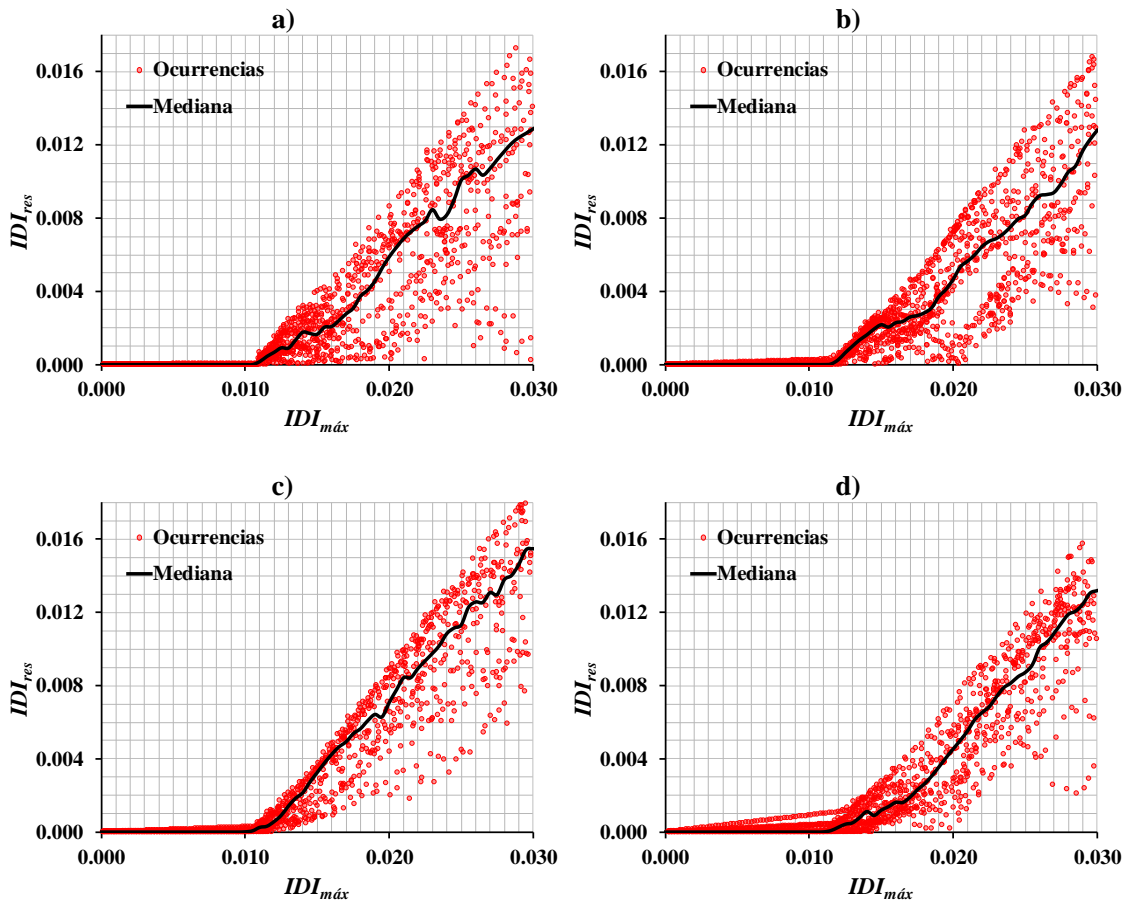


Figura 4.4 Curvas de $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} de los marcos sin CRPs: a) 4 pisos r\acute{ı}gido, b) 4 pisos flexible, c) 8 pisos r\acute{ı}gido, d) 8 pisos flexible.

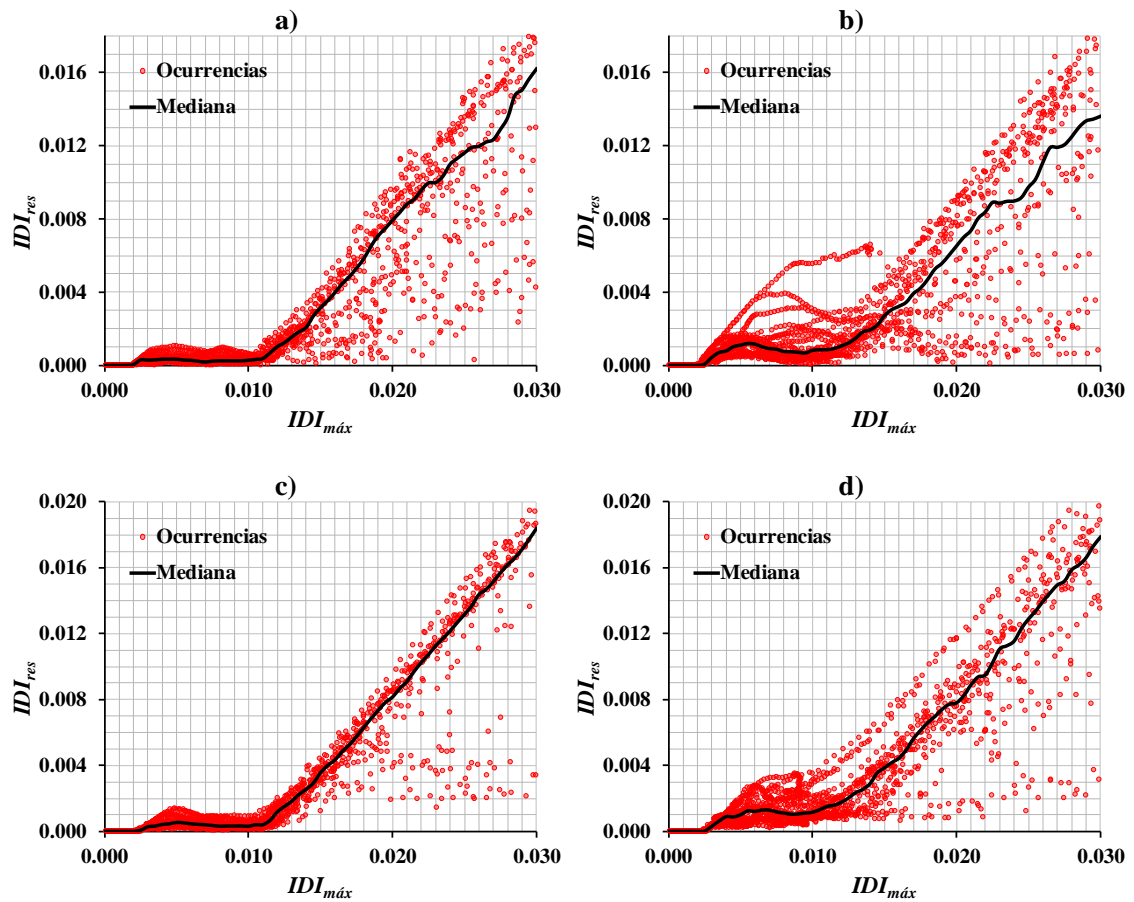


Figura 4.5 Curvas de $IDI_{máx}$ contra IDI_{res} de los marcos con CRPs: a) 4 pisos rígido, b) 4 pisos flexible, c) 8 pisos rígido, d) 8 pisos flexible.

Del análisis de las curvas mediana mostradas en la Figura 4.6, es posible concluir que dichas curvas siguen para los marcos las mismas tendencias observadas para los sistemas de 1GL. Note en las figuras que en el caso de los marcos, la distorsión en que se alcanza la fluencia del entrepiso crítico es ligeramente mayor que 0.01, y que la pendiente de la curva una vez que los marcos abandonan el rango de comportamiento elástico varía según el marco. Puede decirse entonces que la pendiente depende de las propiedades del sistema, particularmente de su periodo fundamental de vibración.

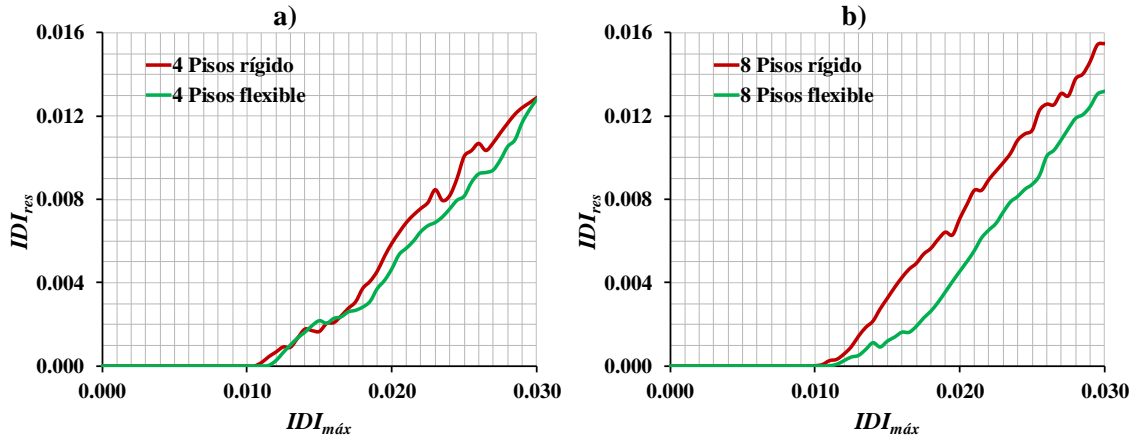


Figura 4.6 Curvas mediana de $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} de los marcos sin CRPs: a) 4 pisos, b) 8 pisos.

Conforme a lo mostrado en la Figura 4.7, para el caso de los marcos con contravientos restringidos contra pandeo, la curva mediana presenta distintas zonas de comportamiento. En la primera, que va hasta que la distorsión de entrepiso alcanza el valor de distorsión en que fluyen las diagonales, no existe demanda de distorsión residual. Una vez que fluyen los contravientos a distorsiones cercanas a 0.002, se observa un pequeño incremento en la distorsión residual hasta que se alcanzan valores de 0.0003 a 0.001 para demandas de distorsión máxima ligeramente mayores que 0.002. El que un marco en esta zona de comportamiento alcance distorsiones menores o mayores depende de los porcentajes de rigidez lateral aportados por marcos y contravientos. En particular, para el caso de los marcos flexibles, en que los marcos aportan cerca del 15% de la rigidez lateral, se observan mayores distorsiones residuales que en el caso de los marcos rígidos (que aportan cerca del 40% de esta rigidez). En esta segunda zona, que va desde una distorsión máxima aproximadamente igual a 1.5 la distorsión de fluencia de las diagonales hasta la distorsión en que fluyen los marcos, la distorsión residual se mantiene razonablemente constante. Finalmente, se observa que una vez que la distorsión máxima alcanza el valor en que se desarrolla la fluencia generalizada de los marcos, el incremento de la distorsión residual es muy similar a la

que presentan los marcos resistentes a momento sin contravientos restringidos contra pandeo.

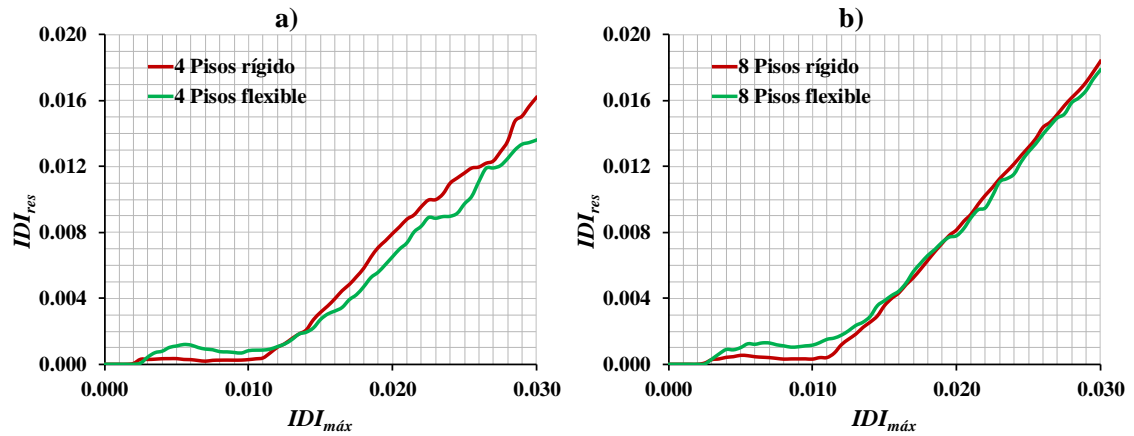


Figura 4.7 Curvas mediana de $IDI_{máx}$ contra IDI_{res} de los marcos con CRPs: a) 4 pisos, b) 8 pisos.

4.5.2 Expresiones

De acuerdo a las curvas mediana de distorsión máxima contra distorsión residual de los marcos sin contravientos restringidos contra pandeo, el comportamiento resulta similar al que se observa para sistemas de 1GL. Debido a esto, es posible relacionar la distorsión máxima con la distorsión residual de los marcos sin contravientos restringidos contra pandeo con una expresión similar a la obtenida para los sistemas de 1GL:

$$IDI_{res} = m_d (IDI_{máx} - IDI_{y_{marco}}) \quad (4.2)$$

donde m_d se calcula con la Ecuación (3.13) e $IDI_{y_{marco}}$ es la distorsión en que se alcanza la fluencia generalizada del marco de acero (puede estimarse a partir de análisis no lineales como los aquí realizados, o de tablas que resuman información experimental y de campo). En el caso de los marcos bajo consideración, análisis estáticos no lineales estiman valores de $IDI_{y_{marco}}$ cercanos a 0.011. En caso de que no se lleven a cabo análisis o no se tengan tablas disponibles, se sugiere considerar, de manera conservadora, un valor de 0.01 para $IDI_{y_{marco}}$ (Terán Gilmore y Ruiz García, 2010). La

Figura 4.8 ilustra de manera esquemática la curva bilineal que se establece a partir de la Ecuación (4.2). Note que para distorsiones máximas menores que $IDI_{y\ marco}$, la distorsión residual se considera igual a cero.

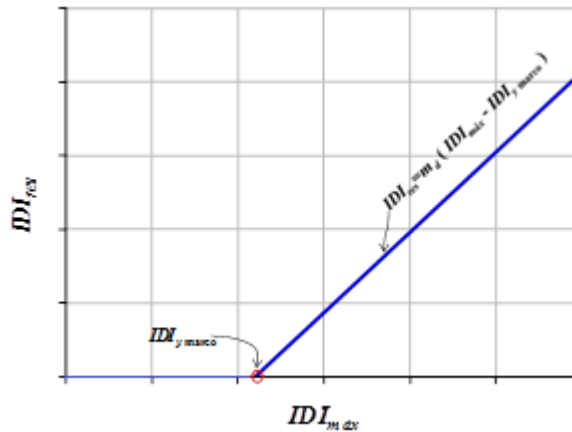


Figura 4.8 Relación entre la distorsión máxima y residual para marcos de acero sin CRPs.

La Figura 4.9 gráfica y compara curvas mediana $IDI_{máx}$ contra IDI_{res} obtenidas a partir de los análisis dinámicos no lineales de los marcos, con aquellas establecidas a partir del uso de la Ecuación (4.2). Para el último caso, se considera que $IDI_{y\ marco}$ es igual a 0.011. Note que la expresión propuesta establece de manera muy razonable la relación mediana que existe entre las demandas máxima y residual de distorsión para los marcos de 4 pisos con piso flexible. Aunque las diferencias son mayores para los marcos de 8 pisos, se considera que no vale la pena ajustar la ecuación, ya que se obtienen estimaciones razonables para las demandas de distorsión en los marcos. Conforme a lo discutido con anterioridad y con fines del planteamiento de la metodología de evaluación, sería necesario re-acomodar la Ecuación (4.2) conforme a lo siguiente:

$$IDI_{máx} = \frac{IDI_{res}}{m_d} + IDI_{y\ marco} \quad (4.3)$$

Para el caso de los marcos con contravientos restringidos contra pandeo, la curva mediana $IDI_{máx}$ contra IDI_{res} presenta varias zonas de comportamiento, y es necesario establecer una expresión multi-lineal que relacione la distorsión máxima con la distorsión residual en cada una de ellas.

