



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA
UNIDAD AZCAPOTZALCO

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE
ESTRUCTURAS ESENCIALES DESPLANTADAS
EN SUELOS BLANDOS DEL VALLE DE MÉXICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

DOCTOR EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A

GERARDO DÍAZ MARTÍNEZ

DIRECTOR DE TESIS: **DR. AMADOR TERÁN GILMORE**

MÉXICO, D. F.

NOVIEMBRE DE 2013

RESUMEN

Los hospitales, escuelas, estaciones de bomberos, plantas generadoras de energía, centros de reunión, líneas de distribución de electricidad, agua potable entre otros, son instalaciones esenciales cuya operación diaria es necesaria para la realización cotidiana de las actividades de la localidad donde se ubican. Para esto, los diferentes sistemas que conforman las instalaciones deben trabajar en armonía y perfecta sincronización que permita ante cualquier eventualidad seguir ofreciendo el servicio para el cual fueron concebidas.

En el caso particular de la infraestructura esencial de la República Mexicana, un porcentaje importante se encuentra localizado en zonas expuestas a diversos riesgos naturales tales como sismos, huracanes, inundaciones o deslaves. Dado lo anterior, el sistema estructural de las instalaciones esenciales juega un papel importante para la consecución del objetivo de mantenerse en condiciones de ser ocupadas inmediatamente después de la ocurrencia de alguno de los riesgos naturales mencionados.

El estudio aquí presentado está dirigido específicamente a los sistemas estructurales de la infraestructura esencial ubicada en la Zona del Lago de la Ciudad de México, la cual se encuentra en inminente riesgo de verse sometida a la ocurrencia de eventos sísmicos de importancia durante su vida útil. El trabajo reportado a continuación representa un esfuerzo encaminado a la formulación de una metodología integral de diseño sísmico que permita que el sistema estructural de las instalaciones esenciales ubicadas en la zona de terreno blando del Distrito Federal cumpla con sus objetivos de diseño cuando se vea sujeto a la ocurrencia del sismo de diseño.

Se identifican los casos en los cuales las demandas sísmicas superan los límites aceptables correspondientes al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata de las estructuras esenciales cuando éstas se diseñan de acuerdo a los reglamentos actuales de diseño sísmico. Se discuten casos en los cuales un diseño sísmico convencional no garantiza el comportamiento adecuado de las estructuras esenciales y se propone una metodología de diseño basada en desplazamientos que garantice la ocupación de la estructura inmediatamente después de verse sometida a un movimiento severo de terreno.

Se corrobora que la metodología de diseño propuesta cumple con el objetivo de mantener la estructura esencial en Ocupación Inmediata ante el sismo de diseño. Mediante demandas sísmicas como rotaciones plásticas y demandas de distorsión máxima de entrepiso se llega a la conclusión de que la metodología propuesta mantiene en umbrales aceptables los valores máximos de las demandas mencionadas.

El efecto que sobre las estructuras esenciales tiene la ocurrencia de secuencias sísmicas evento principal – réplicas es estudiado, y se llega a la conclusión de que en los terrenos blandos del Valle de México, el efecto es más pronunciado bajo ciertas circunstancias relacionadas al contenido de frecuencias del evento principal y la magnitud de la réplica. Se concluye que este efecto puede verse reflejado en un incremento importante de las demandas de distorsión máxima y rotación plástica de los elementos estructurales.

Enséñame tus caminos Yahveh, para que yo camine en tu verdad, concentra mi corazón en el temor a tu nombre. Gracias te doy de todo corazón, Señor Dios mío, daré gloria a tu nombre por siempre, pues grande es tu amor para conmigo, tú has librado mi alma del fondo del seol. Haz conmigo un signo de bondad.

Salmos 86: 11-13, 17

A la memoria de:
mi abuela, Enedina Silva Martínez
y del profesor, Dr. Carlos Reyes Salinas

AGRADECIMIENTOS

El agradecimiento más grande quiero ofrecerlo a Dios ya que él me ha guiado para poder concluir mis estudios doctorales, dándome la fuerza necesaria para continuar adelante y proveyendo los suministros necesarios en mi hogar.

Quiero agradecer a mi esposa Rosa y a mis hijas Celic y Montserrat por todo el amor que siempre de ellas he recibido, porque me han contagiado el entusiasmo con que miran la vida, por su comprensión, por los innumerables momentos felices que con ellas he vivido y por ser lo mejor que me ha pasado.

A mis padres por el inmejorable ejemplo que de ellos he tenido, por el apoyo brindado desde siempre y por haberme inculcado la honestidad y el trabajo como valores primordiales e insustituibles para poder alcanzar mis propósitos. A mis hermanos por su apoyo incondicional y por portarse tan bien conmigo.

Extiendo mi más sincero agradecimiento al Dr. Amador Terán Gilmore por haber aceptado ser mi asesor doctoral, ya que, de no haber sido así, quizá ahora no estuviera escribiendo estas líneas. Le agradezco mucho el haber compartido sus conocimientos conmigo, por la formación académica que me ofreció, la cual espero haber aprovechado cabalmente. Por poder considerarlo un amigo, más que solamente un asesor.

Para mi resulta muy importante reconocer y agradecer al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología la beca que me fue otorgada para poder sostener mis estudios de posgrado. En la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco.

Expreso un agradecimiento enorme a los profesores integrantes de mi comité doctoral: Dr. Salvador Duarte Yuriar de la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Xochimilco, Dr. Oscar Manuel González Cuevas de la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, Dr. Tiziano Perea Olvera de la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco y Dr. Jorge Ruiz García de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo por la exhaustiva revisión que al presente trabajo hicieron, por los atinados comentarios vertidos en relación al mismo que sirvieron para mejorar y enriquecer el contenido de la tesis doctoral que aquí se presenta.

Agradezco especialmente al Dr. Jorge Ruiz García su conducción, aportaciones y colaboración a lo largo de la realización del trabajo presentado y de manera particular en los capítulos 4 y 5 de esta tesis, por el apoyo recibido a través de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología.

Agradezco al Dr. Arturo Tena Colunga y al Dr. Manuel Eurípides Ruiz Sandoval Hernández, coordinador y ex - coordinador respectivamente del Posgrado en Ingeniería Estructural de la División de Ciencias Básicas de la Unidad Azcapotzalco de la Universidad Autónoma Metropolitana, por la ayuda y orientación que particularmente de ellos tuve en esta etapa de mi formación y que en general recibimos los alumnos del PIE.

A todos los profesores del Posgrado en Ingeniería Estructural y de las áreas de investigación de Estructuras y de Desarrollo Tecnológico y Sustentabilidad en Ingeniería Civil de la UAM Azcapotzalco ya que sus enseñanzas han sido parte importante en mi formación.

Agradezco a la Universidad Autónoma Metropolitana, al Departamento de Materiales de la División de Ciencias Básicas e Ingeniería de la UAM-Azcapotzalco y especialmente al área de investigación de Estructuras por haberme dado la oportunidad de desarrollar otra faceta importante de mi formación académica como lo es la docencia, agradezco todas las facilidades que me han sido otorgadas para poder continuar con mis estudios.

Por último y no por eso menos importante, mi agradecimiento especial a mis amigos y compañeros de generación M. en I. Hans Archundia Aranda, M. en I. Eduardo Arellano Méndez, Dr. Eber Godínez Domínguez, Dr. Edgar Tapia Hernández y Dr. Óscar Zúñiga Cuevas por compartir su estancia en esta universidad conmigo, por haberme brindado su amistad y por lo que de ellos he aprendido.

ÍNDICE

	Página
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	2
1.1 Definición de Instalación Esencial.....	2
1.2 Clasificación de Estructuras Esenciales	3
1.2.1 Instalaciones de salud.....	3
1.2.2 Instalaciones destinadas a la atención y monitoreo de emergencias	4
1.2.3 Instalaciones gubernamentales	4
1.2.4 Instalaciones generadoras de energía, de telecomunicaciones e infraestructura de transportes	4
1.2.5 Centros de educación, recintos religiosos y centros de reunión de un número considerable de personas	5
1.2.6 Otras instalaciones que por su contenido deben permanecer sin riesgo ante un desastre natural	6
1.3 Fenómeno Natural y Desastre Natural	6
1.4 Los Desastres Naturales y las Instalaciones Esenciales	8
1.5 Los Sismos de Gran Intensidad como Caso Particular de Desastres Naturales	8
1.6 Los Sismos y sus Efectos sobre las Instalaciones Esenciales	11
1.7 Objetivos de la Tesis	16
1.8 Alcance y Limitaciones.....	17
1.9 Organización de la Tesis	19
CAPÍTULO 2. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ESENCIALES DESPLANTADAS EN TERRENO FIRME Y TERRENO BLANDO	23
2.1 Sistemas Equivalentes de un Grado de Libertad	23
2.2 Desempeño Sísmico de Sistemas Esenciales	27
2.3 Registros Acelerométricos Utilizados para el caso de la Zona del Lago de la Ciudad de México.....	27