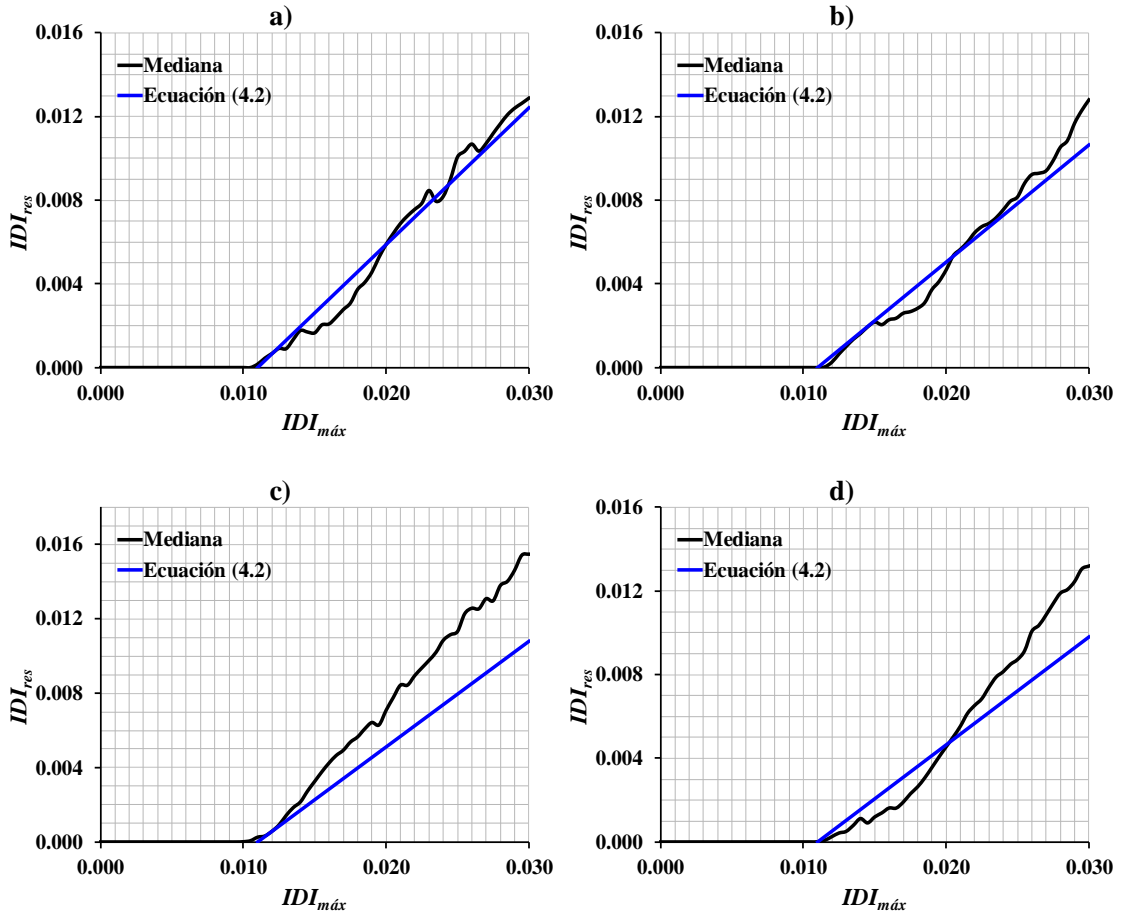


Figura 4.9 Comparación de resultados de $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} de los marcos sin CRPs: a) 4 pisos rígido, b) 4 pisos flexible, c) 8 pisos rígido, d) 8 pisos flexible.

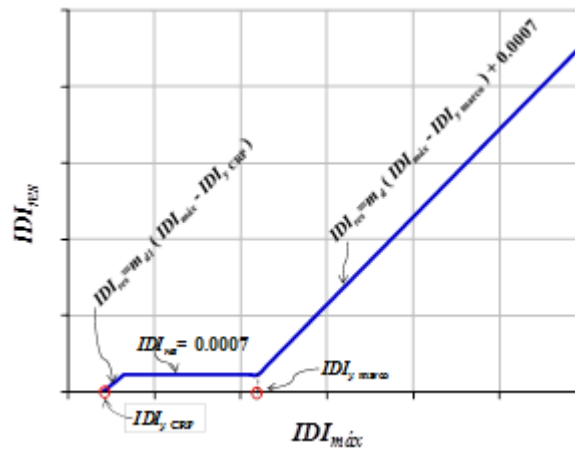


Figura 4.10 Relación entre la distorsión máxima y residual para marcos con CRPs.

Conforme a lo ilustrado en la Figura 4.10, se considera que para distorsiones máximas menores que la distorsión que genera la fluencia de los contravientos restringidos contra pandeo (IDI_{yCRP}) la distorsión residual es igual a cero, otra zona abarca desde IDI_{yCRP} y sigue hasta que se alcanza una distorsión residual de 0.0007 conforme a lo siguiente:

$$IDI_{res} = m_{d1} (IDI_{m\acute{a}x} - IDI_{yCRP}) \quad (4.4)$$

donde

$$m_{d1} = 0.4(T)^{-0.4} \quad (4.5)$$

$$IDI_{yCRP} = \frac{\Delta_{yCRP}}{H} = \frac{f_y [\gamma + \eta(1 - \gamma)]}{E \text{ sen} \theta \cos \theta} = \frac{f_y}{E \text{ sen} \theta \cos \theta} \frac{1}{K_f} \quad (4.6)$$

En la Ecuación (4.6), H es la altura de entrepiso; f_y , el esfuerzo de fluencia del acero del núcleo del contravientos restringidos contra pandeo; E , el módulo de elasticidad del acero; θ , el ángulo de inclinación de los contravientos; γ , la relación entre la longitud total del contraviento y la longitud del núcleo; y η , la relación de esfuerzos presentes en la zona del núcleo y en el resto del contraviento. K_f es el factor de rigidez que normalmente se obtiene de tablas para hacer posible una estimación práctica de IDI_{yCRP} .

De acuerdo con la Ecuación (4.6), el valor de IDI_{yCRP} puede calcularse de manera exacta si se conocen los valores de todos los parámetros. Una estimación rápida puede considerar un valor de 0.002 para IDI_{yCRP} .

Para la siguiente zona de comportamiento considerada en la Figura 4.10, se propone un valor de 0.0007 para la distorsión residual:

$$\frac{0.0007}{m_{d1}} + IDI_{yCRP} \leq IDI_{m\acute{a}x} \leq IDI_{ymarco} \rightarrow IDI_{res} = 0.0007 \quad (4.7)$$

El valor de 0.0007 corresponde al promedio de los valores obtenidos para las curvas mediana de los cuatro marcos analizados. En cuanto a esto, se observó que este valor no cambia mucho de marco en marco (a pesar de la enorme diferencia en cuanto a los porcentajes de rigidez lateral con que cada uno de ellos contribuye a la rigidez lateral total del sistema con CRPs). Se considera que la gran mayoría de los sistemas estructurales reales representarán un caso intermedio en relación a los aquí considerados, y que la pequeña variación en la demanda de desplazamiento residual en esta zona de comportamiento no justifica un tratamiento más refinado.

La última zona de comportamiento mostrada en la Figura 4.10 se idealiza con una ecuación similar a la obtenida para los marcos sin contravientos restringidos contra pandeo:

$$IDI_{res} = m_d (IDI_{m\acute{a}x} - IDI_{y\ marco}) + 0.0007 \quad (4.8)$$

donde m_d se calcula con la Ecuación (3.13); e $IDI_{y\ marco}$ conforme a lo discutido con anterioridad.

La Figura 4.11 muestra curvas mediana $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} para los marcos con contravientos restringidos contra pandeo, y las compara con las estimaciones derivadas de las Ecuaciones (4.4), (4.7) y (4.8). Para esto se consideran valores de 0.002 y 0.011 para $IDI_{y\ CRP}$ e $IDI_{y\ marco}$, respectivamente. Con base en los resultados mostrados, se considera que las expresiones desarrolladas arrojan estimaciones razonables de las demandas de distorsión para los marcos de 4 pisos. Una vez más se observan diferencias mayores para los marcos de 8 pisos, pero de igual manera que antes, no se considera necesario ajustar las expresiones propuestas. En las gráficas incluidas en la Figura 4.11 se incluyeron los umbrales de distorsión máxima correspondientes a los niveles de desempeño de ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP), establecidos para contravientos restringidos contra pandeo por el reglamento ASCE/SEI 41-13 (American Society of Civil Engineers). Las curvas que se

presentan aportan una idea muy clara de las distorsiones residuales que en términos medianos quedan asociados con estos niveles de desempeño.

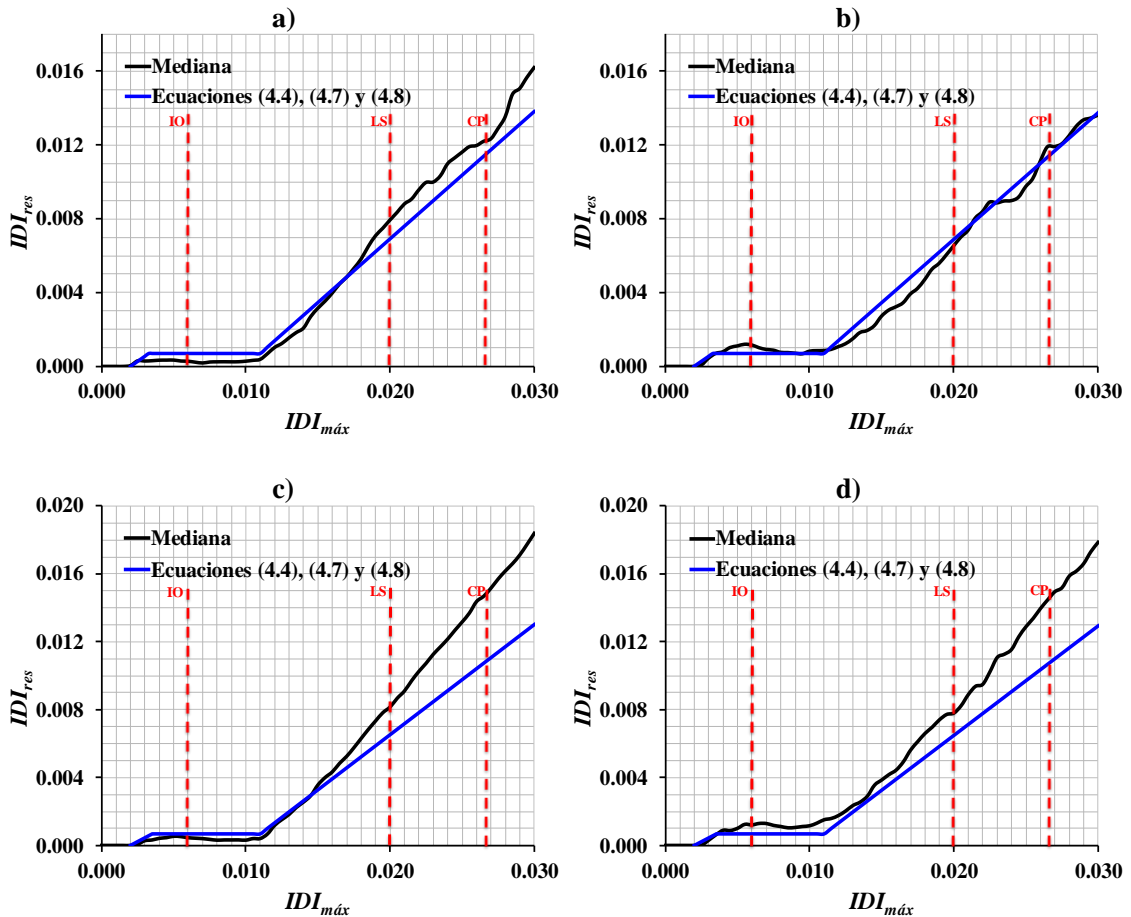


Figura 4.11 Comparación de resultados de $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} de los marcos con CRPs: a) 4 pisos r\ıgido, b) 4 pisos flexible, c) 8 pisos r\ıgido, d) 8 pisos flexible.

Conforme a lo discutido antes, la metodolog\ıa de evaluaci3n requiere estimar la demanda m\axima de distorsi3n a partir de la distorsi3n residual medida en campo. Entonces, el planteamiento que se ha hecho hasta el momento debe replantearse conforme a lo siguiente para la primera zona de comportamiento:

$$IDI_{m\acute{a}x} = \frac{IDI_{res}}{m_{d1}} + IDI_{yCRP} \quad (4.9)$$

En cuanto a la segunda zona, corresponden varios valores de distorsi3n maxima a una distorsi3n residual de 0.0007. En este caso, se sugiere, de manera conservadora, asociar a la distorsi3n residual de 0.0007 una distorsi3n maxima igual a IDI_{ymarco} :

$$Si \quad IDI_{res} = 0.0007 \quad entonces \quad IDI_{m\acute{a}x} = IDI_{ymarco} \quad (4.10)$$

Finalmente, la tercera zona queda definida por:

$$IDI_{m\acute{a}x} = \frac{IDI_{res} - 0.0007}{m_d} + IDI_{ymarco} \quad (4.11)$$

4.6 Ductilidad contra Energía Histerética Normalizada

Para establecer una expresi3n que relacione la ductilidad (μ) con la energía histerética normalizada ($IE_{H\mu}$) en sistemas de VGL, esta secci3n analiza la respuesta dinámica de los cuatro marcos de acero con contravientos restringidos contra pandeo. De manera congruente a como se hizo antes, se establecen curvas mediana para asociar las demandas de ductilidad y de energía histerética normalizada, y a partir de estudiar estas curvas, se establece una expresi3n que relaciona ambas demandas.

4.6.1 Tendencias

Para generar las curvas medianas μ contra $IE_{H\mu}$ de cada uno de los marcos, se us3 el procedimiento utilizado para obtener las curvas medianas $IDI_{m\acute{a}x}$ contra IDI_{res} .

La Figura 4.12 muestra curvas μ contra $IE_{H\mu}$ obtenidas para cada uno de los marcos. Los valores de ductilidad se establecen a partir de normalizar la demanda máxima de distorsión entre el correspondiente valor de IDI_{yCRP} . Dado que la distorsión máxima en altura ocurre en la planta baja, las demandas de ductilidad y energía plástica normalizada corresponden a los contravientos ubicados en esa planta. Vale la pena recalcar que la demanda de energía plástica corresponde a aquella disipada en los contravientos, esto es, las demandas incluidas en las curvas no consideran la energía plástica disipada por los marcos.

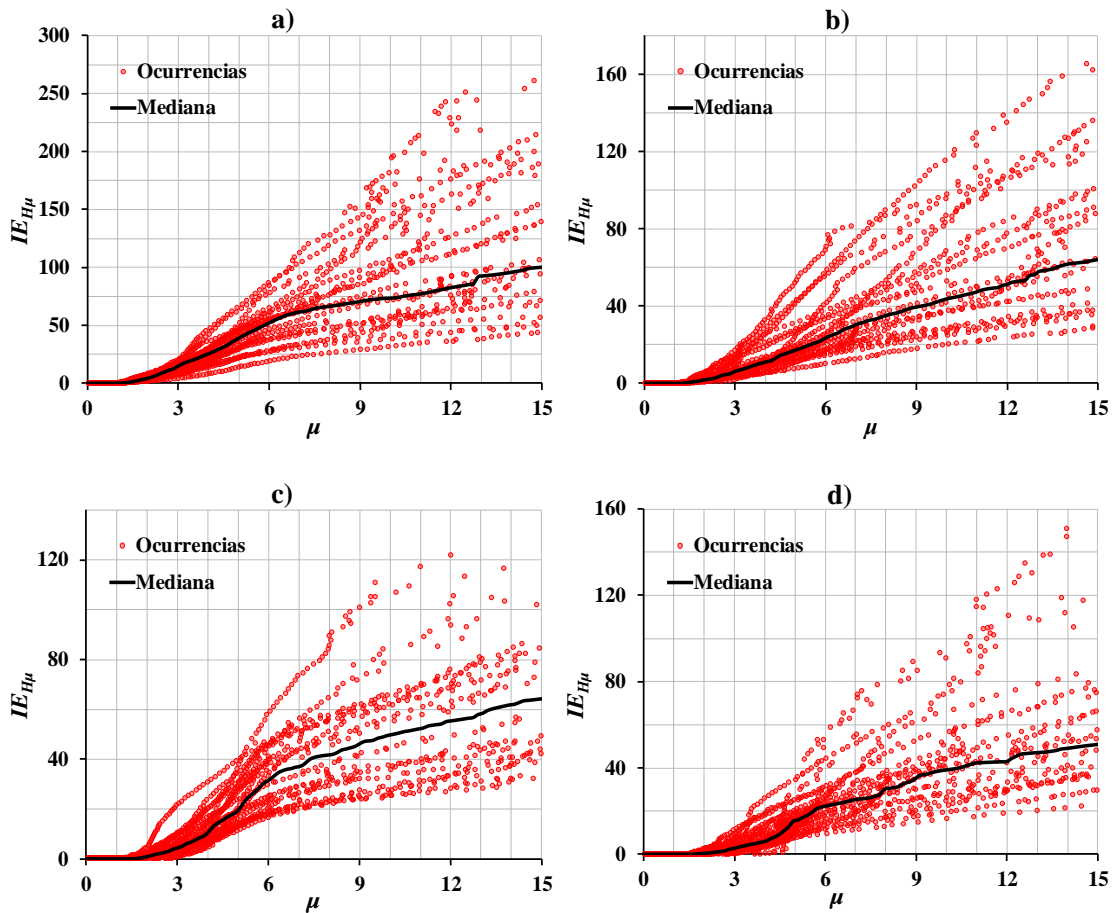


Figura 4.12 Curvas de μ contra $IE_{H\mu}$ de los marcos con CRPs: a) 4 pisos rígido, b) 4 pisos flexible, c) 8 pisos rígido, d) 8 pisos flexible.