2.4 Desempeño de Instalaciones Esenciales y Estándar Desplantadas en Suelo Blando, Caso Específico: Zona del Lago de la Ciudad de México	28
2.5 Espectros de Rotación Plástica Constante, Caso Específico: Zona del Lago de la Ciudad de México.....	34
2.6 Registros Acelerométricos Utilizados para el Caso de la Ciudad de Los Ángeles, California, Estados Unidos.....	37
2.7 Desempeño de Instalaciones Esenciales y de Ocupación Estándar Desplantadas en Suelo Firme, Caso Específico: Ciudad de Los Ángeles, California, Estados Unidos.....	37
2.8 Espectros de Rotación Plástica Constante, Caso Específico: Ciudad de Los Ángeles California, Estados Unidos.....	40
2.9 Conclusiones Preliminares	41
CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS ESENCIALES	44
3.1 Motivación	44
3.2 Descripción de la Metodología de Diseño Basado en Desempeño de Estructuras Esenciales.....	45
3.3 Ejemplos de Diseño, Edificio de 8 Niveles.....	48
3.4 Ejemplos de Diseño, Edificio de 18 Niveles.....	55
3.4.1 Evaluación sísmica de edificios de 18 niveles diseñados de acuerdo a la metodología propuesta y al RCDF (2004) para un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$	55
3.5 Conclusiones Preliminares	62
CAPÍTULO 4. RESPUESTA DE ESTRUCTURAS DESPLANTADAS EN SUELOS BLANDOS ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS: SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.....	65
4.1 Motivación	65

4.2 Generación de las Secuencias Sísmicas Utilizadas	66
4.3 Demandas de Distorsión de Entrepiso	68
4.4 Conclusiones Preliminares	77
CAPÍTULO 5. RESPUESTA DE ESTRUCTURAS DESPLANTADAS EN SUELOS BLANDOS ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS: SISTEMAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD	79
5.1 Motivación	79
5.2 Demandas de Distorsión de Entrepiso, Edificio de 18 Niveles y Diseñado Para $Q = 3$	79
5.3 Demandas de Distorsión de Entrepiso y Rotación Plástica Máxima, Edificio de 8 Niveles Diseñado para $Q = 2$ y Edificio de 8 Niveles Diseñado por Desplazamientos	83
5.4 Conclusiones Preliminares	88
CAPÍTULO 6. SÍNTESIS, CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES	90
6.1 Síntesis	90
6.2 Conclusiones	91
6.1 Comentarios Finales	93
REFERENCIAS	96
APÉNDICE A. VALIDACIÓN DEL SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD UTILIZADO EN EL ESTUDIO	A-2
A.1 Sistema de un Grado de Libertad	A-2
A.2 Marcos de Concreto 3C	A-4
A.2.1 Registros de suelo blando $T_g \approx 2.0$ seg., utilizados a lo largo del estudio	A-4
A.2.2 Validación del sistema de un grado de libertad para registros de diversas características	A-7

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 1.1 Hospital Juárez de México en la Ciudad de México, fotografía: imagenmedica.com.....	3
Figura 1.2 Estación Central del Heroico Cuerpo de Bomberos del Distrito Federal “Comandante Leonardo del Frago” fotografía: bomberos.df.gob.mx	4
Figura 1.3 Vista aérea del Palacio Municipal de Ecatepec de Morelos, fotografía: http://www.ecatepec.gob.mx	5
Figura 1.4 Termoeléctrica del Valle de México, ubicada en Ecatepec, Estado de México, fotografía: http://wikimapia.org	5
Figura 1.5 Estadio “Superdome” en Luisiana EE. UU., usado como refugio en 2005 después de que el huracán Katrina azotara la ciudad de Nueva Orleans, fotografía: http://elmundo.es	6
Figura 1.6 a) Lluvia típica en una ciudad y b) inundación como consecuencia de una lluvia torrencial y la mala planeación de caminos y pasos a desnivel, fotografías: wikipedia.org	7
Figura 1.7 Principales placas tectónicas de la corteza terrestre, figura: cienciasnaturalescnp.blogspot.com	9
Figura 1.8 Dinámica de la tierra, representando de manera esquemática la generación de corrientes de convección, se muestra el descenso de material frío producto de la subducción de una placa y cómo material nuevo emerge hacia la corteza terrestre, figura: adaptada de blog.educastur.es	10
Figura 1.9 Diferentes maneras de movimiento relativo entre dos placas tectónicas, adaptada de Gutiérrez et al., (1990)	10
Figura 1.10 Esquema del punto de generación de un sismo por la ruptura de material entre dos placas tectónicas y la transmisión de ondas sísmicas, adaptada de Gutiérrez et al., (1990)	11

Figura 1.11 Daño en contenidos e instalaciones en distintos hospitales durante el sismo de Northridge en 1994, a) Veteran’s Administration Sepulveda Hospital, b) Olive View Hospital, c) Northridge Medical Arts Building, d) Olive View Hospital (daño en instalaciones), fotografías: NISEE http://nisse2.berkeley.edu	12
Figura 1.12 Daño en estructuras esenciales ubicadas en la ciudad de Colima producido por el sismo de Tecomán a) Hospital Dr. Miguel Trejo Ochoa del ISSSTE b) Escuela primaria Ixtlahuacan, fotografías adaptadas de Alcocer et al., 2003	13
Figura 1.13 Pérdidas producidas por el sismo de Tecomán Colima en 2003 (adaptada de: Alcocer, 2007).....	14
Figura 1.14 Mapa de sismicidad mundial, en el mapa los puntos negros representan zonas de generación de sismos de origen geológico (Gutiérrez et al., 1990)	13
Figura 1.15 Zonificación sísmica del Distrito Federal de acuerdo a las Normas Técnica Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF 2004).....	14
Figura 1.16 Diagramas cualitativos momento-curvatura para la modelación de vigas y de interacción carga axial-momento flexionante para columnas, adaptados de Salmon y Johnson, (1996).....	19
Figura 2.1 Definición de coeficiente sísmico a partir de curva de capacidad	25
Figura 2.2 Espectros de resistencia para movimientos del terreno en suelo blando.....	28
Figura 2.3 Demandas de ductilidad para sistemas sujetos a excitaciones registradas en suelo blando: a) Ocupación estándar, b) Estructuras esenciales	29
Figura 2.4 Demandas de DI_{max} y DI_{max}^{pl} para sistemas sujetos a registros de suelo blando: a, b) Estándar, $\mu = 2$; c, d) Esencial, $\mu = 2$; e, f) Estándar, $\mu = 4$; g, h) Esencial, $\mu = 4$	30

Figura 2.5	Sistema estructural a base de marcos rígidos y respectivo elemento no estructural a base de muros de mampostería antes y después de la deformación lateral del marco	31
Figura 2.6	Curva de capacidad para una estructura dúctil de concreto reforzado que muestra esquemáticamente distintos niveles de daño en la estructura. Tomada de Nakano et al. (2004)	32
Figura 2.7	Resistencias requeridas para mantener los sistemas esenciales en Ocupación Inmediata y respectivas demandas de ductilidad y distorsión de entrepiso, suelo blando.....	35
Figura 2.8	Factores de importancia requeridos para mantener los sistemas esenciales en Ocupación inmediata, suelo blando	36
Figura 2.9	Espectros de resistencia para movimientos del terreno en suelo firme.....	37
Figura 2.10	Demandas de ductilidad para sistemas sujetos a excitaciones registradas en suelo firme: a) Ocupación estándar, b) Esenciales	38
Figura 2.11	Demandas de DI_{max} y DI_{max}^{pl} para sistemas sujetos a registros de suelo firme: a, b) Estándar, $\mu = 2$; c, d) Esencial, $\mu = 2$; e, f) Estándar, $\mu = 4$; g, h) Esencial, $\mu = 4$	39
Figura 2.12	Resistencias requeridas para mantener los sistemas esenciales en Ocupación Inmediata y respectivas demandas de distorsión de entrepiso, suelo firme..	41
Figura 2.13	Factores de importancia requeridos para mantener los sistemas esenciales en Ocupación Inmediata, suelo firme	41
Figura 3.1	Metodología de diseño basado en desplazamientos	47
Figura 3.2	Valores recomendados para parámetros involucrados en el diseño preliminar de marcos que forman parte de estructuras esenciales ($\theta_p^{max} = 0.005$, $\xi = 0.05$): a) COD; b) α correspondiente a edificios de cinco o más niveles ($N = 5+$)	48

Figura 3.3	Espectros de diseño para $DI_{max}^{pl} = 0.003$ y $\xi = 0.05$: a) Resistencia; b) Desplazamiento.....	49
Figura 3.4	Vista en planta y elevación de la estructura de ocho niveles (dimensiones en metros).....	50
Figura 3.5	Determinación de T_{obj} : a) Modelo 8N-1 ($\beta = 0.10$); b) Modelo 8N-2 ($\beta = 0.12$).....	50
Figura 3.6	Demandas máximas de deformación en altura para ambas versiones del edificio: a) DI_{max} , Modelo 8N-1; b) θ_p^{max} , Modelo 8N-1; c) DI_{max} , Modelo 8N-2; d) θ_p^{max} , Modelo 8N-2.....	52
Figura 3.7	Revisión por resistencia para los marcos Modelo 8N-1 y Modelo 8N-2 $\xi=0.05$ y $DI_{max}^{pl}=0.003$, a) Demanda de resistencia, Modelo 8N-1 ($\beta = 0.10$); b) Curva de capacidad, Modelo 8N-1; c) Demanda de resistencia, Modelo 8N-2 ($\beta = 0.12$); d) Curva de capacidad, Modelo 8N-2.....	53
Figura 3.8	Demandas de DI_{max} para versiones del edificio diseñadas de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal: a), Modelo 8N-3; b) DI_{max} , Modelo 8N-4	54
Figura 3.9	Vista en planta y elevación de la estructura de 18 niveles, el cambio de secciones en altura es variable entre distintos modelos (dimensiones en metros).....	56
Figura 3.10	Determinación de T_{obj} : a) Modelo 18N-1 ($\beta = 0.75$); b) Modelo 18N-2 ($\beta = 0.95$).....	57
Figura 3.11	Demandas máximas de deformación en altura para ambas versiones del edificio: a) DI_{max} , Modelo 18N-1; b), θ_p^{max} Modelo 18N-1; c) DI_{max} , Modelo 18N-2; d), θ_p^{max} Modelo 18N-2.....	58

Figura 3.12	Revisión por resistencia para el Modelo 18N-1 y Modelo 18N-2 $\xi = 0.05$ y $DI_{max}^{pl} = 0.003$ a) Demanda de resistencia, Modelo 18N-1 ($\beta = 0.075$); b) Curva de capacidad, Modelo 18N-1; c) Demanda de resistencia, Modelo 18N-2 ($\beta = 0.095$); d) Curva de capacidad, Modelo 18N-2	59
Figura 3.13	Demandas máximas de deformación en altura para ambas versiones del edificio diseñadas de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal: a) DI_{max} , Modelo 18N-3; b) θ_p^{max} , Modelo 18N-3; c) DI_{max} , Modelo 18N-4; d) θ_p^{max} , Modelo 18N-4	61
Figura 4.1	Secuencias sísmicas artificiales para el caso específico de $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$ y $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$	67
Figura 4.2	Espectros de resistencia para los eventos principales, 5% del amortiguamiento crítico	69
Figura 4.3	Demandas de ductilidad para sistemas sujetos a secuencias sísmicas, $\beta=0.10$: a) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$; b) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$; c) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$; d) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$; e) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 2$; f) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 4$; g) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 2$; h) $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, Esencial, $\mu = 4$	70
Figura 4.4	Demandas de DI_{max} para sistemas sujetos a secuencias sísmicas, $\beta=0.10$: a) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$; b) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$; c) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$; d) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$; e) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 2$; f) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 4$; g) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 2$; h) $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, Esencial, $\mu = 4$	72
Figura 4.5	Demandas de DI_{max} para sistemas sujetos a secuencias sísmicas con $T_{mr}/T_{mp}=0.9$, $\beta = 0.10$, a) Estándar, $\mu = 2$, b) Estándar, $\mu = 4$, c) Esencial, $\mu=2$, d) Esencial, $\mu = 4$	73

Figura 4.6 Demandas de DI_{max} para sistemas sujetos a secuencias sísmicas, $\beta = 0.08$:

a) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$; b) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$;
c) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$; d) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$;
e) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 2$; f) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 4$;
g) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 2$; h) Esencial, $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 4$ 74

Figura 4.7 Demandas de DI_p^{max} para sistemas sujetos a secuencias sísmicas, $\beta = 0.10$:

a) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$; b) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$;
c) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$; d) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$;
e) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 2$; f) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 4$;
g) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 2$; h) Esencial, $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 4$ 75

Figura 4.8 Diagrama de color para representar la influencia de los parámetros T_{gr}/T_{gp} y A_{mr}/A_{mp} en la respuesta de los sistemas estudiados 76

Figura 5.1 Vista en planta y elevación de la estructura de 18 niveles (dimensiones en metros)..... 80

Figura 5.2 Demandas de DI_{max} y θ_p^{max} para el modelo 18N-Q3-1 sujeto a los eventos principales y a las secuencias sísmicas generadas, en todos los casos

$A_{mr}/A_{mp} = 1.0$: a) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$; b) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$;
c) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$; d) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$; e) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$;
f) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$ 81

Figura 5.3 Demandas de DI_{max} y θ_p^{max} para el modelo 18N-Q3-1 sujeto a los eventos principales y a las secuencias sísmicas generadas, en todos los casos

$A_{mr}/A_{mp} = 1.0$: a) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.8$; b) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.8$;
c) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.7$; d) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.7$ 82

Figura 5.4 Demandas de DI_{max} y θ_p^{max} para el modelo 18N-Q3-1 sujeto a los eventos principales y a las secuencias sísmicas generadas, en todos los casos

- $T_{gr}/T_{gp} = 0.8$: a) DI_{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$; b) θ_p^{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$;
 c) DI_{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 0.9$; d) θ_p^{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 0.9$; e) DI_{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$;
 f) θ_p^{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$; g) DI_{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 0.7$;
 h) θ_p^{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 0.7$ 84

Figura 5.5 Demandas de DI_{max} y θ_p^{max} para el modelo 8N-Q2-1 sujeto a los eventos principales y a las secuencias sísmicas generadas, en todos los casos

- $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$: a) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$; b) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$;
 c) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$; d) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$; e) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$;
 f) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$; g) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.7$;
 h) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.7$ 86

Figura 5.6 Demandas de DI_{max} y θ_p^{max} para el modelo 8N-MD-1 sujeto a los eventos principales y a las secuencias sísmicas generadas, en todos los casos

- $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$: a) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$; b) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$;
 c) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$; d) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$; e) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$;
 f) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$; g) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.7$;
 h) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.7$ 87

Figura A.1 Definición de coeficiente sísmico a partir de curva de capacidadA-3

Figura A.2 Configuración estructural de los marcos resistentes a momento en consideraciónA-5

Figura A.3 Espectros de resistencia para movimientos del terreno en suelo blando.....A-6

- Figura A.4 Envolventes de respuesta, para registros de suelo blando $T_g \approx 2.0$ seg:
- a) Distorsión máxima de entrepiso, b) Desplazamiento máximo de azotea,
 - c) Promedio de rotación plástica máxima, d) Diferencia entre la mayor rotación plástica máxima y la máxima distorsión plástica de entrepisoA-7
- Figura A.5 Espectros de respuesta para los registros en consideración:
- a) Pseudo-aceleración, *Severo-Blando*; b) Desplazamiento, *Severo-Blando*;
 - c) Pseudo-aceleración, *Moderado-Blando*; d) Desplazamiento, *Moderado-Blando*;
 - e) Pseudo-aceleración, *Severo-Transición*; f) Desplazamiento, *Severo-Transición*;
 - g) Pseudo-aceleración, *Moderado-Transición*;
 - h) Desplazamiento, *Moderado-Transición*A-10
- Figura A.6 Demandas sísmicas para el grupo *Severo-Blando*: a) Desplazamiento de azotea, *SMGL*; b) Desplazamiento de azotea, *SIGL*; c) Distorsión de entrepiso, *SMGL*; d) Distorsión de entrepiso, *SIGL*; e) Distorsión plástica de entrepiso, *SMGL*; f) Distorsión plástica de entrepiso, *SIGL*.....A-11
- Figura A.7 Comparación de demandas sísmicas, grupo *Severo-Blando*: a) Media del desplazamiento de azotea; b) *COV* del desplazamiento de azotea; c) Media de la distorsión de entrepiso; d) *COV* de la distorsión de entrepiso; e) Media de la distorsión plástica de entrepiso; f) *COV* de la distorsión plástica de entrepisoA-12
- Figura A.8 Rotación incremental: a) *Severo-Blando*; b) *Severo-Transición*A-13
- Figura A.9 Comparación de demandas sísmicas, para el grupo *Moderado-Blando*: a) Media del desplazamiento de azotea; b) *COV* del desplazamiento de azotea; c) Media de la distorsión de entrepiso; d) *COV* de la distorsión de entrepisoA-13

Figura A.10 Comparación de demandas sísmicas, para tipo de suelo *Transición*:

- a) Media del desplazamiento de azotea, *Severo*; b) Media del desplazamiento de azotea, *Moderado*; c) Media de la distorsión de entrepiso, *Severo*;
- d) Media de la distorsión de entrepiso, *Moderado*; e) Media de la distorsión plástica de entrepiso, *Severo*A-14

LISTA DE TABLAS

	Página
Tabla 2.1	Valores de α para marcos rígidos regulares 25
Tabla 2.2	Valores de COD para marcos rígidos regulares 26
Tabla 2.3	Registros considerados para terreno blando 28
Tabla 2.4	Distorsiones de entrepiso que inician el daño y dañan totalmente diferentes elementos no estructurales. Tomada de Reyes (1999) 32
Tabla 3.1	Secciones transversales de vigas y columnas del Modelo 8N-1 y Modelo 8N-2 51
Tabla 3.2	Comparación entre Modelos 8N-1 y 8N-3 y entre los Modelos 8N-2 y 8N-4 54
Tabla 3.3	Comparación entre el Modelo 18N-1 y el Modelo 18N-3, en las columnas se usa acero A-572 y en las vigas acero A-36 59
Tabla 3.4	Comparación entre el Modelo 18N-2 y el Modelo 18N-4, en las columnas se usa acero A-572 y en las vigas acero A-36 61
Tabla 4.1	Movimientos del terreno considerados en el presente estudio 66
Tabla 4.2	Secuencias sísmicas artificiales 67
Tabla 5.1	Elementos conformantes de la estructura de 18 niveles (18N-Q3-1), diseñada para un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ 80
Tabla 5.2	Elementos estructurales conformantes de los Modelos 8N-Q2-1 y 8N-MD-1 85
Tabla A.1	Valores de α para marcos resistentes a momento regulares A-3
Tabla A.2	Valores de COD para marcos resistentes a momento regulares A-4
Tabla A.3	Características y propiedades estructurales de edificios bajo consideración A-5
Tabla A.4	Registros considerados para terreno blando con $T_g \approx 2.0$ seg. A-6