Al estudiar las curvas medianas de los sistemas de VGL mostradas en la Figura 4.13, es posible observar dos etapas de comportamiento después de la fluencia de los contravientos (a diferencia de lo observado en sistemas de 1GL, donde se observó una tendencia lineal una vez que los sistemas incurrieran en comportamiento plástico). Primero se observa una primera etapa transicional, con una pendiente mayor, y luego una segunda etapa donde la pendiente tiende a estabilizarse. Lo anterior sugiere que los sistemas de VGL ajustan su mecanismo de disipación de energía hasta que para demandas moderadamente altas de ductilidad, estabilizan este mecanismo. Esto implica a su vez, la necesidad de ajustar las demandas de energía plástica obtenidas a partir de sistemas de 1GL.

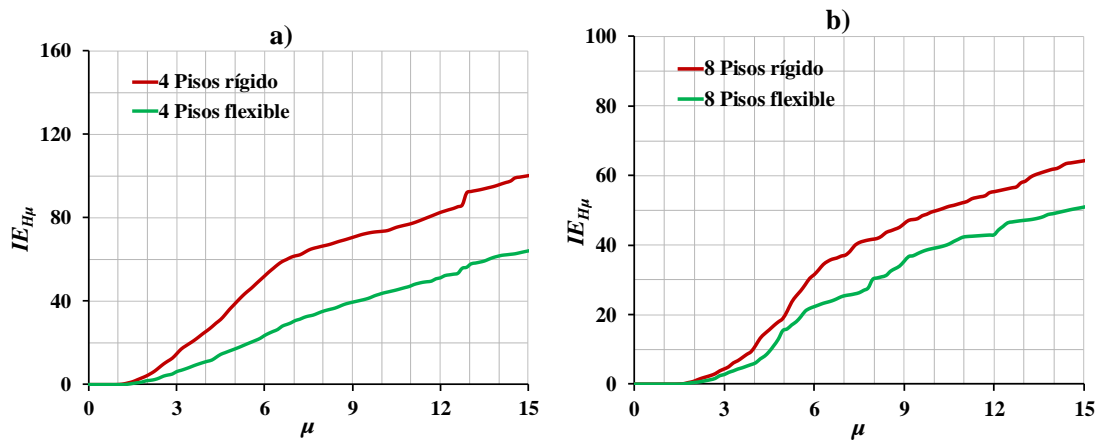


Figura 4.13 Curvas mediana de μ contra $IE_{H\mu}$ de los marcos con CRPs: a) 4 pisos, b) 8 pisos.

4.6.2 Expresiones

Bajo la consideración de las tendencias exhibidas por las curvas mediana μ contra $IE_{H\mu}$ de los marcos, se propone usar una versión ajustada de la expresión planteada para sistemas de 1GL:

$$IE_{H\mu} = m_e (\mu - 1) \quad (4.12)$$

La diferencia entre el comportamiento de sistemas de 1GL y VGL radica esencialmente que mientras la demanda de energía se disipa en los primeros en un elemento único, en el segundo se puede repartir en varios elementos. De esta manera, en los sistemas de VGL, algunos elementos pueden exhibir mayores demandas de energía normalizada que el promedio de la misma en todo el sistema estructural (que sería lo que el modelo de 1GL estima). Para tomar en cuenta esta acumulación, será necesario definir un coeficiente de distorsión (*c.o.d.*), definido como el cociente del mayor valor en altura de la distorsión máxima de entrepiso y el promedio de estas distorsiones para todo el edificio (García y González, 2013). A través del concepto de *c.o.d.*, utilizado en varias metodologías de diseño basadas en desplazamiento, es posible *explicar* al sistema estructural que sus elementos críticos disipan mucha más energía que otros:

$$IE_{H\mu} = m_e (\mu - 1)(c.o.d.)^2 \quad (4.13)$$

dónde,

$$\mu = \frac{IDI_{m\acute{a}x}}{IDI_{yCRP}} \quad (4.14)$$

y m_e se calcula con la Ecuación (3.19). Note que el valor de *c.o.d.* en la Ecuación (4.13) va elevado al cuadrado debido a que la energía considera simultáneamente la fuerza y el desplazamiento. Con base en las discusiones realizadas por Qi y Moehle (1991) y Bertero et al. (1991), y en estudios realizados por Teran (2004), la Tabla 4.3 resume valores de *c.o.d.* que pueden utilizarse para el diseño preliminar de estructuras que exhiben un comportamiento global en cortante. Sin embargo, debido a que la deformación en altura de los sistemas con contravientos restringidos contra pandeo en los que las áreas del núcleo de los contravientos varían en cada piso, tiende a ser lineal, incluso para el caso de comportamiento plástico (Sabelli et al. 2003), los valores de *c.o.d.* que se muestran en la Tabla 4.3 correspondientes a una ductilidad global de uno pueden utilizarse para este caso.

En términos generales, si el sistema de contravientos restringidos contra pandeo exhibe una configuración deformada en altura con variación prácticamente lineal

(conforme a lo mostrado en la Figura 4.14a), puede considerarse un valor de 1.2 para *c.o.d.* Por el contrario, si dicha configuración deformada es similar a la mostrada en la Figura 4.14b, en la que uno o varios pisos presentan una distorsión máxima mucho mayor que la promedio, será necesario considerar valores de *c.o.d.* de 1.5 y aún mayores. Vale la pena mencionar que el valor de *c.o.d.* puede estimarse a partir de las deformaciones residuales levantadas en campo. En particular, se deben medir las deformaciones residuales en cada piso, y estimar las correspondientes distorsiones máximas con la Ecuación (4.9). Una vez que estén disponibles las demandas de distorsión máxima en todos los pisos, será posible establecer el valor de *c.o.d.* al normalizar el máximo valor en altura entre el promedio de todos los valores.

Tabla 4.3 Valores del coeficiente de distorsión (*c.o.d.*).

Ductilidad global	Distribución de rigidez en altura		
	Regular	Irregular	Altamente Irregular
1	1.2	1.5	>1.5
2+	1.5	≥ 2.0	> 2.0

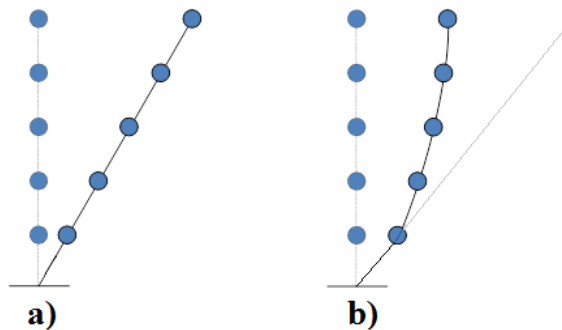


Figura 4.14 Deformada del sistema de contravientos restringidos contra pandeo: a) lineal, b) con variación importante en uno o varios pisos.

La Figura 4.15 muestra las curvas mediana μ contra $IE_{H\mu}$ para los cuatro marcos con contravientos restringidos contra pandeo, y las compara con estimaciones

desarrolladas a partir de la Ecuación (4.13). Para ello y conforme a lo configuración deformada de cada marco, se consideró un *c.o.d* de 1.5 para los marcos de 4 pisos, y de 1.2 para los de 8 pisos. Note que la Ecuación (4.13) ajusta de manera razonable a las curvas mediana establecidas con ayuda del programa *RUAUMOKO*.

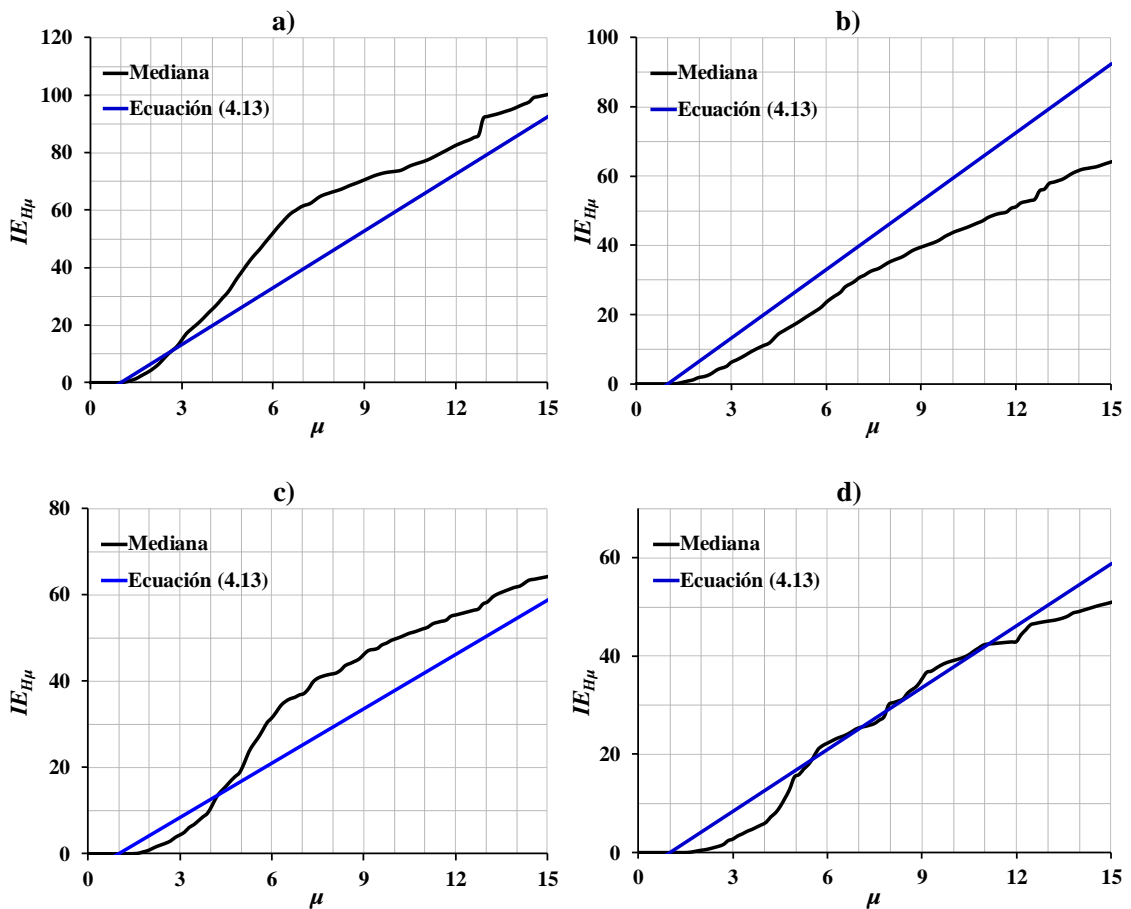


Figura 4.15 Comparación de resultados de ID_{Imax} contra ID_{ires} de los marcos con CRPs: a) 4 pisos rígido, b) 4 pisos flexible, c) 8 pisos rígido, d) 8 pisos flexible.

Capítulo 5

Metodología de Evaluación Estructural Para Edificios con Contravientos Restringidos contra Pandeo

5.1 Introducción

Este capítulo discute la importancia de la evaluación estructural. Se mencionan las consideraciones y parámetros que se toman en cuenta para plantear la metodología de evaluación estructural post-sismo de edificios con contravientos restringidos contra pandeo, y se describen los pasos de la metodología.

5.2 Importancia de la Evaluación Estructural

Cualquier edificación está expuesta a la acción de diferentes fenómenos naturales, que en determinado momento pueden poner en riesgo la estabilidad estructural:

1. Cargas gravitatorias
2. Sismos
3. Viento
4. Hundimientos del terreno
5. Deslizamiento de laderas
6. Empuje de suelos
7. Deterioro de los materiales

8. Incendios, explosiones, etcétera

En zonas altamente sísmicas, como la ciudad de México y la ciudad de Los Ángeles en Estados Unidos, el fenómeno que representa una mayor amenaza para la seguridad estructural es el sismo. Tal como ocurrió en los eventos de Michoacán 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995, los eventos sísmicos suelen causar graves daños en un sin número de edificios, lo que resulta en grandes pérdidas económicas y humanas.

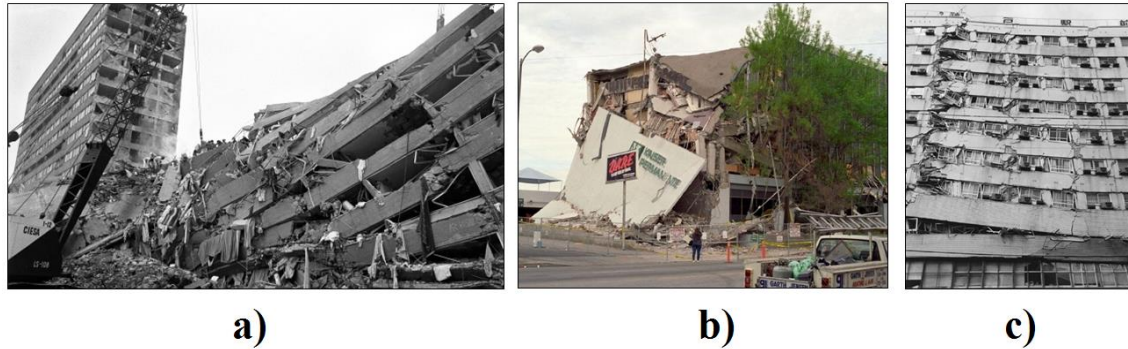


Figura 5.1 Sismos intensos: a) Michoacán 1985, b) Northridge 1994, c) Kobe 1995.

La experiencia que han dejado estos y otros sismos en diferentes partes del mundo han impulsado a mejorar y refinar los reglamentos de construcción, y los procedimientos que permiten evaluar el nivel de seguridad de las edificaciones posterior a la ocurrencia de un evento sísmico de importancia. El nivel de seguridad de una edificación depende del daño estructural que presente. Un procedimiento que permita una evaluación estructural rápida de una edificación redundará en una respuesta eficiente después de la ocurrencia de un evento perturbador importante, en este caso del tipo sísmico, para identificar las edificaciones que hayan sufridos daños de importancia y que representen un peligro para sus habitantes, así como de aquellas que sean seguras y puedan ser ocupadas de manera inmediata e incluso servir como refugios temporales. Una evaluación estructural no sólo sirve para tomar decisiones sobre la seguridad que ofrece la estructura, sino también, es útil para recabar información que permiten mejorar las normas de construcción.

La evaluación estructural de un edificio existente se realiza, normalmente, mediante una verificación cuantitativa de su capacidad portante y, en su caso, de su aptitud al servicio, teniendo en cuenta el tipo de estructuración y los procesos posibles de deterioro. Para ello, puede adoptarse un procedimiento de evaluación por fases que tenga en cuenta las condiciones actuales del edificio. Cada una de las fases se define en función de las circunstancias y condiciones específicas de la misma tales como la disponibilidad del proyecto original, la observación de daños estructurales, el uso del edificio, etcétera. En cada una de las fases se incrementa la precisión de las hipótesis para la evaluación, así como el grado de detalle de los métodos de análisis respecto de la fase anterior.

Bajo consideración de edificios de acero rigidizados con contravientos restringidos contra pandeo, el propósito de la metodología que en este capítulo se desarrolla es proporcionar las herramientas necesarias para evaluar de manera rápida, sin la necesidad de análisis refinados, el nivel de daño estructural que sufrieron durante el evento sísmico los contravientos restringidos contra pandeo. Esto permite determinar si después de la ocurrencia de un sismo severo es necesario reemplazar los contravientos para recuperar el nivel de seguridad estructural original de la estructura.

5.3 Índice de Daño de Park y Ang

Un índice de daño es una herramienta que cuantifica la degradación de los elementos estructurales que forman parte del sistema estructural sismorresistente. Este concepto se ha convertido en una herramienta importante, tanto para la evaluación del daño como para la toma de decisiones respecto de la reparación, refuerzo o demolición de una estructura.

El índice de daño es una función adimensional no decreciente (monótonamente creciente) que evalúa el nivel de daño estructural, y permite cuantificarlo a través de la

ponderación cuantitativa de parámetros o variables de la respuesta estructural. Para esto se utiliza una escala normalizada que varía entre el valor cero en ausencia de daño, y el valor de uno en presencia de las condiciones de falla. Generalmente se fundamentan en la relación demanda-capacidad de alguna demanda estructural específica, la evolución de la degradación de alguna propiedad estructural e incluso, en la definición de parámetros energéticos.

Aunque actualmente se han establecido diversos índices de daño, uno de los más conocidos y utilizados es el propuesto por Park y Ang (1985). Este índice combina linealmente las demandas máximas y acumuladas de deformación plástica conforme a lo siguiente:

$$DMI_{PA} = \frac{\mu_{m\acute{a}x}}{\mu_u} + \beta \frac{E_H}{F_y \Delta_y \mu_u} \quad (5.1)$$

donde $\mu_{m\acute{a}x}$ es la máxima ductilidad que desarrolla el sistema cuando se somete a la acción de un movimiento sísmico; μ_u , la relación entre el desplazamiento último que puede alcanzar el sistema cuando se le sujeta a un estado de deformación monótonamente creciente y el desplazamiento de fluencia (ductilidad última); β , un parámetro que depende de las características estructurales y que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético; E_H , la demanda de energía plástica; y finalmente, F_y y Δ_y , la fuerza y desplazamiento de fluencia del sistema, respectivamente.

Con fines ilustrativos, en esta tesis se usa el índice de daño de Park y Ang para evaluar el nivel de daño en los contravientos restringidos contra pandeo. En particular y solo para ilustrar los conceptos, se considera que el desplazamiento último (Δ_{mon}) que puede alcanzar el contraviento cuando se le sujeta a un estado de deformación monótonamente creciente es 15 veces su desplazamiento de fluencia, y que β es igual a 0.05. Bajo estos supuestos la Ecuación 5.1 puede re-escribirse conforme a lo siguiente:

$$DMI_{PA} = \frac{IDI_{m\acute{a}x}}{15IDI_{yCRP}} + 0.05 \frac{IE_{H\mu}}{15} \quad (5.2)$$

donde $IE_{H\mu}$ representa la energía histerética normalizada disipada por el contraviento durante la excitación sísmica.

Tabla 5.1 Evaluación estructural de los contravientos restringidos contra pandeo y de la estructura global.

DMI_{PA}	Contravientos Restringidos contra Pandeo	Estructura global
0.00-0.40	Los contravientos conservan un porcentaje elevado de su vida útil. No se requiere reemplazo ni abrir los contravientos para revisar los núcleos.	Los contravientos conservan su capacidad resistente, el edificio puede ser ocupado de manera inmediata.
0.40-0.70	Los contravientos han perdido un porcentaje importante de su vida útil. Su capacidad resistente es cuestionable. Se recomienda abrir algunos contravientos ubicados en los pisos críticos, y considerar, en su caso, su sustitución.	Existe una alta probabilidad de que varios contravientos hayan perdido un porcentaje importante de su vida útil debido al fenómeno de fatiga de bajo número de ciclos. Es necesario revisar el núcleo de los contravientos sin evacuar el edificio, y en función del daño observado, tomar las acciones pertinentes.
0.70-1.00	Los contravientos han sufrido daño excesivo. Su capacidad resistente ha quedado seriamente comprometida. Es necesario abrir algunos contravientos, y considerar su sustitución de manera inmediata.	Varios contravientos han perdido su capacidad resistente debido al fenómeno de fatiga de bajo número de ciclos. Es necesario evacuar el edificio, y contactar al fabricante para reponer cuanto antes las diagonales.

La Tabla 5.1 establece rangos de valores de DMI_{PA} para los que se asocia una condición estructural a los contravientos restringidos contra pandeo, y una respectiva acción a seguir. En la misma tabla, se establece el estado global de la estructura en función del índice de daño de los contravientos. Es importante aclarar que el índice de daño de Park y Ang se calcula con la Ecuación (5.2) en función de la distorsión de entrepiso, de tal manera que el valor índice puede asociarse al daño esperado en los contravientos ubicados en ese entrepiso. Es en este sentido que puede hablarse de la Ecuación (5.2) como un indicador global de daño. Es además importante mencionar que los criterios incluidos en la tabla 5.1 representan tan solo una propuesta inicial, que debe consultarse extensamente dentro de la comunidad de ingeniería estructural y los fabricantes de contravientos restringidos contra pandeo.

5.4 Parámetros y Limitaciones

Para el desarrollo de la metodología de evaluación estructural post-sismo de edificios de acero con contravientos restringidos contra pandeo, se requiere del uso de diferentes parámetros conforme a lo siguiente:

1. Desplazamiento máximo ($\Delta_{m\acute{a}x}$): Desplazamiento lateral máximo que experimenta un sistema cuando se ve sometido a la acción de un movimiento sísmico.
2. Desplazamiento residual (Δ_{res}): Desplazamiento lateral permanente que presenta un sistema después de haber estado sometido a la acción de un movimiento sísmico.
3. Desplazamiento máximo de entrepiso: Diferencia máxima que se da entre los desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos.
4. Desplazamiento residual de entrepiso: Diferencia entre los desplazamientos residuales medidos en dos niveles consecutivos.

5. Distorsión máxima ($IDI_{m\acute{a}x}$): Cociente entre el desplazamiento máximo de entrepiso y la altura (H) del entrepiso.
6. Distorsión residual (IDI_{res}): Cociente entre el desplazamiento residual de entrepiso y la altura (H) del entrepiso.
7. Distorsión de fluencia del contraviento restringido contra pandeo (IDI_{yCRP}): Distorsión en que fluye por primera vez el núcleo de los contravientos restringidos contra pandeo.
8. Distorsión de fluencia del marco (IDI_{ymarco}). Distorsión en que fluye por primera vez y de manera generalizada, el marco de acero que da soporte a los contravientos restringidos contra pandeo.
9. Energía histerética normalizada ($IE_{H\mu}$): Energía plástica que un contraviento restringido contra pandeo disipa mediante histéresis durante la excitación sísmica.
10. Índice de Park y Ang (DMI_{PA}): Herramienta que establece el nivel de daño en un elemento estructural. El valor del índice multiplicado por 100 representa para esta tesis el porcentaje de la vida útil del contraviento que se perdió debido a la ocurrencia de la excitación sísmica.

Por otra parte, es importante establecer las limitaciones de la metodología, y aclarar bajo qué circunstancias su uso dará lugar a una evaluación razonable del estado de los contravientos:

1. El edificio está conformado por marcos de acero resistentes a momento, los cuales han sido rigidizados con un sistema de contravientos restringidos contra pandeo.
2. El edificio tiene baja o mediana altura, de tal manera que su respuesta se da en lo esencial a partir de componentes globales de deformación lateral en corte.
3. El edificio se encuentra ubicado en una zona con terreno firme, y estuvo sujeto a un movimiento del terreno que es similar, en sus contenidos de frecuencia y energía, a los movimientos que conforman el conjunto LA10/50.

5.5 Metodología

En esta tesis se han planteado expresiones para estimar las demandas mediana de distorsión máxima y energía plástica normalizada, y el ejemplo que se discutirá en el capítulo que sigue considera demandas mediana. Vale la pena mencionar que no siempre será conveniente usar las demandas mediana, y que dentro de este contexto, se vuelve muy importante considerar el nivel de daño en los marcos de acero, ya que este complementa con información valiosa la aportada por el formato desarrollado en esta tesis. En particular, un nivel de daño leve en los marcos es indicativo de bajas demandas de desplazamiento. En congruencia, niveles moderado y severo de daño implican demandas moderadas y altas de deformación lateral. Aunque sería necesario pedir la opinión de expertos en evaluación estructural y la de los fabricantes de contravientos restringidos contra pandeo, pudiera plantearse de manera preliminar que el percentil a considerar para evaluar las demandas de distorsión máxima y de energía plástica normalizada pudiera considerar la mediana en caso de daño moderado en los marcos, y valores de 30% y 85% para los casos de daño leve y severo en dichos marcos, respectivamente. Aunque no se considera parte del trabajo de esta tesis de maestría, sería posible proponer expresiones para evaluar las demandas sísmicas para diferentes percentiles, y hacer posible una evaluación más completa del daño en los contravientos.

La Figura 5.2 ilustra los pasos que deben seguirse para llevar a cabo la evaluación estructural post-sismo de un sistema estructural compuesto por marcos de acero resistentes a momento rigidizados con un sistema de contravientos restringidos contra pandeo. A continuación se discuten los pasos que conforman la metodología.

1. Después de ocurrido el sismo y evaluado visualmente el nivel de daño conforme a las metodologías disponibles para ello, se recomienda clasificar el nivel de daño en los marcos en leve, moderado o severo. En función de este nivel de daño, se establece el percentil a considerar para estimar demandas de distorsión

máxima y energía plástica normalizada. Esta tesis considera por el momento el percentil 50 (mediana).

2. Se establece el valor de los parámetros o variables que hacen posible la aplicación de la metodología. En particular, será necesario evaluar las distorsiones de fluencia para los contravientos y los marcos, el coeficiente de distorsión, y el periodo fundamental de vibración del sistema estructural de acero (sistema con contravientos restringidos contra pandeo). Puede usarse la información disponible en la memoria de cálculo o planos para hacer esta evaluación, usar (conforme a lo discutido con anterioridad) estimaciones aproximadas derivadas de fórmulas o tablas y, en su caso, usar mediciones de campo (por ejemplo para el periodo fundamental de vibración).
3. Se mide el desplazamiento residual en cada entrepiso (se recomienda un levantamiento topográfico), y con las alturas de entrepiso, se calcula el valor de la distorsión residual en cada nivel.
4. Con la distorsión residual, el periodo del edificio y las expresiones derivadas en esta tesis, se estima la distorsión máxima de cada nivel. Note que una forma de estimar el valor de *c.o.d.* se basa en el uso de estas distorsiones máximas.
5. Con las distorsiones máximas, un estimado para las distorsiones de fluencia de los contravientos, y el periodo del edificio, se estiman las demandas máximas de ductilidad en los contravientos y a partir de estas y con las expresiones derivadas en esta tesis, las respectivas demandas normalizadas de energía plástica.
6. Con los valores calculados de distorsión máxima y energía histerética normalizada, se evalúa el índice de daño de Park y Ang para los contravientos restringidos contra pandeo de cada nivel.
7. Se decide, con ayuda de la Tabla 5.1 y el valor del índice de daño de Park y Ang asociado a los diferentes contravientos restringidos contra pandeo de cada nivel, el curso de acción.

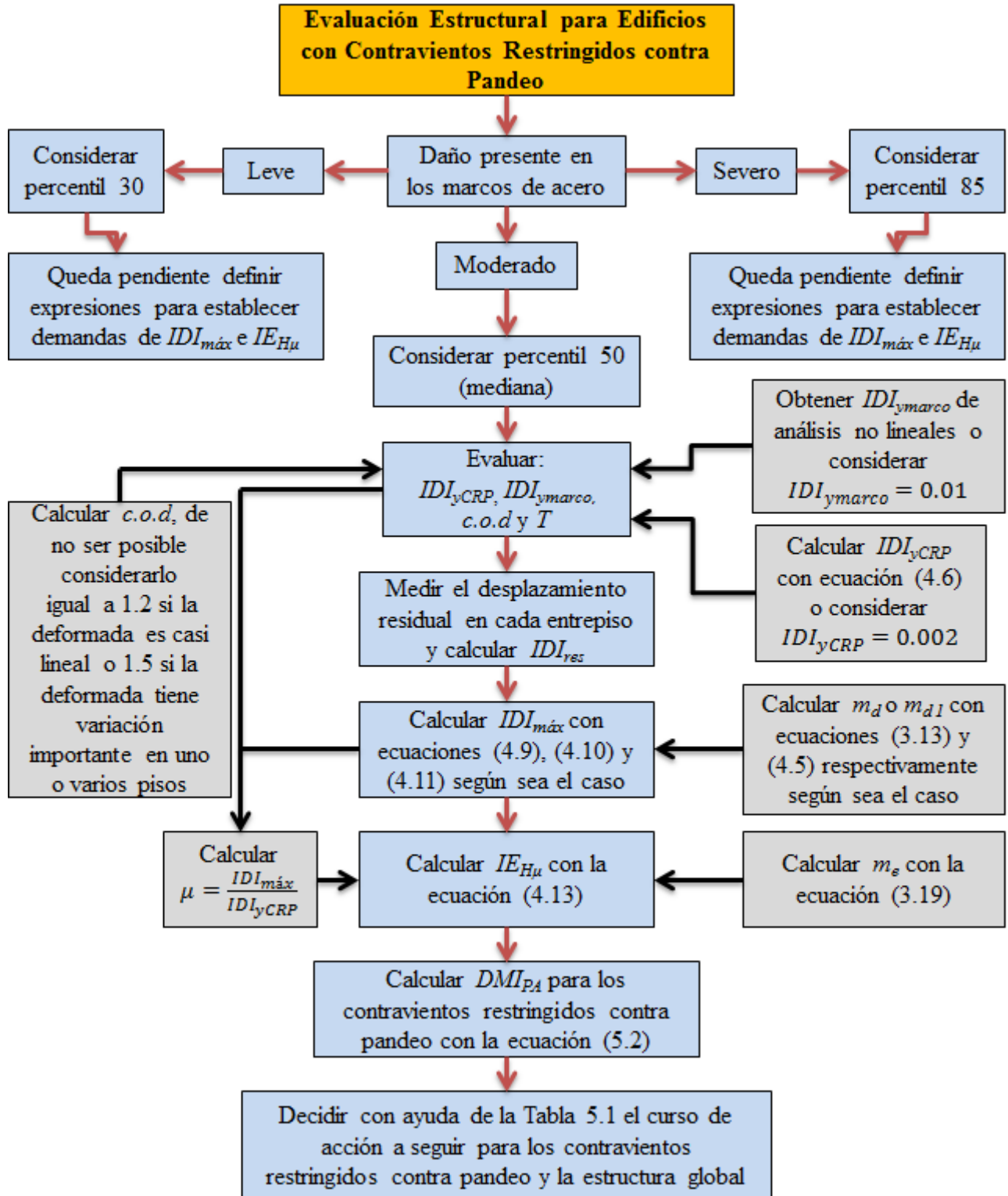


Figura 5.2 Diagrama de flujo de evaluación estructural para edificios de acero con contravientos restringidos contra pandeo.

Capítulo 6

Ejemplos Numéricos de Aplicación de la Metodología

6.1 Introducción

Este capítulo presenta dos ejemplos de uso de la metodología de evaluación propuesta en esta tesis. Los ejemplos consisten en evaluar el estado de los contravientos más dañados de un sistema estructural compuesto por marcos planos de acero, resistentes a momento, rigidizados con contravientos restringidos contra pandeo. Para establecer la capacidad de la metodología para evaluar el daño en los contravientos, a la par de la evaluación ofrecida por la metodología se hizo una evaluación muy detallada del daño en los contravientos a partir de análisis no lineales de modelos refinados de varios grados de libertad.

6.2 Marcos Flexibles con Contravientos Restringidos contra Pandeo

El primer ejemplo considera un marco de acero de cuatro niveles, mostrado en la Figura 6.1 y descrito en la Sección 4.3.2. El marco pertenece a lo que se denotó antes familia de marcos flexibles y se ha rigidizado con contravientos restringidos contra pandeo. Se considera que el marco satisface las consideraciones descritas en la Sección 5.4.

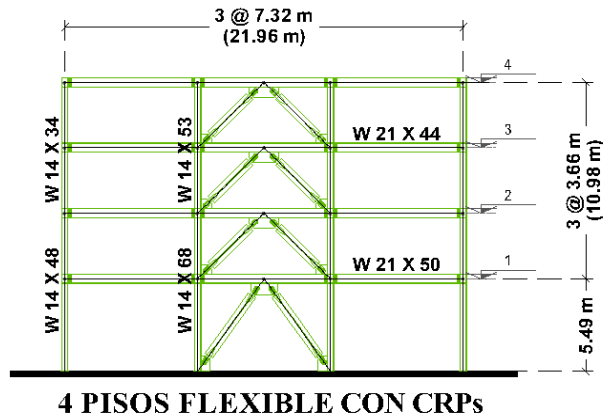


Figura 6.1 Marco flexible con CRPs considerado como ejemplo.

El desarrollo del ejemplo se presenta en tres partes. En la primera, se calcula de *manera exacta* (a partir de modelos no lineales refinados) las demandas de $IDI_{m\acute{a}x}$ e $IE_{H\mu}$ en el contraviento cr\ıtico (el que m\ as se da\ na) y se eval\ ua su nivel de da\ no con el DMI_{PA} . Vale la pena mencionar que el contraviento cr\ıtico se ubica en este caso en la planta baja del marco. En la segunda, se usa la metodolog\ ia propuesta para evaluar el nivel de da\ no en el mismo contraviento. La tercera parte compara las demandas mediana de $IDI_{m\acute{a}x}$ e $IE_{H\mu}$, y el valor de DMI_{PA} estimado conforme a ellas.

Para calcular los *valores exactos* de las demandas mediana de $IDI_{m\acute{a}x}$ e $IE_{H\mu}$, se realizaron an\ alisis no lineales con el programa *RUAUMOKO* y los registros s\ ismicos que conforman el conjunto *LA10/50*. Cada registro se escal\ o de tal manera que en el primer piso (donde se ubica el contraviento cr\ıtico) se desarrollar\ aa una distorsi\ on residual de 0.005 (distorsi\ on permanente en el edificio que debe medirse despu\ es del sismo). Para cada corrida se obtuvieron las demandas de distorsi\ on m\ axima ($IDI_{m\acute{a}x}$) y de energ\ ia hister\ etica normalizada ($IE_{H\mu}$) evaluando con ellas el \ indice de da\ no de Park y Ang (DMI_{PA}). La Tabla 6.1 resume las demandas obtenidas para cada registro, y presenta los valores de la mediana.