Tabla A.5 Registros utilizados para la validación del sistema de un grado
de libertadA-8

CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

Las instalaciones conocidas como esenciales, tales como: instalaciones de salud, escuelas, instalaciones destinadas a la atención de emergencias como las destinadas a servicio de bomberos, estaciones de policía, centros de generación de energía eléctrica y de distribución de agua potable así como sus respectivas líneas de distribución, son instalaciones altamente vulnerables a la acción destructiva de los fenómenos naturales y en particular de los sismos. Una instalación esencial es un sistema sumamente complejo que requiere de un sistema estructural robusto que mantenga en límites aceptables sus parámetros de respuesta, sistemas no-estructurales sin daño y contenidos que permanezcan operables durante y después de la ocurrencia de un fenómeno natural de alcances considerables. Debido a que lo refinado y complejo de la operación cotidiana de una instalación esencial demanda de seguridad y orden, el diseño de estas instalaciones requiere de la consideración cuidadosa del desempeño de todos sus subsistemas.

1.1 Definición de Instalación Esencial

Si se considera que el término *esencial* de acuerdo al Diccionario de la Real Academia Española de la Lengua (2001) se define como: *sustancial, principal, notable*, se puede inferir que una instalación esencial debe consistir en edificaciones (gubernamentales, públicas o privadas) cuyo funcionamiento resulta fundamental para la realización cotidiana de las actividades de la población perteneciente a una comunidad específica.

En cuanto al significado que para la expresión *instalación esencial* da la reglamentación para diseño y construcción de estructuras, puede decirse que en general se asocia el término a estructuras que de fallar durante algún evento extraordinario o desastre natural significarían por un lado un peligro considerable para sus ocupantes y, por otro lado, a instalaciones que deben servir como apoyo para la atención de la población en el caso de presentarse alguna emergencia de cualquier tipo. De lo anterior, pueden enumerarse algunas de las definiciones que para instalación esencial se encuentran en los códigos de diseño y construcción de estructuras. Por ejemplo, el código de diseño de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles ASCE/SEI 7-10 (2010), define a las instalaciones esenciales como: *edificios y otras estructuras que deben permanecer operables cuando son sometidas a solicitaciones extremas producidas por viento, nieve o sismo*. En cuanto al caso mexicano, en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004) en su artículo 139, se clasifica a las instalaciones esenciales como construcciones del Grupo A y se definen como: *edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana*.

Dado lo anterior y para los fines del trabajo aquí reportado, puede formularse una definición para las instalaciones o estructuras esenciales que englobe la percepción de una

instalación esencial desde el punto de vista de su utilidad pero también desde un punto de vista estructural. Por lo tanto, una instalación esencial puede definirse como: *una instalación que contiene materiales peligrosos o documentos importantes o que es necesaria para el correcto desarrollo de las actividades habituales de una sociedad y que debe permanecer operable después de una eventualidad tanto natural como provocada, de tal manera que pueda seguir ofreciendo sus servicios de manera inmediata o servir como albergue en caso necesario.* En la Figura 1.1 se muestra un caso típico de una instalación esencial: el Hospital Juárez de México.



Figura 1.1 Hospital Juárez de México en la Ciudad de México, fotografía: imagenmedica.com

1.2 Clasificación de Estructuras Esenciales

De acuerdo a la finalidad para la cual se concibe la construcción de las estructuras esenciales, es posible proponer una clasificación general de éstas para su mejor entendimiento y estudio.

1.2.1 Instalaciones de salud

Aquí se incluyen todas las instalaciones destinadas a la preservación de la salud, clínicas de atención familiar, centros de alta especialidad e instalaciones destinadas a la atención inmediata de la población en el caso de presentarse una emergencia urbana. Este tipo de instalaciones debe poseer un sistema estructural capaz de soportar las solicitaciones a las que se vea sometido y sistemas no estructurales y contenidos diseñados para permanecer sin daño ante la ocurrencia de un desastre de tal manera que su operación no se vea interrumpida antes, durante y después de la ocurrencia de un desastre natural.

Dentro de la clasificación de instalaciones de salud, se encuentran las instalaciones destinadas a hospitales, clínicas, consultorios familiares, centros de salud comunitarios, centros de reunión de unidades ambulatorias, etc. Del correcto funcionamiento que muestren estas instalaciones, antes, durante y después de la ocurrencia de un siniestro, depende la disponibilidad de camas para la atención de la población afectada. En la Figura 1.1 se muestra la fachada principal del Hospital Juárez de México, localizado en la Ciudad

de México y expuesto a la ocurrencia de sismos de importancia por su ubicación dentro de la zona de terreno blando del Distrito Federal.

1.2.2 Instalaciones destinadas a la atención y monitoreo de emergencias

A este grupo pertenecen las instalaciones destinadas al monitoreo y atención de las emergencias que pudieran presentarse dentro de un determinado territorio. Las estaciones de bomberos, estaciones de policía, cuarteles del ejército, centros de monitoreo sísmico o meteorológico, son ejemplos de este tipo de instalaciones. El correcto funcionamiento de estas estructuras es crucial para una respuesta inmediata ante la ocurrencia de un evento extraordinario. La Estación Central del Heroico Cuerpo de Bomberos del Distrito Federal constituye un ejemplo de estas instalaciones y se muestra en la Figura 1.2.



Figura 1.2 Estación Central del Heroico Cuerpo de Bomberos del Distrito Federal
“Comandante Leonardo del Frago” fotografía: bomberos.df.gob.mx

1.2.3 Instalaciones gubernamentales

Son todas aquellas instalaciones que resultan esenciales para la toma de decisiones de los tres niveles de Gobierno, tales como: palacios de gobierno, recintos legislativos locales y federales, palacios municipales, edificios destinados a secretarías, oficinas destinadas a la administración pública, entre otros. También, oficinas dedicadas al manejo de bolsas de valores y las pertenecientes al Banco de México. Al mantenerse operables estas instalaciones será más sencillo tomar decisiones al respecto de una emergencia. La fachada principal del palacio municipal del municipio de Ecatepec de Morelos en el Estado de México se muestra en la Figura 1.3.

1.2.4 Instalaciones generadoras de energía, de telecomunicaciones e infraestructura de transportes

En esta clasificación se pueden encontrar instalaciones como, termoeléctricas, hidroeléctricas, nucleoeeléctricas, instalaciones de radio, televisión, proveedoras de telefonía e internet, repetidoras, así como sus respectivas redes de distribución. También se pueden mencionar las estructuras pertenecientes a la infraestructura de transportes, tales como puentes carreteros, puertos, aeropuertos, centrales de autobuses y centros de distribución de mercancías.

Resulta vital para la pronta recuperación de una sociedad que ha enfrentado una emergencia debida a un fenómeno natural, el que las instalaciones antes mencionadas puedan prestar sus servicios de generación y distribución de energía eléctrica, información, almacenamiento y distribución de mercancías inmediatamente después de presentarse la emergencia y así poder mitigar en la medida de lo posible los efectos ocasionados por el fenómeno referido. En la Figura 1.4 se muestra una termoeléctrica como ejemplo de este tipo de instalaciones esenciales.



Figura 1.3 Vista aérea del Palacio Municipal de Ecatepec de Morelos, fotografía: <http://www.ecatepec.gob.mx/>



Figura 1.4 Termoelectrica del Valle de México, ubicada en Ecatepec Estado de México, fotografía: <http://wikimapia.org>

1.2.5 Centros de educación, recintos religiosos y centros de reunión de un número considerable de personas

En esta categoría pueden incluirse las escuelas en cualquiera de los niveles de enseñanza, iglesias, estadios, auditorios, foros, etc. La falla estructural de las instalaciones esenciales pertenecientes a esta clasificación ante un fenómeno natural provocaría un número elevado de personas perjudicadas de ahí que se deba tener un cuidado especial al momento de su diseño y construcción.

Por otro lado, estas estructuras deben permanecer libres de daño ante una emergencia ya que por el tamaño de sus dimensiones pueden ser utilizadas como albergues o refugios en el caso de perderse los bienes inmuebles de la población debido a la ocurrencia de un desastre natural. En la Figura 1.5 se muestra el estadio de fútbol americano *Superdome* utilizado como refugio temporal después de la ocurrencia del huracán Katrina en 2005 en la ciudad de Nueva Orleans, estado de Luisiana Estados Unidos de América.