Tabla 6.1 Demandas de $IDI_{m\acute{a}x}$, $IE_{H\mu}$ y DMI_{PA} para marco flexible con CRPs.

Registro	IDI_{res}	$IDI_{m\acute{a}x}$	$IE_{H\mu}$	DMI_{PA}
LA01	0.005	0.0155	46.059	0.67
LA02	0.005	0.0179	101.758	0.94
LA03	0.005	0.0079	5.078	0.28
LA04	0.005	0.0176	33.407	0.70
LA05	0.005	0.0188	28.173	0.72
LA06	0.005	0.0174	23.380	0.66
LA07	0.005	0.0214	98.160	1.04
LA08	0.005	0.0228	80.682	1.03
LA09	0.005	0.0172	36.067	0.69
LA10	0.005	0.0294	134.786	1.43
LA11	0.005	0.0219	53.646	0.91
LA12	0.005	0.0240	106.928	1.16
LA13	0.005	0.0171	30.551	0.67
LA14	0.005	0.0341	69.781	1.37
LA15	0.005	0.0162	15.773	0.59
LA16	0.005	0.0192	25.157	0.72
LA17	0.005	0.0158	19.603	0.59
LA18	0.005	0.0170	24.885	0.65
LA19	0.005	0.0332	131.559	1.55
LA20	0.005	0.0167	45.756	0.71
Mediana	0.005	0.0177	40.912	0.71

Con las demandas mediana de $IDI_{m\acute{a}x}$ e $IE_{H\mu}$, se evalúa el índice de daño para el contraviento crítico:

$$IDI_{yCRP} = \frac{f_y (1/K_f)}{E \operatorname{sen}\theta \cos\theta} = \frac{1.1 \times 2530 (1/1.5)}{2000000 \operatorname{sen}(56.31) \cos(56.31)} = 0.002$$

$$DMI_{PA} = \frac{IDI_{m\acute{a}x}}{15IDI_{yCRP}} + 0.05 \frac{IE_{H\mu}}{15} = \frac{0.0177}{15(0.002)} + 0.05 \frac{40.912}{15}$$

$$DMI_{PA} = 0.59 + 0.14$$

$$DMI_{PA} = 0.73$$

El valor de 0.73 así estimado para el DMI_{PA} resulta conservador comparado con el valor de la mediana de 0.71 que se muestra en la Tabla 6.1. La variación entre ambos valores no justifica un tratamiento refinado, por lo cual el calcular el DMI_{PA} con las demandas mediana de $IDI_{máx}$ e $IE_{H\mu}$ resulta adecuado. Así, el valor de 0.73 que se ha estimado implica que el contraviento ha perdido 73% de su vida útil.

En cuanto a la metodología de evaluación estructural, se estiman las demandas mediana en el contraviento crítico con las expresiones desarrolladas en esta tesis. De inicio, se considera, por congruencia con lo supuesto para establecer los *valores exactos*, una distorsión residual de 0.005 en el primer entrepiso. El modelo de análisis refinado estima un periodo natural de vibración (T) para el marco de 0.48 segundos. Bajo la consideración de que la altura (H) del primer nivel es de 549 cm, es posible establecer que:

$$IDI_{res} = \frac{\Delta_{res-entrepiso}}{H} = \frac{2.745cm}{549cm} = 0.005$$

Como la distorsión residual obtenida es mayor que 0.0007, se usa la ecuación (4.11) para estimar la distorsión máxima. De los análisis no lineales del marco se determinó que la distorsión de fluencia del marco (IDI_{ymarco}) es de 0.011, de tal manera que:

$$m_d = \left(0.04 + 0.29 \left| \frac{T}{1.68} - 1 \right| \right)^{0.27} = \left(0.04 + 0.29 \left| \frac{0.48}{1.68} - 1 \right| \right)^{0.27} = 0.686$$

$$IDI_{máx} = \frac{0.005 - 0.0007}{0.686} + 0.011 = 0.0173$$

Con la demanda mediana de distorsión máxima, se establece la demanda mediana de energía histerética normalizada:

$$m_e = -0.06T + 2.96 = -0.06(0.48) + 2.96 = 2.93$$

$$\mu = \frac{IDI_{m\acute{a}x}}{IDI_{yCRP}} = \frac{IDI_{m\acute{a}x}}{\left(\frac{f_y (1/K_f)}{E \text{ sen}\theta \text{ cos}\theta} \right)} = \frac{0.0173}{\left(\frac{1.1 \times 2530 (1/1.5)}{2000000 \text{ sen}(56.31) \text{ cos}(56.31)} \right)} = \frac{0.0173}{0.002} = 8.65$$

Con las envolventes de desplazamientos maximos establecidas a partir de los analisis no lineales llevados a cabo con el programa *RUAUMOKO*, y mostradas en la Figura 6.2, se determino un valor de 1.5 para *c.o.d.*, de tal manera que:

$$IE_{H\mu} = m_e (\mu - 1) (c.o.d.)^2$$

$$IE_{H\mu} = 2.93(8.65 - 1)(1.5)^2 = 50.43$$

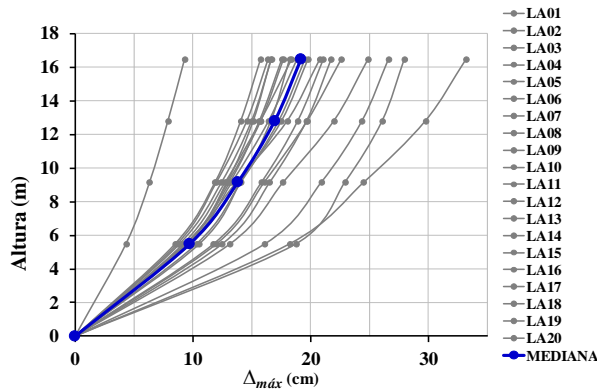


Figura 6.2 Envolventes de deformación lateral para marco flexible con CRPs.

Con las demandas mediana de distorsión máxima y de energía histerética normalizada, se evalúa el índice de daño de Park y Ang:

$$DMI_{PA} = \frac{IDI_{m\acute{a}x}}{15IDI_{yCRP}} + 0.05 \frac{IE_{H\mu}}{15} = \frac{0.0173}{15(0.002)} + 0.05 \frac{50.43}{15}$$

$$DMI_{PA} = 0.58 + 0.17 = 0.75$$

El valor de 0.75 implica que el contraviento crítico ha perdido el 75% de su vida útil. Más allá del curso de acción que se debiera tomar en función de lo planteado en la Tabla 5.1, resulta de mucho interés para esta tesis comparar las dos estimaciones de DMI_{PA} calculadas. Para ello, la Tabla 6.2 resume y compara los datos relevantes para ambas evaluaciones. Es importante mencionar que la metodología ha hecho una evaluación razonable del nivel de daño en el contraviento crítico, y que para ello se requirió de estimaciones razonables de los valores del periodo fundamental de vibración, la distorsión de fluencia de los marcos, y el *c.o.d.* Aunque en el ejemplo desarrollado estos valores se estimaron a partir de un modelo refinado de análisis, en una situación real deberán estimarse a partir de fórmulas, tablas, y enfoques simplificados. A pesar de que esto implicaría una mayor incertidumbre en cuanto a los resultados de la metodología, se considera que se ha establecido una manera racional de evaluar el nivel de daño en contravientos restringidos contra pandeo que deberá ser enriquecida con la opinión de varios expertos antes de hacer posible su uso práctico.

Tabla 6.2 Comparación de resultados para marco flexible con CRPs.

	Resultados exactos	Resultados con metodología	Diferencia (%)
$IDI_{m\acute{a}x}$	0.0177	0.0173	2.26
$IE_{H\mu}$	40.912	50.43	23.26
DMI_{PA}	0.73	0.75	2.74

6.3 Marcos Rígidos con Contravientos Restringidos contra Pandeo

El segundo ejemplo considera un marco de acero de cuatro niveles, mostrado en la Figura 6.3 y descrito en la Sección 4.3.2. El marco pertenece a lo que se denotó antes familia de marcos rígidos y se ha reforzado con contravientos restringidos contra pandeo. Se considera que el marco satisface las consideraciones descritas en la Sección 5.4.

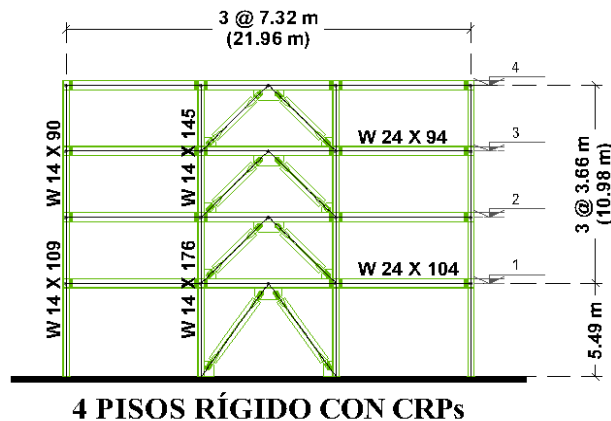


Figura 6.3 Marco rígido con CRPs considerado como ejemplo.

El desarrollo del ejemplo se presenta en tres partes semejantes a las descritas en el caso anterior. Para este ejemplo, nuevamente el contraviento crítico se ubica en la planta baja del marco.

Para calcular los *valores exactos* de las demandas mediana de $IDI_{m\acute{a}x}$ e $IE_{H\mu}$, se realizaron análisis no lineales con el programa *RUAUMOKO* y los registros sísmicos que conforman el conjunto *LA10/50*. Cada registro se escaló de tal manera que en el primer piso (donde se ubica el contraviento crítico) se desarrollará una distorsión residual de 0.005 (distorsión permanente en el edificio que debe medirse después del sismo). Para cada corrida se obtuvieron las demandas de distorsión máxima ($IDI_{m\acute{a}x}$) y de energía histerética normalizada ($IE_{H\mu}$) evaluando con ellas el índice de daño de Park y

Ang (DMI_{PA}). La Tabla 6.3 resume las demandas obtenidas para cada registro, y presenta los valores de la mediana.

Tabla 6.3 Demandas de $IDI_{m\acute{a}x}$, $IE_{H\mu}$ y DMI_{PA} para marco r\acute{i}gido con CRPs.

Registro	IDI_{res}	$IDI_{m\acute{a}x}$	$IE_{H\mu}$	DMI_{PA}
LA01	0.005	0.0196	169.924	1.22
LA02	0.005	0.0169	85.155	0.85
LA03	0.005	0.0154	36.383	0.63
LA04	0.005	0.0173	68.572	0.81
LA05	0.005	0.0179	46.642	0.75
LA06	0.005	0.0307	96.077	1.34
LA07	0.005	0.0240	160.707	1.34
LA08	0.005	0.0191	121.427	1.04
LA09	0.005	0.0166	69.405	0.78
LA10	0.005	0.0166	79.420	0.82
LA11	0.005	0.0190	74.077	0.88
LA12	0.005	0.0199	181.524	1.27
LA13	0.005	0.0174	50.807	0.75
LA14	0.005	0.0163	47.840	0.70
LA15	0.005	0.0164	26.710	0.64
LA16	0.005	0.0161	33.762	0.65
LA17	0.005	0.0164	37.145	0.67
LA18	0.005	0.0173	53.028	0.75
LA19	0.005	0.0203	108.235	1.04
LA20	0.005	0.0166	80.173	0.82
Mediana	0.005	0.0173	71.741	0.81

Con las demandas mediana de $IDI_{m\acute{a}x}$ e $IE_{H\mu}$, se evalúa el índice de daño para el contraviento crítico:

$$IDI_{yCRP} = \frac{f_y (1 / K_f)}{E \operatorname{sen} \theta \cos \theta} = \frac{1.1 \times 2530 (1 / 1.5)}{2000000 \operatorname{sen}(56.31) \cos(56.31)} = 0.002$$

$$DMI_{PA} = \frac{IDI_{m\acute{a}x}}{15 IDI_{yCRP}} + 0.05 \frac{IE_{H\mu}}{15} = \frac{0.0173}{15(0.002)} + 0.05 \frac{71.741}{15}$$

$$DMI_{PA} = 0.58 + 0.24$$

$$DMI_{PA} = 0.82$$

El valor de 0.82 así estimado para el DMI_{PA} resulta conservador comparado con el valor de la mediana de 0.81 que se muestra en la Tabla 6.3. La variación entre ambos valores no justifica un tratamiento refinado, por lo cual el calcular el DMI_{PA} con las demandas mediana de $IDI_{m\acute{a}x}$ e $IE_{H\mu}$ resulta adecuado. Así, el valor de 0.82 que se ha estimado implica que el contraviento ha perdido 82% de su vida útil.

En cuanto a la metodología de evaluación estructural, se estiman las demandas mediana en el contraviento crítico con las expresiones desarrolladas en esta tesis. De inicio, se considera, por congruencia con lo supuesto para establecer los *valores exactos*, una distorsión residual de 0.005 en el primer entrepiso. El modelo de análisis refinado estima un periodo natural de vibración (T) para el marco de 0.447 segundos. Bajo la consideración de que la altura (H) del primer nivel es de 549 cm, es posible establecer que:

$$IDI_{res} = \frac{\Delta_{res-entrepiso}}{H} = \frac{2.745cm}{549cm} = 0.005$$

Como la distorsión residual obtenida es mayor que 0.0007, se usa la ecuación (4.11) para estimar la distorsión máxima. De los análisis no lineales del marco se determinó que la distorsión de fluencia del marco (IDI_{ymarco}) es de 0.011, de tal manera que:

$$m_d = \left(0.04 + 0.29 \left| \frac{T}{1.68} - 1 \right| \right)^{0.27} = \left(0.04 + 0.29 \left| \frac{0.447}{1.68} - 1 \right| \right)^{0.27} = 0.69$$

$$IDI_{m\acute{a}x} = \frac{0.005 - 0.0007}{0.69} + 0.011 = 0.0172$$

Con la demanda mediana de distorsión máxima, se establece la demanda mediana de energía histerética normalizada:

$$m_e = -0.06T + 2.96 = -0.06(0.447) + 2.96 = 2.933$$

$$\mu = \frac{IDI_{m\acute{a}x}}{IDI_{yCRP}} = \frac{IDI_{m\acute{a}x}}{\left(\frac{f_y (1/K_f)}{E \operatorname{sen}\theta \cos\theta} \right)} = \frac{0.0172}{\left(\frac{1.1 \times 2530 (1/1.5)}{2000000 \operatorname{sen}(56.31) \cos(56.31)} \right)} = \frac{0.0172}{0.002} = 8.6$$

Con las envolventes de desplazamientos máximos establecidas a partir de los análisis no lineales llevados a cabo con el programa *RUAUMOKO*, y mostradas en la Figura 6.4, se determinó un valor de 1.5 para *c.o.d.*, de tal manera que:

$$IE_{H\mu} = m_e (\mu - 1) (c.o.d.)^2$$

$$IE_{H\mu} = 2.933(8.6 - 1)(1.5)^2 = 50.15$$

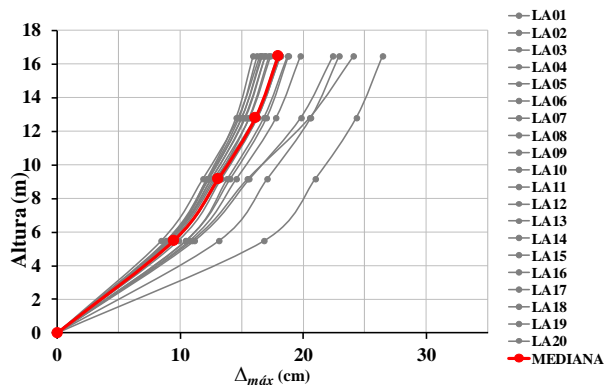


Figura 6.4 Envolventes de deformación lateral para marco rígido con CRPs.

Con las demandas mediana de distorsión máxima y de energía histerética normalizada, se evalúa el índice de daño de Park y Ang:

$$DMI_{PA} = \frac{IDI_{m\acute{a}x}}{15IDI_{yCRP}} + 0.05 \frac{IE_{H\mu}}{15} = \frac{0.0172}{15(0.002)} + 0.05 \frac{50.15}{15}$$

$$DMI_{PA} = 0.57 + 0.17 = 0.74$$

El valor de 0.74 implica que el contraviento crítico ha perdido el 74% de su vida útil. Más allá del curso de acción que se debiera tomar en función de lo planteado en la Tabla 5.1, resulta de mucho interés para esta tesis comparar las dos estimaciones de DMI_{PA} calculadas. Para ello, la Tabla 6.4 resume y compara los datos relevantes para ambas evaluaciones. Reiteramos nuevamente que la metodología ha hecho una evaluación razonable del nivel de daño en el contraviento crítico, y que para ello se requirió de estimaciones razonables de los valores del periodo fundamental de vibración, la distorsión de fluencia de los marcos, y el *c.o.d.* Aunque en el ejemplo desarrollado estos valores se estimaron a partir de un modelo refinado de análisis, en una situación real deberán estimarse a partir de fórmulas, tablas, y enfoques simplificados. A pesar de que esto implicaría una mayor incertidumbre en cuanto a los resultados de la metodología, se considera que se ha establecido una manera racional de evaluar el nivel de daño en contravientos restringidos contra pandeo que deberá ser enriquecida con la opinión de varios expertos antes de hacer posible su uso práctico.

Tabla 6.4 Comparación de resultados para marco rígido con CRPs.

	Resultados exactos	Resultados con metodología	Diferencia (%)
$IDI_{m\acute{a}x}$	0.0173	0.0172	0.58
$IE_{H\mu}$	71.741	50.15	30.1
DMI_{PA}	0.82	0.74	9.76

Capítulo 7

Conclusiones y Recomendaciones

Esta tesis presenta una metodología *no destructiva* de evaluación estructural que, a partir del desplazamiento residual medido en un edificio después de una excitación sísmica severa, establece el nivel de daño esperado en las diagonales de un sistema estructural conformado por marcos de acero resistentes a momento y contravientos restringidos contra pandeo. Con base en los resultados y observaciones obtenidos a partir de los estudios realizados para su desarrollo, se definen las siguientes conclusiones:

- La relación en términos de mediana, entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento residual que desarrollan los sistemas de IGL cuando son sometidos a movimientos sísmicos puede representarse, una vez que el sistema alcanza su desplazamiento de fluencia, de manera lineal cuya pendiente positiva es función del periodo del sistema. Para desplazamientos máximos iguales o menores que el de fluencia, el desplazamiento residual asociado resulta igual a cero.
- La relación en términos de mediana, entre la ductilidad y la energía histerética normalizada que desarrollan los sistemas de IGL cuando son sometidos a movimientos sísmicos puede representarse, una vez que el sistema alcanza su desplazamiento de fluencia, de manera lineal cuya pendiente positiva es función del periodo del sistema. Para ductilidades iguales o menores que uno, la energía plástica normalizada asociada resulta igual a cero.

- Para el caso de sistemas de 1GL, las ecuaciones propuestas para estimar las demandas de desplazamiento máximo y energía plástica disipada arrojan resultados razonables en relación a los *valores exactos* y pueden implementarse como parte de una metodología de evaluación estructural para edificios de acero.
- La relación en términos de mediana, entre la distorsión máxima y la distorsión residual que desarrollan los marcos de acero sin contravientos restringidos contra pandeo cuando son sometidos a movimientos sísmicos siguen las mismas tendencias observadas para los sistemas de 1GL. Es decir, dicha relación puede representarse de manera lineal una vez que los marcos abandonan el rango de comportamiento elástico, donde la pendiente positiva de la curva es función del periodo fundamental de vibración del sistema.
- La relación en términos de mediana, entre la distorsión máxima y la distorsión residual que desarrollan los marcos de acero con contravientos restringidos contra pandeo cuando son sometidos a movimientos sísmicos presenta varias zonas de comportamiento. En la primera, que va hasta que la distorsión de entrepiso alcanza el valor de distorsión en que fluyen las diagonales, no existe demanda de distorsión residual. Una vez que fluyen los contravientos a distorsiones cercanas a 0.002, se observa un pequeño incremento en la distorsión residual hasta que se alcanzan valores de 0.0003 a 0.001 para demandas de distorsión máxima ligeramente mayores que 0.002. En esta segunda zona, que va desde una distorsión máxima aproximadamente igual a 1.5 la distorsión de fluencia de las diagonales hasta la distorsión en que fluyen los marcos, la distorsión residual se mantiene razonablemente constante. Finalmente, se observa que una vez que la distorsión máxima alcanza el valor en que se desarrolla la fluencia generalizada de los marcos, el incremento de la distorsión residual es muy similar a la que presentan los marcos resistentes a momento sin contravientos restringidos contra pandeo.

- La relación en términos de mediana, entre la ductilidad y la energía histerética normalizada que desarrollan los marcos de acero con contravientos restringidos contra pandeo cuando son sometidos a movimientos sísmicos presenta dos etapas de comportamiento después de la fluencia de los contravientos. Primero se observa una primera etapa transicional, con una pendiente mayor, y luego una segunda etapa donde la pendiente tiende a estabilizarse. Lo anterior sugiere que los sistemas de varios grados de libertad ajustan su mecanismo de disipación de energía hasta que para demandas moderadamente altas de ductilidad, estabilizan este mecanismo. Esto implica, a su vez, la necesidad de ajustar las demandas de energía plástica obtenidas a partir de sistemas de 1GL mediante el uso del coeficiente de distorsión elevado al cuadrado para estimar las demandas de energía plástica de marcos de acero con contravientos restringidos contra pandeo.
- En esta tesis se han planteado expresiones para estimar las demandas mediana de distorsión máxima y energía plástica normalizada para establecer la metodología de evaluación estructural para edificios con contravientos restringidos contra pandeo. Es necesario mencionar que no siempre será conveniente usar las demandas mediana, y que dentro de este contexto, se vuelve muy importante considerar el nivel de daño en los marcos de acero del edificio, ya que este complementa con información valiosa la aportada por el formato desarrollado en esta tesis. Aunque sería necesario pedir la opinión de expertos en evaluación estructural y la de los fabricantes de contravientos restringidos contra pandeo, pudiera plantearse de manera preliminar que el percentil a considerar para evaluar las demandas de distorsión máxima y de energía plástica normalizada pudiera considerar la mediana en caso de daño moderado en los marcos, y valores de 30% y 85% para los casos de daño leve y severo en dichos marcos, respectivamente.

- Con base en los resultados obtenidos en los ejemplos de aplicación, se concluye que la metodología propuesta permite evaluar de manera razonable el nivel de daño esperado en los contravientos restringidos contra pandeo, realizándose de una manera rápida y sin la necesidad de análisis refinados.

Es importante comentar que la metodología propuesta dará lugar a una evaluación razonable del estado de los contravientos restringidos contra pandeo siempre y cuando se cumplan las limitaciones y circunstancias establecidas para su uso.

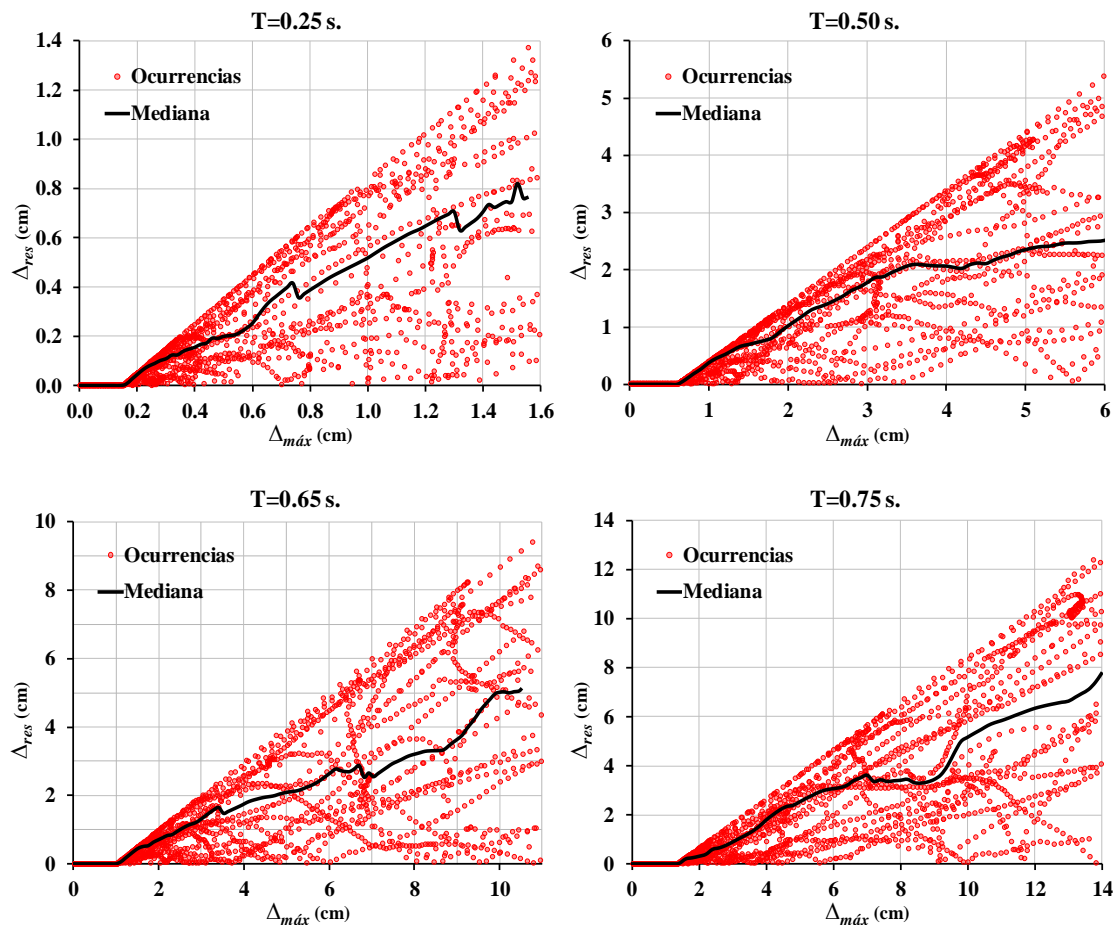
Algunos puntos importantes a considerar para futuros trabajos de investigación sobre la evaluación estructural post-sismo de edificios con contravientos restringidos contra pandeo son:

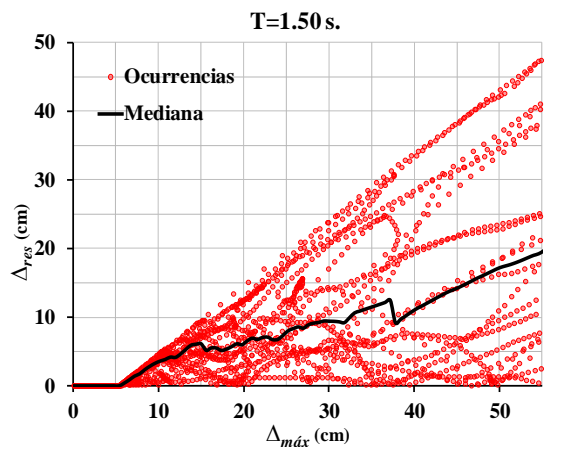
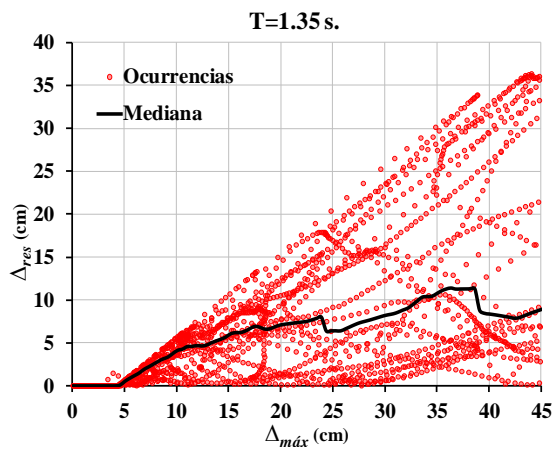
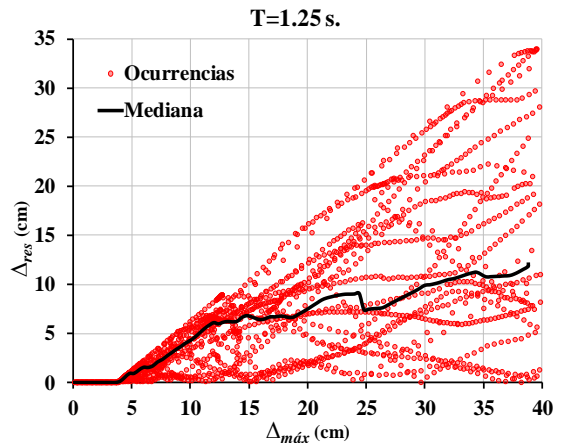
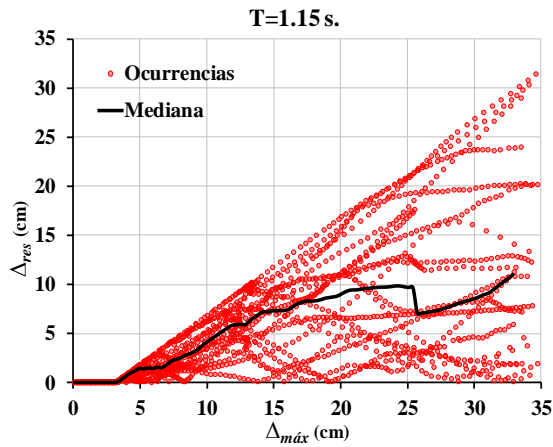
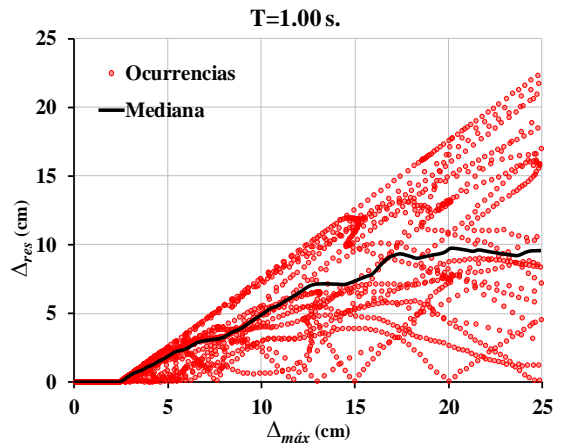
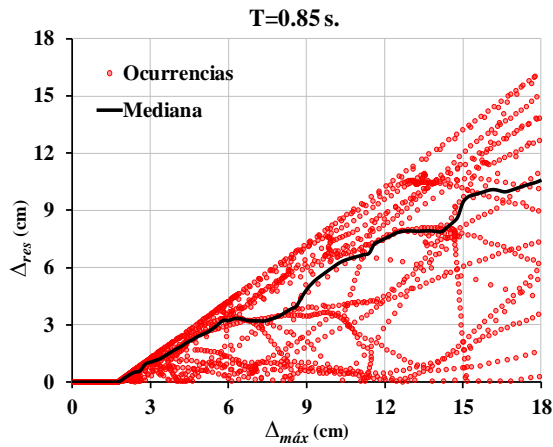
- a) Porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ). Realizar estudios similares a los aquí presentados considerando un porcentaje de amortiguamiento crítico del 2%.
- b) Percentil a considerar para evaluar las demandas de distorsión máxima y de energía plástica normalizada. Realizar estudios similares a los aquí presentados considerando percentiles diferentes al 50 (mediana) que sean adecuados para evaluar las demandas mencionadas de acuerdo al nivel de daño presente en los marcos de acero, por ejemplo: percentil 30 para daño leve y percentil 85 para daño severo.