Figura 1.5 Estadio “Superdome” en Luisiana EE. UU., usado como refugio en 2005 después de que el huracán Katrina azotara la ciudad de Nueva Orleans, fotografía: <http://www.elmundo.es>

1.2.6 Otras instalaciones que por su contenido deben permanecer sin riesgo ante un desastre natural

En estas instalaciones pueden contarse aquellas cuyo contenido es importante por incluir registros históricos, registros poblacionales, piezas arqueológicas o antropológicas, material objeto de investigación en proceso, agua potable o materiales peligrosos. Entre estas instalaciones se pueden enumerar registros civiles, registros catastrales, registros hacendarios, museos, bibliotecas, hemerotecas, filmotecas, fonotecas, centros de investigación y desarrollo científico, pozos de agua, plantas potabilizadoras, almacenes de materiales peligrosos como gas carburante y otras sustancias químicas cuya fuga represente un riesgo a la población aledaña al domicilio de la instalación. Asimismo, las líneas de distribución de agua potable, la red de alcantarillado y las redes de distribución de combustibles son instalaciones que deben permanecer operables ante la ocurrencia de un desastre natural.

1.3 Fenómeno Natural y Desastre Natural

Ya se ha mencionado antes que las estructuras esenciales son susceptibles al efecto destructivo de los fenómenos naturales. La realidad es que en función de las decisiones que se tomen y las acciones que se emprendan, la ocurrencia de un fenómeno natural podría no afectar el correcto funcionamiento de una estructura esencial o, bajo ciertas circunstancias, ese fenómeno natural podría constituirse en un desastre natural que afecte de manera importante el cotidiano funcionamiento de las estructuras catalogadas como esenciales.

Dado lo anterior, se hace imprescindible conceptualizar ambos términos para no usarlos como sinónimos y entender la diferencia que entre ellos existe.

Un fenómeno natural es una manifestación de la naturaleza (Terán et al., 2009). El término se refiere a cualquier cambio repentino en la naturaleza sin la intervención de la mano del hombre. Los fenómenos naturales se presentan de manera regular sin que necesariamente presenten una situación de riesgo para los habitantes de los lugares donde ocurren. Ejemplo de lo anterior son los cientos de sismos de magnitudes pequeñas que se presentan alrededor del mundo o las precipitaciones pluviales importantes en ciertas zonas del planeta. Algunos fenómenos naturales, dado su tipo e intensidad podrían llegar a representar un riesgo, por ejemplo, cuando los sismos antes referidos exhiben magnitudes importantes o las precipitaciones pluviales se convierten en huracanes, la posibilidad de que se presente un desastre natural se incrementa de manera importante en zonas vulnerables.

Para entender lo que es un desastre natural, primero debe reconocerse que los términos fenómeno natural y desastre natural no son sinónimos. Un desastre natural resulta de la combinación de fenómenos naturales peligrosos, como un sismo o huracán intensos, y determinadas condiciones socioeconómicas y físicas vulnerables tales como: situación económica precaria, viviendas construidas sin las previsiones necesarias, tipo de suelo inestable o mala ubicación del medio construido (Terán et al., 2009). Para ilustrar lo anterior, en la Figura 1.6a se muestra como ejemplo de un fenómeno natural la ocurrencia de lluvia, la cual modifica pero no pone en peligro el entorno sobre el cual ocurre; y en la Figura 1.6b, una inundación, la cual modifica de manera negativa el estilo de vida, las propiedades y estado de salud de la población.

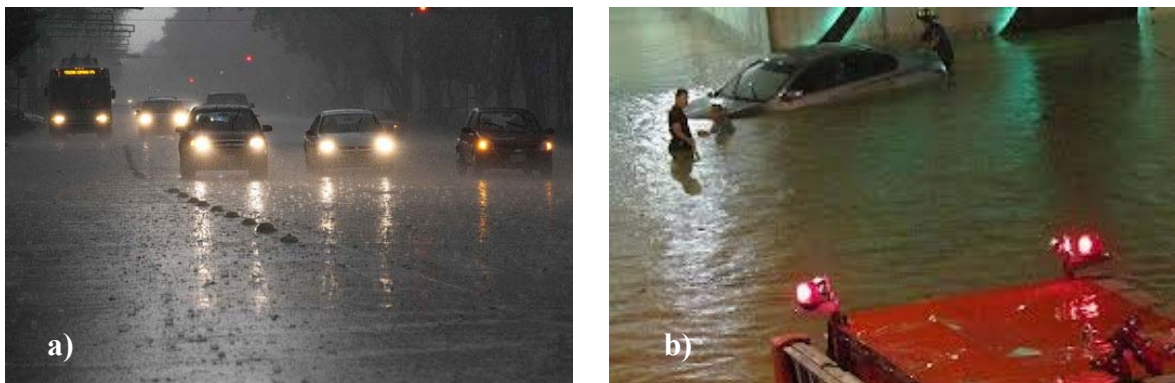


Figura 1.6 a) Lluvia típica en una ciudad y, b) inundación como consecuencia de una lluvia torrencial y la mala planeación de caminos y pasos a desnivel, fotografías: wikipedia.org

Debe quedar claro que los sistemas urbanos por su naturaleza son vulnerables a la ocurrencia de fenómenos naturales que puedan desencadenar en desastres, un sistema urbano es una compleja red de relaciones entre los componentes de la estructura urbana (habitantes, instalaciones, redes de distribución, componentes físicos y ambientales del lugar donde se sitúa el sistema urbano). Dado que el sistema urbano es constantemente modificado, por las necesidades de una población cambiante en todo momento, se presenta necesariamente un proceso de adecuaciones mutuas, por las cuales, muchas actividades se tienen que adaptar a espacios que no fueron diseñados específicamente para los nuevos

requerimientos (Garza y Rodríguez, 1998). Un ejemplo de lo anterior es el cambio de uso de varias edificaciones que colapsaron en la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Resulta importante recalcar que un desastre natural invariablemente ha de presentarse al conjugarse una serie de eventos que dejan vulnerable al sistema urbano ante la aparición de un fenómeno natural de impacto importante.

1.4 Los Desastres Naturales y las Instalaciones Esenciales

Como ya se ha mencionado antes y en función de su ubicación, las instalaciones esenciales pueden estar sujetas a la acción de los fenómenos naturales y en determinadas circunstancias a la ocurrencia de desastres naturales. Se ha dicho también, que este tipo de estructuras deben ser capaces de sobrevivir la mayoría de desastres naturales, y además permanecer operables durante e inmediatamente después de la ocurrencia de una eventualidad imprevista. Algunas estructuras esenciales como las estaciones de atención de emergencias, deben atender inmediatamente las solicitudes de ayuda y mitigar en lo posible problemas producidos por la emergencia en cuestión, como incendios, vandalismo o traslados de pacientes. Otras instalaciones como aquellas dedicadas a los servicios de salud deberán mantenerse operables y con el número de camas disponibles completo para poder atender a los posibles heridos producidos por un desastre natural. Algunas otras instalaciones deberán servir como refugio para la población desplazada y para la toma de decisiones por parte del gobierno a cargo.

Dado lo anterior debe ponerse especial énfasis en el diseño y construcción de estructuras esenciales, para poder lograr que cumplan con las expectativas hasta aquí planteadas, es decir, que puedan brindar los servicios para las cuales fueron concebidas ante la ocurrencia de cualquier eventualidad. Aunque asegurar el funcionamiento de las instalaciones esenciales en todo momento parece tarea difícil, debe trabajarse al respecto en una labor multidisciplinaria para lograr tal objetivo.

1.5 Los Sismos de Gran Intensidad como Caso Particular de Desastres Naturales

Para comenzar a discutir la razón por la cual se ha elegido a los sismos de gran intensidad y su efecto sobre las estructuras esenciales como objeto de estudio, vale la pena presentar el origen y efectos de los terremotos. Los sismos ocurren casi continuamente alrededor del mundo. Afortunadamente la mayoría son tan pequeños que no pueden ser sentidos. Sólo un pequeño porcentaje de sismos son lo suficientemente grandes para causar daño notable y un pequeño porcentaje de éstos son lo suficientemente grandes para considerarlos sismos extremos. A través de los registros históricos, algunos de esos sismos extremos pueden ser considerados significantes, ya sea por su tamaño o daño producido o por lo que los científicos e ingenieros aprendieron de ellos. El ejemplo más importante de un sismo intenso que dejó un gran número de pérdidas y lecciones aprendidas de su ocurrencia fue el que afectó a la Ciudad de México el 19 de septiembre de 1985.