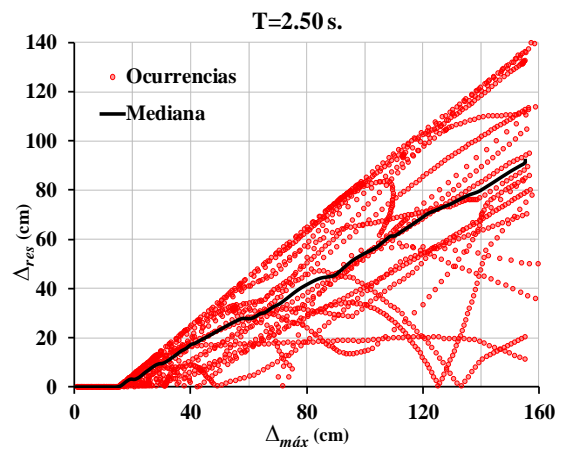
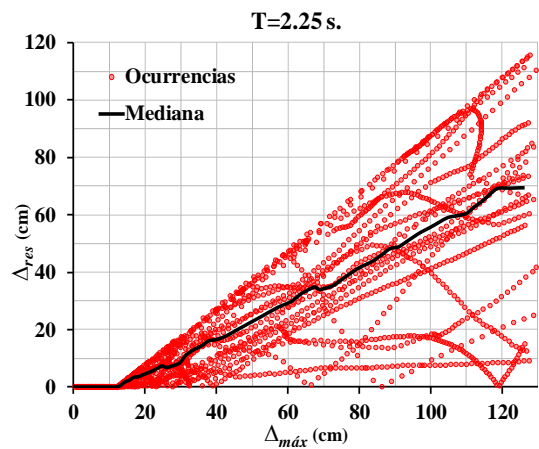
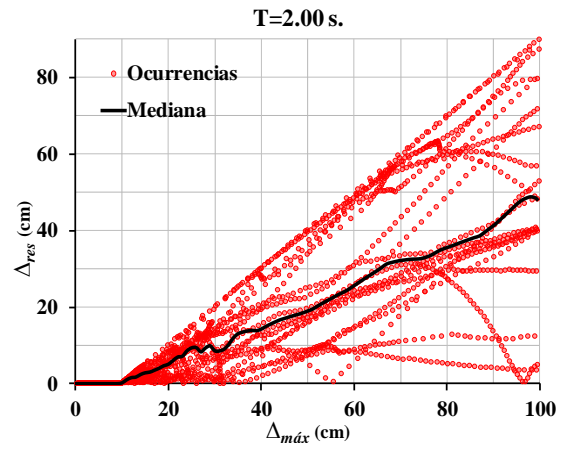
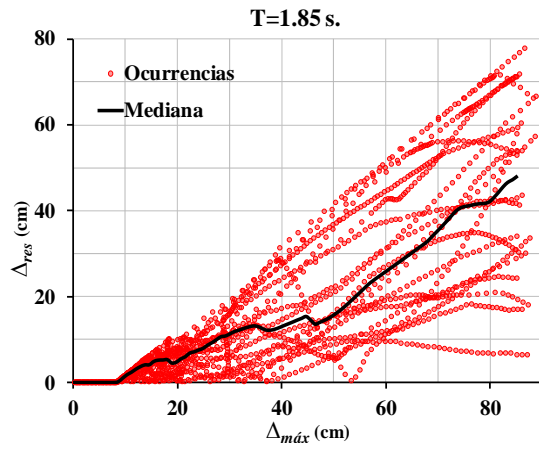
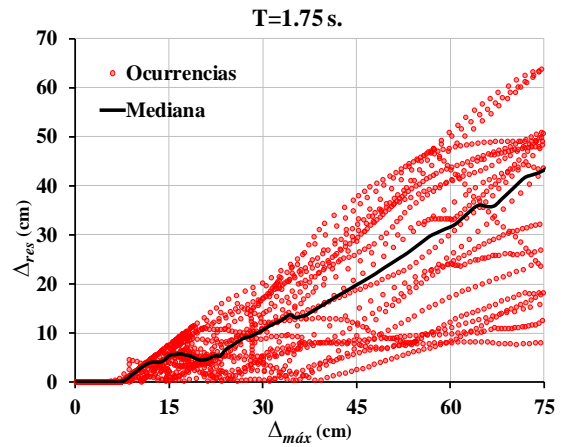
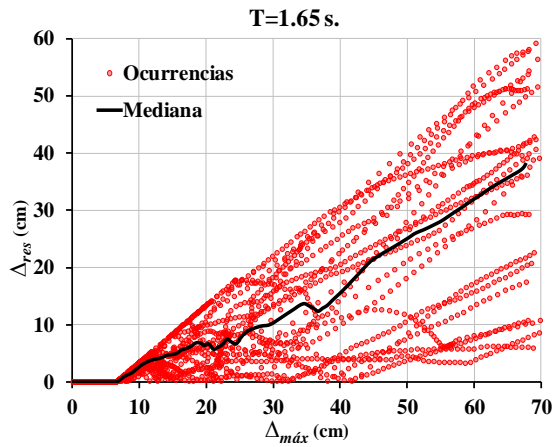
Anexo 1

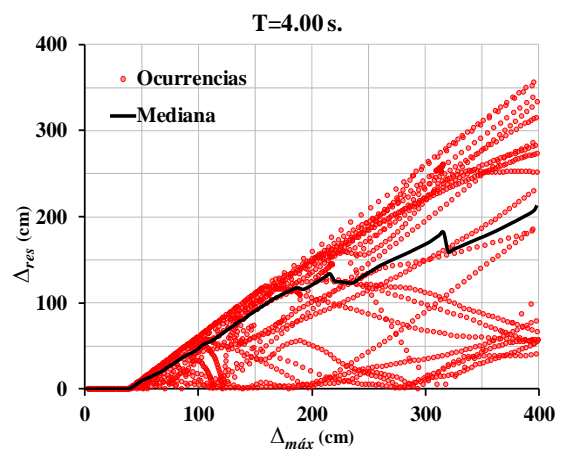
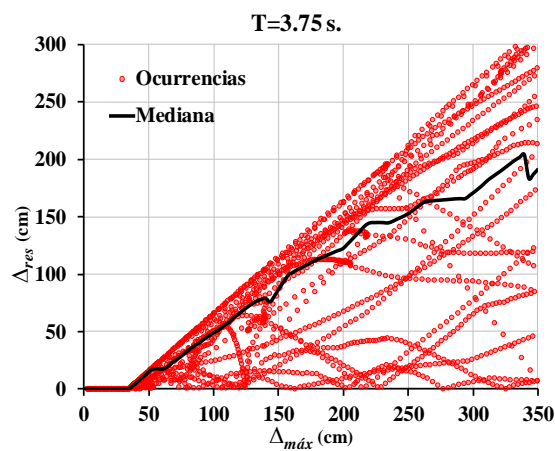
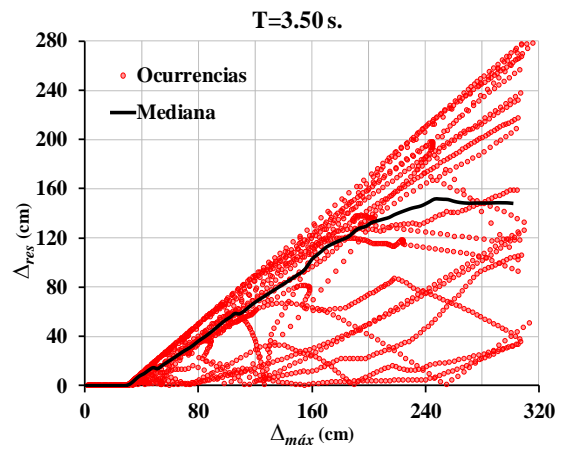
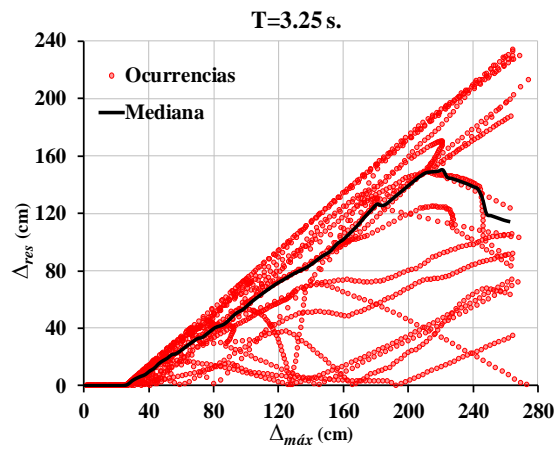
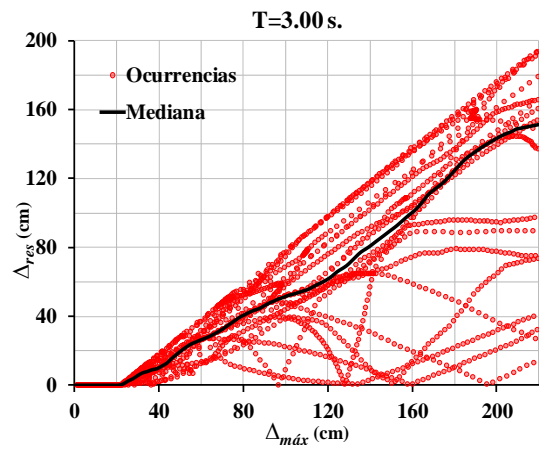
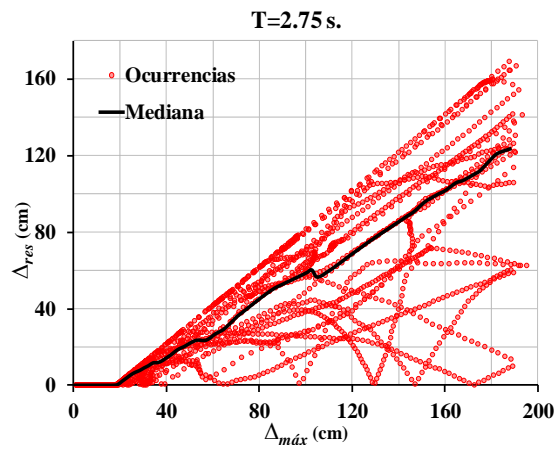
Curvas de Desplazamiento Máximo contra Desplazamiento Residual

Con la intención de identificar una posible relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento residual de sistemas de 1GL, se generaron las curvas de $\Delta_{m\acute{a}x}$ contra Δ_{res} que se muestran a continuación y que complementan la información del Capítulo 3, en cada una de ellas se señala el correspondiente periodo del sistema. Los puntos rojos corresponden a los pares de datos de $\Delta_{m\acute{a}x}$ y Δ_{res} obtenidos a partir de escalar linealmente cien veces cada registro sísmico del conjunto LA10/50 (véase Capítulo 2). La curva en color negro corresponde a la mediana.





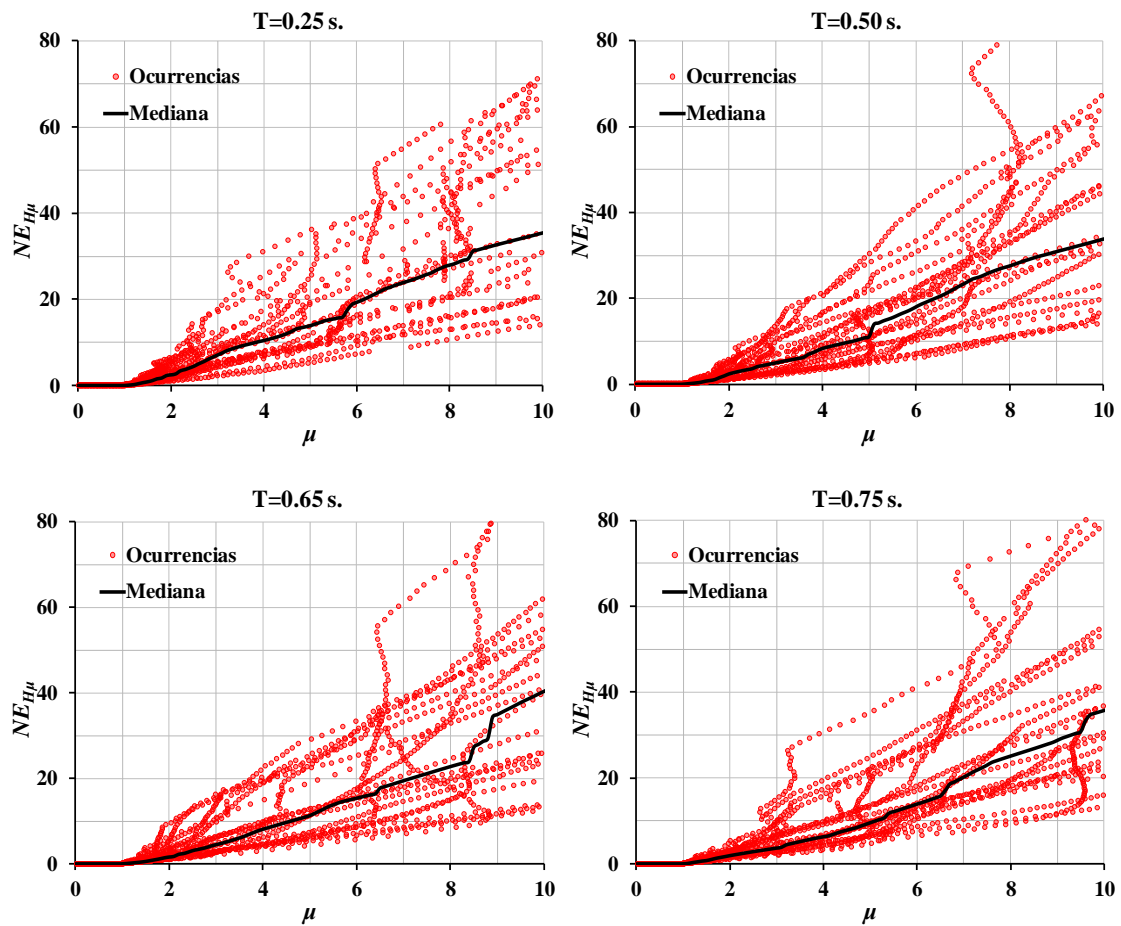


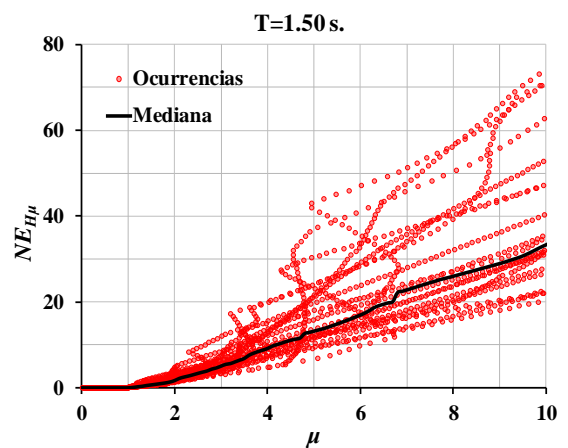
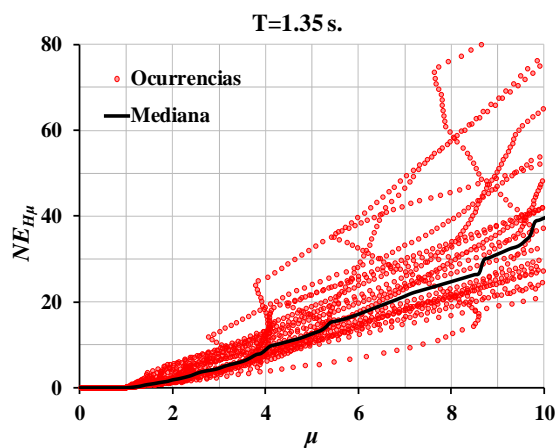
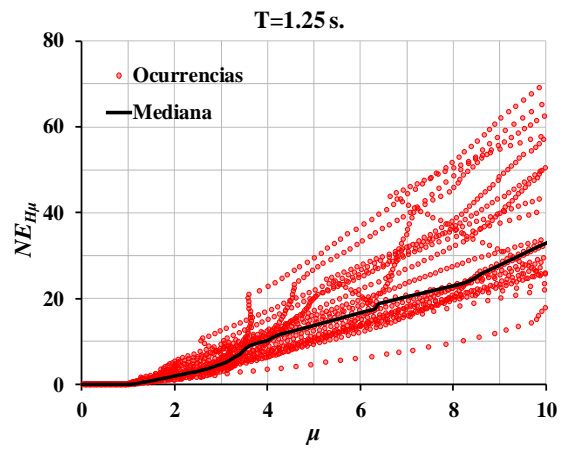
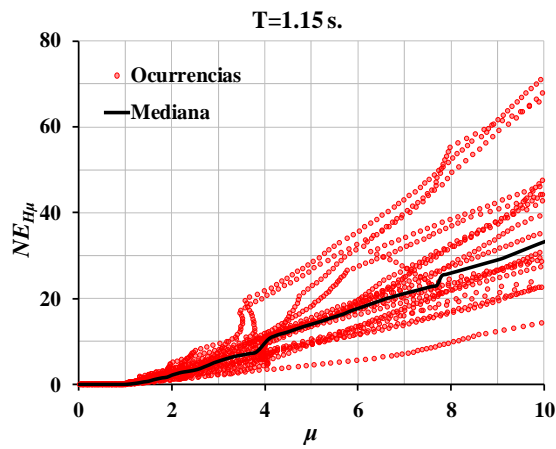
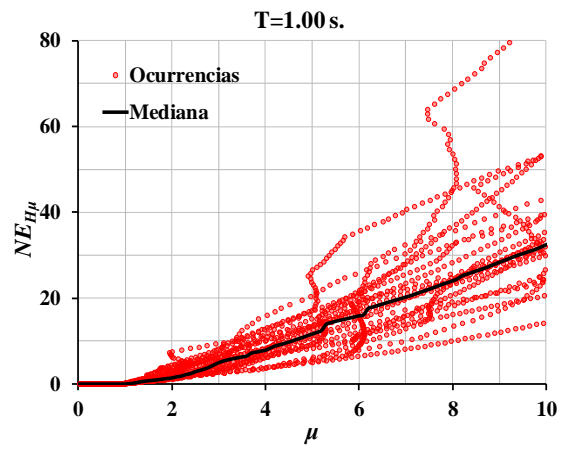
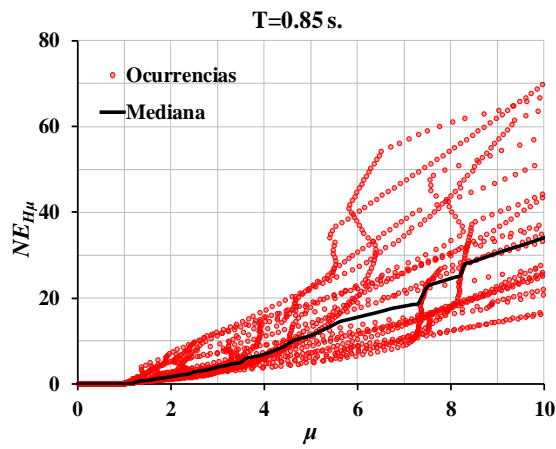