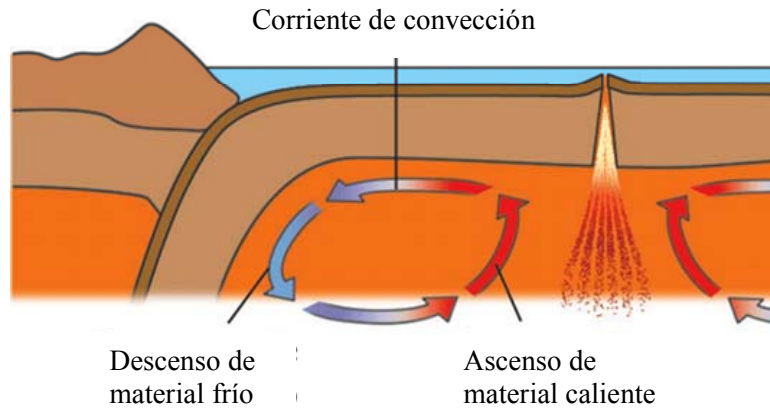


Figura 1.8 Dinámica de la tierra, representando de manera esquemática la generación de corrientes de convección, se muestra el descenso de material frío producto de la subducción de una placa y cómo material nuevo emerge hacia la corteza terrestre, figura: adaptada de blog.educastur.es

El movimiento de convección antes mencionado será el que ocasione el movimiento relativo entre placas tectónicas y por consecuencia el detonante de eventos sísmicos. Pueden diferenciarse tres maneras de cómo se da el movimiento relativo de las placas tectónicas entre sus fronteras: a) movimiento divergente, se da cuando las placas tectónicas se separan, un ejemplo son las cordilleras oceánicas, donde el material caliente del manto emerge al fondo marino generando las cordilleras mencionadas; b) movimiento convergente, también conocido como movimiento de subducción, las dos placas se mueven una contra la otra y una de ellas se introduce debajo de la otra; y c) movimiento transcurrente, se da cuando dos placas se mueven en sentidos opuestos a través de su frontera común. Estos tres tipos de movimientos se muestran en la Figura 1.9, la cual fue adaptada de Sismos, Serie Fascículos (Gutiérrez et al., 1990).

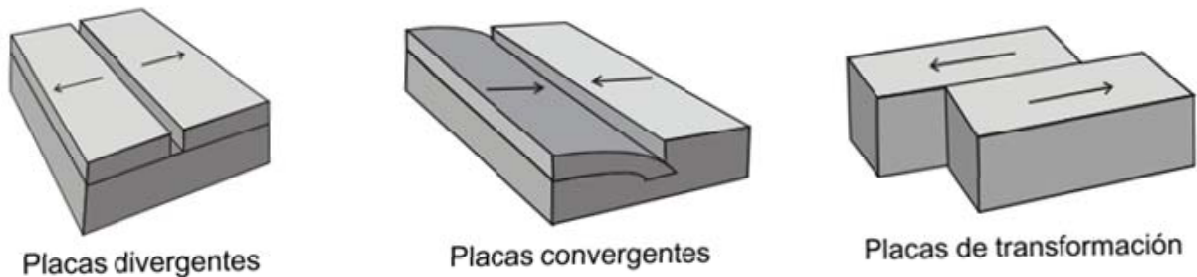


Figura 1.9 Diferentes maneras de movimiento relativo entre dos placas tectónicas, adaptada de Gutiérrez et al., (1990)

Se mencionó antes que la litosfera, capa de la tierra que contiene la corteza terrestre está formada por varias placas conocidas como placas tectónicas, se planteó también que dichas placas se mueven relativamente unas a otras, con velocidades del orden de centímetros por año. Este movimiento no puede ser libre de fricción, por lo que entre las fronteras comunes a dos placas con movimiento relativo han de generarse fuerzas de fricción que tratan de impedir el movimiento entre ambas placas. Si ese movimiento no se

da en determinado tiempo, las fuerzas de fricción generan esfuerzos a lo largo de la frontera común de dos placas tectónicas. En el caso de que los esfuerzos antes mencionados superen los esfuerzos resistentes del material de las placas (roca) o superen las fuerzas de fricción generadas entre ambas placas, se dará una liberación repentina de energía en forma de ruptura del material que irradiará (desde el punto conocido como foco) ondas por las cuales se transmitirá la energía liberada en todas direcciones. Las ondas son conocidas como ondas sísmicas. En la Figura 1.10 se esquematiza el punto de ruptura de material y la transmisión de las ondas sísmicas a través de la corteza terrestre.

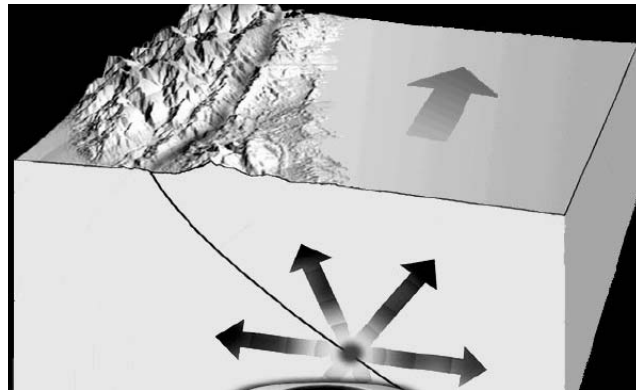


Figura 1.10 Esquema del punto de generación de un sismo por la ruptura de material entre dos placas tectónicas y la transmisión de ondas sísmicas, adaptada de Gutiérrez et al., (1990)

De lo anterior, resulta fácil inferir que zonas del mundo cercanas a las fronteras entre dos o más placas tectónicas se encontrarán en peligro inminente de sufrir la ocurrencia de sismos producidos por la ruptura del material conformante de estas placas, en algunos casos imperceptibles y en otros de naturaleza tal que pudieran producir un desastre natural en su zona de influencia, de aquí que se haga imprescindible el uso continuo e inmediato de las instalaciones esenciales para hacer frente a una eventualidad producida por un sismo de magnitud importante que resulte en efectos adversos a la población habitante de la vecindad del sitio de generación y propagación sísmica.

1.6 Los Sismos y sus Efectos sobre las Instalaciones Esenciales

Con la finalidad de entender las causas y consecuencias del daño en instalaciones esenciales producido por sismos, es interesante estudiar las experiencias que ha tenido la sociedad civil californiana, en los Estados Unidos. Como ejemplo, varios edificios sufrieron daño estructural grave durante el sismo de San Fernando de 1971 y se observaron colapsos en instalaciones de salud modernas. Como consecuencia de esto, el proceso regulatorio para el diseño y construcción de estas instalaciones en California se modificó para requerir una revisión independiente durante el diseño y construcción de las instalaciones de salud. Desde un punto de vista estructural, se incluyó en el proceso de diseño un factor de importancia (*FI*) mayor que uno para incrementar la seguridad estructural de las instalaciones a través de un incremento en sus fuerzas laterales de diseño. Veintitrés años más tarde, movimientos fuertes de terreno resultaron en la pérdida de la operación completa de varias instalaciones

de salud durante el sismo de Northridge de 1994. Aunque los cambios en el proceso regulatorio después del sismo de San Fernando resultaron en un mejor desempeño estructural (por ejemplo, no se reportaron daños estructurales de importancia en hospitales), se observó daño severo en los elementos no estructurales y los contenidos. Después de la experiencia de Northridge, la comunidad de la ingeniería estructural californiana ha hecho énfasis en el diseño y detallado de los anclajes de los contenidos y en una supervisión estricta en campo durante el proceso de construcción. En la Figura 1.11 se ilustran algunos de los daños exhibidos por los contenidos y las instalaciones de hospitales ubicados cerca de la zona epicentral durante el sismo de Northridge de 1994 (fotografías de la página web del *National Information Service for Earthquake Engineering* de la Universidad de California en Berkeley).

Aunado a lo anterior, el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER, por sus siglas en inglés) de la Universidad de California en los Estados Unidos, ha encaminado sus esfuerzos a lo que se ha llamado “Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño” (PBEE, por sus siglas en inglés). El diseño basado en desempeño busca cubrir la necesidad de diseñar estructuras con desempeño predecible. El diseño sísmico por desempeño se ha convertido en un concepto fundamental para la formulación de metodologías modernas de diseño sísmico (Terán y Espinosa, 2008). Como consecuencia, las metodologías de diseño basadas en desempeño comenzaron a concentrarse en el control de deformaciones en lugar de basarse exclusivamente en satisfacer las demandas de resistencia y en cumplir recomendaciones de detallado.



Figura 1.11 Daño en contenidos e instalaciones en distintos hospitales durante el sismo de Northridge en 1994
a) *Veteran's Administration Sepulveda Hospital*, b) *Olive View Hospital*, c) *Northridge Medical Arts Building*,
d) *Olive View Hospital* (daño en instalaciones), fotografías: NISEE <http://nisee2.berkeley.edu/>

El diseño basado en el desempeño estructural fue primeramente planteado en la década de los 70's y recientemente trabajos llevados a cabo en la Universidad de California han introducido además del estudio del desempeño estructural de estructuras esenciales, el estudio de la respuesta de los contenidos de las mismas (Comerio 2005).

En términos de la experiencia mexicana, se ha observado extenso daño estructural y no estructural y en los contenidos de estructuras esenciales, especialmente en instalaciones educativas y de salud durante varios eventos sísmicos ocurridos en décadas recientes. De hecho, un porcentaje muy elevado de las pérdidas totales debido a fenómenos naturales en México ha sido atribuido al daño extenso observado en la infraestructura educativa y de salud (Bitrán 2000). Situaciones similares en términos de los daños estructurales y no estructurales observados en las infraestructuras educativa y de salud surgieron a partir de los sismos de Tehuacán y Oaxaca en 1999, y durante el sismo de Tecomán en 2003. Del sismo de Tecomán en 2003 pudo observarse que los mayores costos producidos por el mismo se atribuyen a los daños ocasionados en viviendas, aunque pareciera que los costos imputables a la infraestructura esencial son bajos, valdría la pena analizar que los daños producidos en hospitales, clínicas o centros de salud más allá de acarrear gastos económicos paralizan la atención médica a las personas heridas durante el siniestro.

En la Figura 1.12 pueden observarse ejemplos del daño inducido en instalaciones esenciales por el sismo de Tecomán en el 2003, la pérdida de acabados y recubrimientos aunado al daño (aunque leve) presente en elementos estructurales dejó fuera de operación espacios médicos del hospital del Instituto de Seguridad y Servicios Sociales de los Trabajadores del Estado (ISSSTE) Dr. Miguel Trejo Ochoa (Figura 1.12a), el daño de elementos no estructurales, en específico muros diafragma de mampostería dejaron inutilizables salones de clase en la escuela primaria Ixtlahuacan (Figura 1.12b).



Figura 1.12 Daño en estructuras esenciales ubicadas en la ciudad de Colima producido por el sismo de Tecomán a) Hospital Dr. Miguel Trejo Ochoa del ISSSTE b) Escuela primaria Ixtlahuacan, fotografías adaptadas de Alcocer et al., 2003

Los daños observados en la Figura 1.12 no ponen en peligro la seguridad de los ocupantes de las construcciones, sin embargo, sí provocan que las instalaciones no puedan

ser ocupadas inmediatamente, como en el caso del hospital del ISSSTE y de los salones de escuela. Ello implica, por un lado pérdidas de camas de hospital y espacios que en determinado momento pudieron haberse utilizado como refugios temporales y por otro lado pérdidas económicas, afectaciones sociales y atrasos en programas educativos (Alcocer et al., 2003). Una comparación de cómo se distribuyeron las pérdidas económicas provocadas por el sismo de Tecomán Colima de 2003 se muestra en la Figura 1.13. Aunque las pérdidas más altas se adjudicaron a los daños en vivienda, las estructuras esenciales se dañaron de manera importante con la consecuencia inherente de haber generado costos considerables para su reparación o sustitución.

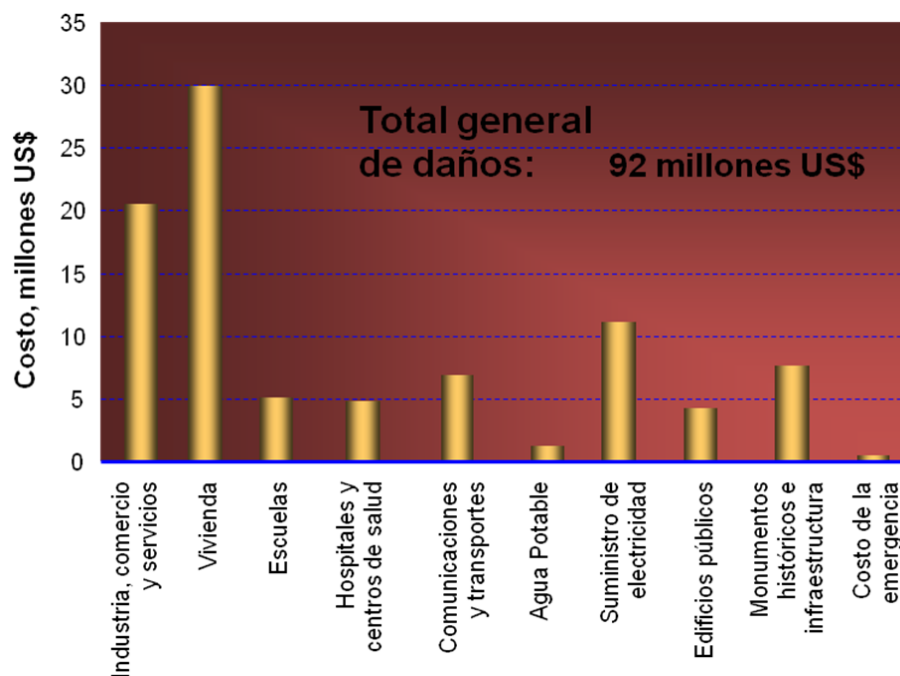


Figura 1.13 Pérdidas producidas por el sismo de Tecomán Colima en 2003 (adaptada de: Alcocer, 2007)

En cuanto a los esfuerzos encaminados a la mitigación de daños de la infraestructura esencial en México, la normatividad mexicana (en particular, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RCDF) incluyó por primera vez el factor de importancia en la versión del reglamento de 1966 (RCDF, 1966) posterior a la ocurrencia del sismo ocurrido en la Ciudad de México en 1957. En la primera aparición del factor de importancia se propuso un valor de 1.30 por el cual multiplicar el coeficiente sísmico de diseño; el coeficiente también modificó sus valores propuestos pues pasaron de estar en un rango de 0.025-0.10 (RCDF, 1942) a un rango de valores de 0.06-0.15. La versión del RCDF (1993) generada a raíz del sismo ocurrido en la Ciudad de México el 19 de Septiembre de 1985, incluyó nuevamente un incremento en los coeficiente sísmicos de diseño, pues ahora tomaron valores en un rango de 0.16 a 0.40, el factor de importancia también incrementó su valor a 1.5. La versión más reciente del RCDF (2004) ha mantenido el uso de un factor de importancia igual a 1.5 para multiplicar las fuerzas de diseño por sismo y así tratar de mejorar los niveles de seguridad estructural de las instalaciones esenciales, en esta versión del RCDF se incrementó nuevamente el rango de valores que

toma el coeficiente sísmico de diseño a un rango de 0.16 a 0.45. Sin embargo, no se han planteado medidas específicas para mejorar el desempeño no estructural y de sus contenidos. A la fecha, se desconoce el impacto que dicho factor de importancia tiene en los niveles de seguridad estructural de una instalación esencial y las consecuencias que tiene en términos de los niveles de daño no estructural en la misma.

A partir de las experiencias de California y México, puede decirse que ha habido un avance en la dirección correcta, particularmente en términos del desempeño de los sistemas estructurales. Sin embargo, hay varias medidas que todavía deben llevarse a cabo, como documentar el impacto real del uso que actualmente se da al factor de importancia durante el diseño de estructuras esenciales o importantes, y a partir de ello, elaborar guías específicas para el diseño por desempeño de estas instalaciones.

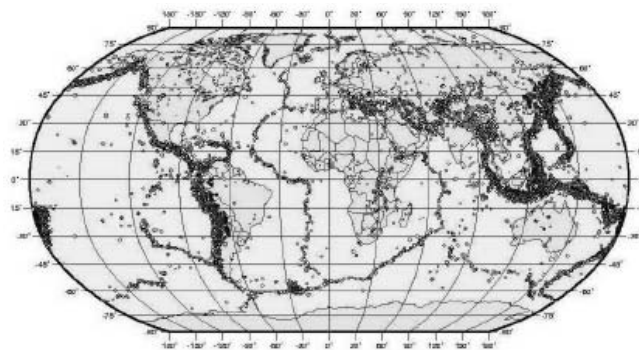


Figura 1.14 Mapa de sismicidad mundial, en el mapa los puntos negros representan zonas de generación de sismos de origen geológico (Gutiérrez et al., 1990)

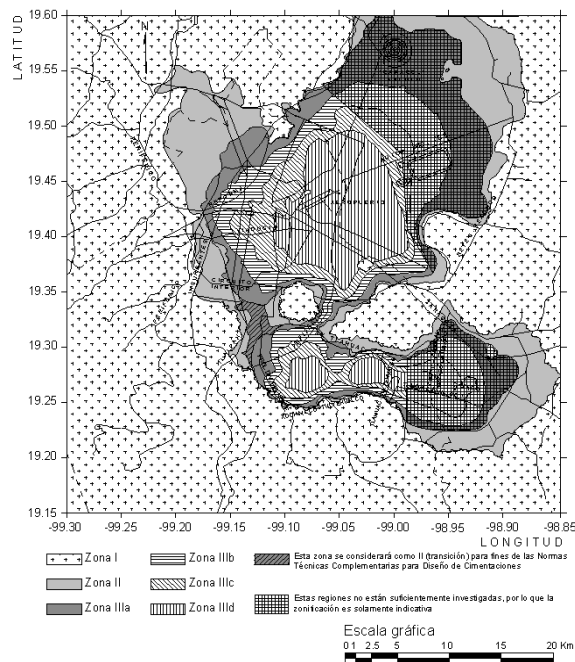


Figura 1.15 Zonificación sísmica del Distrito Federal de acuerdo a las Normas Técnica Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF 2004)

Dado que los problemas antes mencionados se han presentado tanto en suelos firmes propios de California, Estados Unidos, como en suelos blandos típicos del Valle de México, y que estas dos ciudades se encuentran situadas en las cercanías de zonas de alta sismicidad (ver Figura 1.14), estos dos tipos de terreno serán objeto de estudio en el presente trabajo.

En cuanto a la Zona del Lago del Valle de México se estudiará de manera particular la zona III (particularmente sitios con periodo dominante del terreno, T_g , cercano a los 2 seg) de acuerdo a la zonificación sísmica propuesta por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF 2004). La zonificación antes mencionada puede observarse en la Figura 1.15.