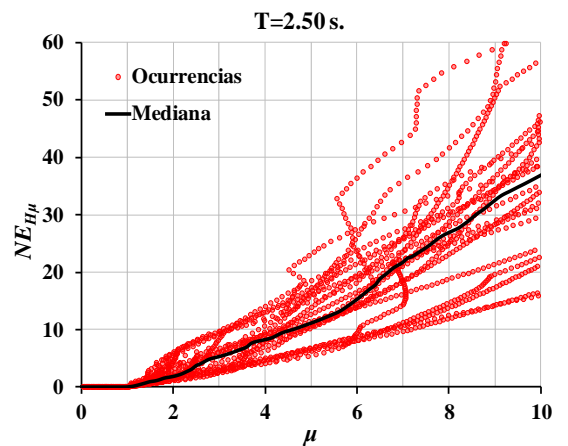
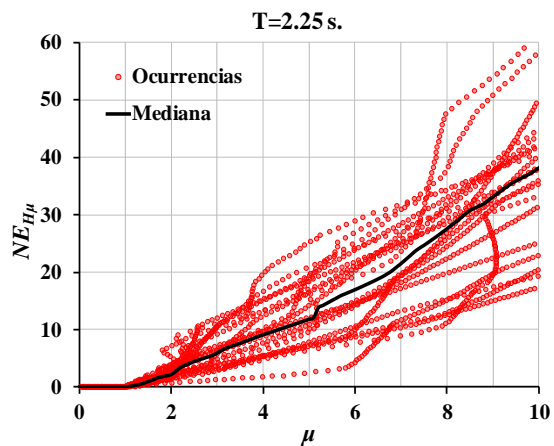
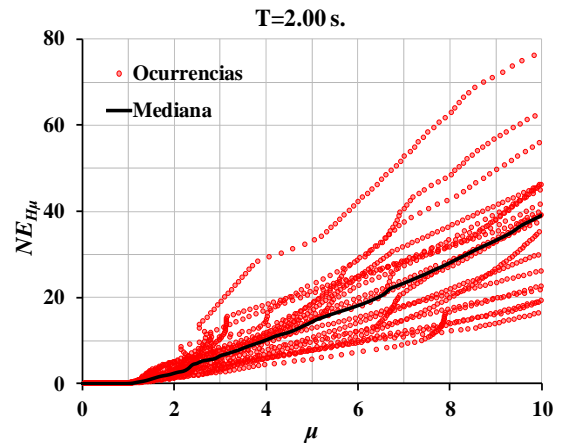
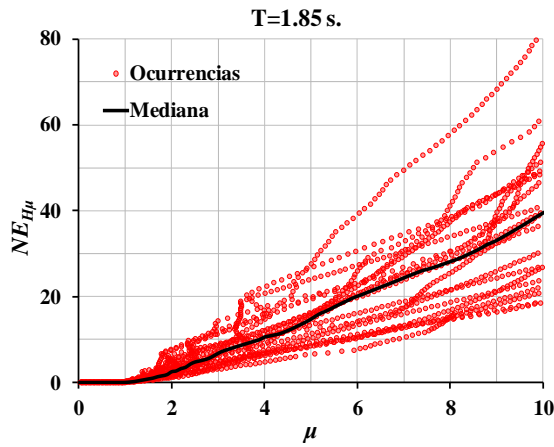
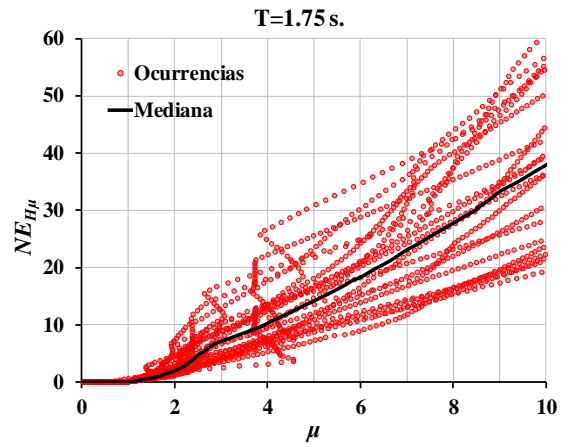
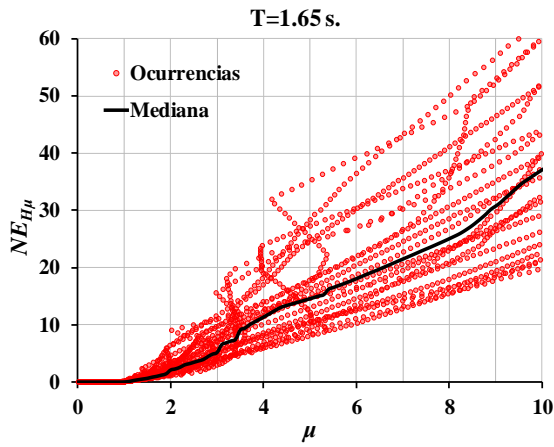
Anexo 2

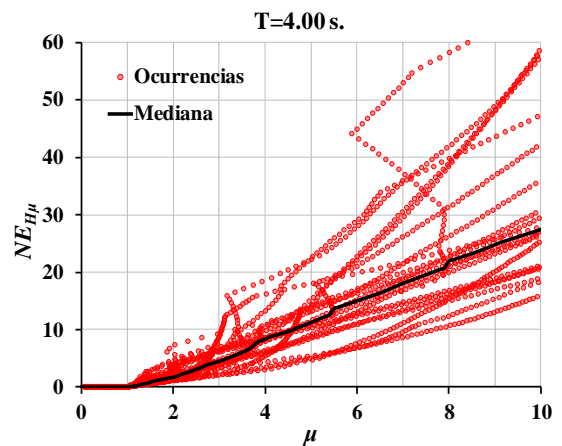
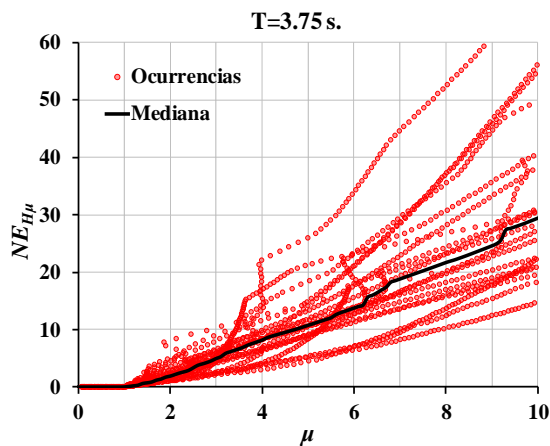
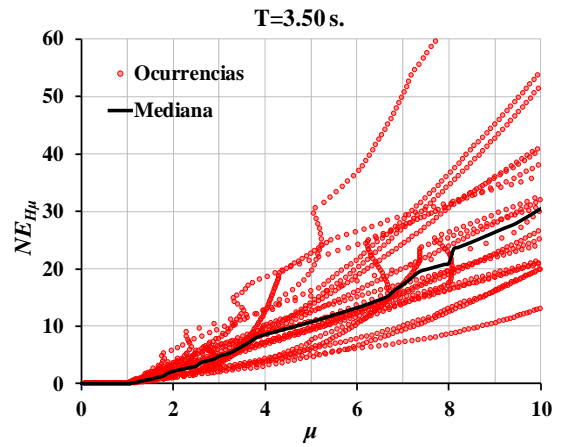
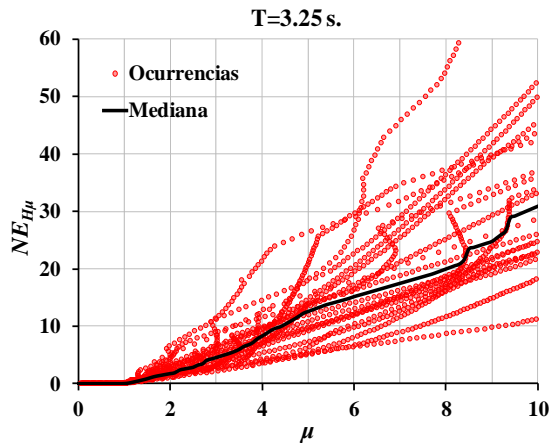
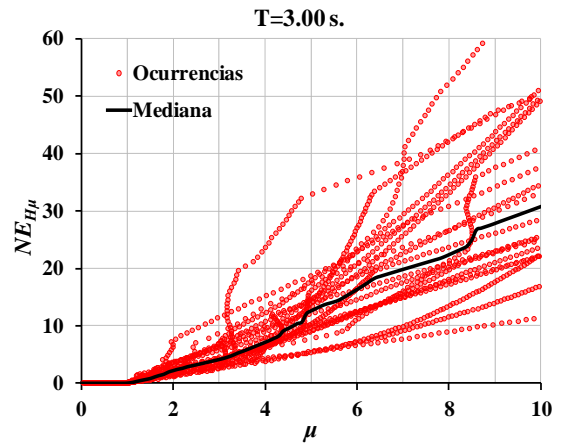
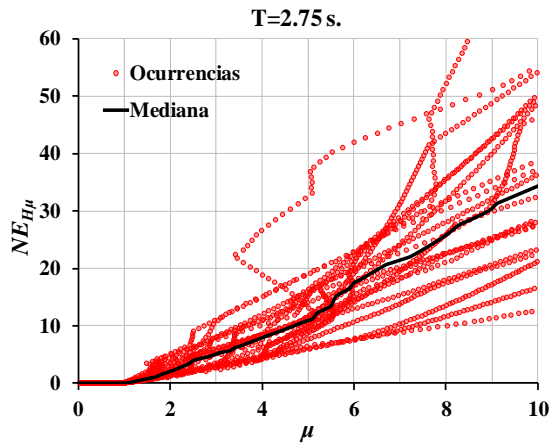
Curvas de Ductilidad contra Energía Histerética Normalizada

Con la intención de identificar una posible relación entre la ductilidad y la energía histerética normalizada de sistemas de 1GL, se generaron las siguientes curvas de μ contra $NE_{H\mu}$ que complementan la información del Capítulo 3, en cada una de ellas se señala el correspondiente periodo del sistema. Los puntos rojos corresponden a los pares de datos de μ y $NE_{H\mu}$ obtenidos a partir de escalar linealmente cien veces los registros sísmicos del conjunto LA10/50 (véase Capítulo 2). La curva en color negro corresponde a la mediana.









Referencias

1. American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 41-13), **“Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”**.
2. Arroyo D., Terán A., Gama E. y Guerrero J.J. (2009), **“Estudio Experimental de Contravientos Restringidos Contra Pandeo: Desarrollo Conceptual y Detalles de Implementación”**, Reporte UAM-A/DMAE-2009-04, Universidad Autónoma Metropolitana.
3. Bertero V, J Anderson, H Krawinkler, (1994) UCB/EERC-94/09 **“Performance of Steel Building Structures During the Northridge Earthquake”**, August 1994, PB95- 112025(A10).
4. Bertero V, J Anderson, H. Krawinkler, E Miranda, (1991), **“Design Guidelines for Ductility and Drift Limits”**, Report No. UCB/EERC-91/15 July 1991, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley.
5. Black, Cameron, Makris N, I Aiken, (2002), **“Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbounded Braces”** Final Report to Nippon Steel Corporation, Tokyo, Japan, PEER Report 2002/08 PEER College of Engineering, University of California, Berkeley.
6. Carr A J. (2004), **“RUAUMOKO-Inelastic Dynamic Analysis Program”**, Manual de Usuario, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury.
7. Chopra AK, Goel RK. **“Building period formulas for estimating seismic displacements”**. Earthquake Spectra 2000; 16(2):533–6.
8. Chopra, Anil K (2014), **“Dinámica de Estructuras”**, Cuarta Edición, Pearson, 2014.
9. Christidis A. A., Dimitroudi E. G., Hatzigeorgiou G. D., Beskos D. E. **“Maximum seismic displacements evaluation of steel frames from their post-earthquake residual deformation”**, Bull Earthquake Eng (2013) 11:2233–2248.

10. Coeto Galaz G, (2008), **“Control de la Respuesta Sísmica de Edificios Altos por Medio de un Sistema de Contravientos Restringidos Contra Pandeo”**, Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana, Diciembre 2008.
11. Filiatrault A., Tremblay R., y Wanitkorkul A. (2001), **“Performance evaluation of passive damping systems for the seismic retrofit of steel moment-resisting frames subjected to near-field ground motions”**, Earthquake Spectra, 17(3), 427-456.
12. García M. y González B. (2013), **“Refuerzo de edificio de concreto de la UAM unidad Azcapotzalco edificio G con contravientos restringidos contra pandeo”**, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Boca del Rio, Veracruz, 2013.
13. Miranda E, (2001), **“Estimation of Inelastic Deformation Demands of SDOF Systems”**, Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 9, September 2001. ASCE.
14. New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE, 2006). **“Assessment and Improvement of the Structural Performance Buildings in Earthquakes”**, June 2006.
15. Park, Y J y A H Ang (1985), **“Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete”**, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. ST4, pp. 740-757.
16. Paz, Mario (2014), **“Dinámica Estructural: Teoría y Cálculo”**, Tercera Edición, Reverté, 1992.
17. Qi, X., and Moehle, J. P., 1991. **“Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes”**, Report No. UCB/EERC-91/02, University of California, Berkeley.
18. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C., 2003. **“Seismic design on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces”**, Engineering Structures 25, 655–666.
19. Santa-Ana P.R., y Miranda E. (2000), **“Strength-reduction factors for multi-degree-of-freedom systems”**, Doceavo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica (CD), Auckland, Nueva Zelanda, Artículo 1446.
20. Somerville P.G., Smith N., Punyamurthula S., y Sun, J. (1997), **“Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project”**, Reporte SAC/BD-97/04, SAC Joint Venture.

21. Tajirian, F. F., Aiken, I. D., Kimura, I. (2003). **“Application of Buckling-Restrained Braces in the United States”**, 8th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Yerevan, Armenia, October 6-10.
22. Terán Gilmore A., J. Ruiz-García (2012), **“How to Promote Self-Centering Behavior of Buildings Having a System of Buckling-Restrained Braces and Flexible Gravitational Frames”** 15th Word Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, 2012.
23. Terán Gilmore, Amador, N Virto (2006), **“Diseño basado en Desplazamientos de Edificaciones Bajas Rigidizadas con Contravientos Desadheridos”** XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, 2006.
24. Terán-Gilmore A. and Ruiz-García J. **“Comparative seismic performance of steel frames retrofitted with buckling-restrained braces through the application of Force-Based and Displacement-Based approaches”**, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 31 (2011) 478-490.
25. Terán-Gilmore A. Ruiz-García J. y Bojórquez-Mora E. **“Flexible Gravitational Frames as Self-Centering Mechanisms for Buildings Having Buckling-Restrained Braces”**, April 2014.
26. Teran-Gilmore A. y Coeto G. (2010), **“Displacement-based preliminary design of tall buildings stiffened with a system of buckling-restrained braces”**, Earthquake Spectra, artículo aceptado para publicación.
27. Teran-Gilmore A. y Virto-Cambray N. (2009), **“Preliminary design of low-rise buildings stiffened with buckling restrained braces by a displacement-based approach”**, Earthquake Spectra, 25(1), 185-211.
28. Teran-Gilmore, A., 2004. **“On the use of spectra to establish damage control in regular frames during global predesign”**, Earthquake Spectra 20, 1–26.
29. Uang CM, Bertero VV. (1999), **“Evaluation of seismic energy in structures”**, 19: 77-90. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
30. Uang y Nakashima, (2004), **“Earthquake engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering”**, Chapter 16th, “Steel Buckling-Restrained Braced Frames”.
31. Uriz P., y Mahin S.A. (2008), **“Towards Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures”**, Reporte PEER 2008/08, Universidad de California en Berkeley.

32. Wada, A, Huang, Y y VV Bertero (2003), **“Innovative strategies in earthquake engineering”**, Earthquake Engineering: Recent Advances and Applications, Capítulo 10th, CRC Press.
33. Xie, Q. (2005). **“State of the art of buckling-restrained braces in Asia”**. Journal of Constructional Steel Research, 61, pp 727-748.