1.7 Objetivos de la Tesis

Dado que las estructuras esenciales han presentado problemas cuando son sometidas a sismos fuertes, en el presente trabajo se plantea el estudio de estas estructuras y su desempeño ante la ocurrencia de estos fenómenos naturales. Asimismo se explora la manera de conseguir un mejor desempeño sísmico de las instalaciones esenciales, haciendo uso de herramientas de diseño sísmico de edificios como el diseño por desempeño y el diseño por capacidad. De lo anterior y siendo el diseño por desempeño herramienta importante para el fomento de un desempeño satisfactorio en estructuras esenciales y en función de las limitaciones que en el diseño de este tipo de estructuras muestran las normas actuales de diseño, los objetivos generales de la investigación reportada son:

- a) Proponer metodologías de diseño con base en criterios de diseño por desempeño, con el fin de mejorar el comportamiento de estructuras esenciales durante diferentes eventos sísmicos.
- b) Evaluar el efecto que sobre la respuesta de las estructuras esenciales tiene la ocurrencia de réplicas sísmicas en terrenos blandos.

Para cumplir los objetivos generales antes mencionados, el trabajo a realizar en la presente tesis se desglosa en objetivos particulares que ayudarán a detallar cada uno de los pasos a seguir para culminar con el trabajo de investigación. Los objetivos particulares de esta tesis son:

- a) Incrementar el conocimiento que actualmente se tiene sobre el desempeño sísmico esperado de los sistemas estructural y no estructural de instalaciones esenciales diseñadas conforme a códigos actuales durante excitaciones sísmicas de diferente intensidad y de diferentes características.
- b) Identificar el rango de valores en que caen las propiedades mecánicas y dinámicas de aquellas instalaciones que exhiben mayores niveles de vulnerabilidad sísmica.

- c) Evaluar los requisitos actuales de diseño por sismo para estructuras del grupo A del Reglamento y Normas de diseño por sismo en la Ciudad de México con base en criterios de desempeño.
- d) Identificar medidas que puedan tomarse en México para promover un mejor desempeño sísmico de las estructuras esenciales.
- e) Estudiar la respuesta de sistemas simples que modelen las características mecánicas y dinámicas de estructuras esenciales. La respuesta debe contemplar las demandas de ductilidad, de desplazamiento lateral, de rotación plástica y distorsión de entrepiso.
- f) Evaluar en función de la respuesta dinámica de los sistemas simples, los niveles de daño y degradación esperados en los sistemas estructural y no estructural de instalaciones esenciales.
- g) Identificar las bases sobre las cuales puedan plantearse métodos de evaluación y diseño sísmico basados en desempeño, y que sean aplicables a las instalaciones esenciales.
- h) Identificar los casos en los que pueda predecirse un mal desempeño sísmico de estructuras diseñadas de acuerdo a metodologías convencionales reglamentarias ante el evento de diseño.
- i) Generar secuencias sísmicas artificiales de terreno blando para evaluar el desempeño de instalaciones esenciales ante la acción de secuencias sísmicas evento principal–réplica.

1.8 Alcance y Limitaciones

El presente trabajo está dirigido al estudio de las instalaciones conocidas como esenciales, desde el punto de vista estructural y no estructural, puntualmente se estudian aquellas instalaciones alojadas por sistemas estructurales conformados por marcos. Se estudia su respuesta ante la acción de sismos severos mediante simulación computacional. Las estructuras estudiadas en el presente trabajo se conforman de elementos estructurales de acero cuyo comportamiento se supone elasto-plástico perfecto. Se estudian estructuras regulares tanto en planta como en elevación estructuradas con base en marcos resistentes a momento, a lo largo del trabajo llamados marcos rígidos. En lo subsecuente se utilizarán los términos: *sistema estructural de instalaciones esenciales* y *estructuras esenciales* indistintamente para referirse al conjunto de elementos estructurales que conforman el sistema estructural de edificaciones destinadas a alojar instalaciones esenciales.

Como se mencionó en el párrafo precedente, el estudio presentado se enfoca a la evaluación de parámetros de respuesta de estructuras sometidas a registros sísmicos de magnitud importante, con la evaluación de los parámetros de respuesta referidos, se estima

el desempeño estructural y no estructural de diversos marcos, la evaluación sísmica de los contenidos queda fuera del alcance del presente trabajo y se propone su evaluación en trabajos posteriores.

Durante la etapa de estudios paramétricos de sistemas de un grado de libertad, se estima el comportamiento de estructuras localizadas en la ciudad de Los Ángeles, California, Estados Unidos de América; y en la Zona del Lago del Distrito Federal, en terrenos con T_g de 2 seg. Dado que se representan estructuras de acero (las cuales son el objeto de estudio a lo largo del trabajo) y el comportamiento observado por este tipo de estructuras se asemeja mucho a un comportamiento elasto-plástico, se trabaja con un oscilador con comportamiento elástico-plástico perfecto.

Durante la etapa de estudio de sistemas de múltiples grados de libertad se consideran marcos bidimensionales regulares tanto en planta como elevación denominados marcos rígidos, con comportamiento elasto-plástico, los cuales se modelaron con el programa de análisis estructural DRAIN 2DX (Prakash et al. 1993). Se omiten por lo tanto, los efectos de posibles excentricidades que pudieran producir torsión en las estructuras. Mientras que las vigas de los modelos contemplan un comportamiento bilineal con endurecimiento por deformación, el modelo de las columnas considera el efecto combinado de la carga axial y el momento flexionante, y un comportamiento bilineal sin endurecimiento por deformación, esta última restricción de modelado proviene del hecho de que se ha considerado en los diseños que el comportamiento plástico se concentra en las vigas (diseño por capacidad, con lo cual se busca promover mecanismos globales en lugar de mecanismos de piso suave, mediante el suministro de resistencias a las columnas tales que, en primer lugar se presente la fluencia en las vigas que llegan a un nodo), por lo que las columnas permanecen prácticamente elásticas durante la respuesta dinámica. En la Figura 1.16 se muestra una representación cualitativa de la curva momento-rotación de las vigas de los marcos estudiados, así como el diagrama de interacción carga axial-momento flexionante aplicable a las columnas. Para el diagrama de interacción de las columnas, se utilizó un valor de $\frac{M}{M_p} = 0.90$ y $\frac{P}{P_y} = 0.20$, para definir los puntos donde cambia la pendiente del diagrama de interacción, se supuso el mismo comportamiento a tensión y a compresión, dado que las columnas son lo suficientemente robustas para no presentar pandeo elástico y el momento resistente de las mismas es semejante para momento positivo y negativo.

Los modelos de los marcos rígidos para análisis no lineales consideran que las uniones viga-columna son totalmente rígidas y con la resistencia y capacidad de deformación necesaria para soportar las rotaciones plásticas presentes principalmente en vigas. La base de las estructuras estudiadas se supone rígida por lo que, se desprecia cualquier tipo de interacción suelo-estructura.

La resistencia nominal del acero se incrementó en 20% para que reflejara el esfuerzo de fluencia esperado en el campo. Se consideraron los efectos $P-\Delta$ mediante el planteamiento de una matriz de rigidez geométrica y se supuso que las bases de las columnas de la planta baja están empotradas. Para el caso de los análisis dinámicos no lineales, se consideró un amortiguamiento del 5% del crítico para los dos primeros modos de vibración a través de una matriz de Rayleigh.

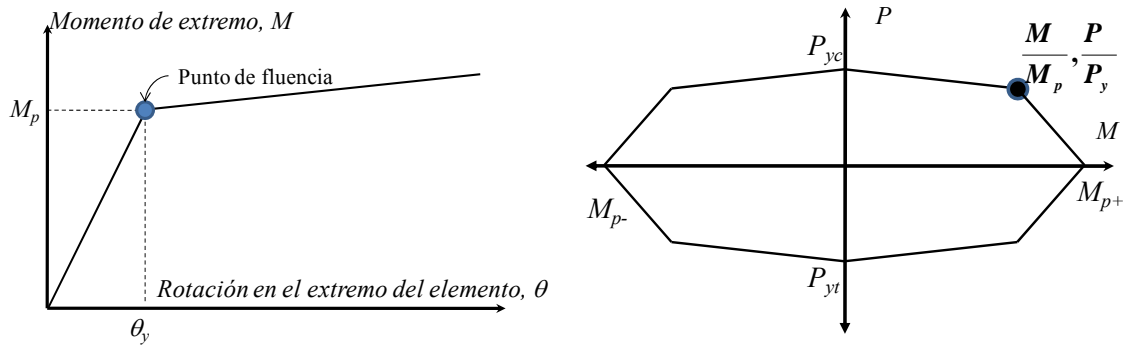


Figura 1.16 Diagramas cualitativos momento-curvatura para la modelación de vigas y de interacción carga axial-momento flexionante para columnas, adaptados de Salmon y Johnson, (1996)

En cuanto a los registros sísmicos utilizados, estos correspondieron a aquellos típicos de las zonas en estudio. Como se verá más adelante, en el caso de suelos firmes de la ciudad de Los Ángeles, se utilizaron registros con periodos dominantes a 0.5 seg, mientras que para el caso de los registros correspondientes a la Zona del Lago de la Ciudad de México, se utilizaron siete movimientos de banda angosta, los cuales se registraron en terrenos con T_g cercanos a los 2 seg., (la descripción de estos registros se hará en capítulos posteriores).

En cuanto a las secuencias sísmicas evento principal-réplica utilizadas en este trabajo, se utilizan historias de aceleración del terreno registradas durante eventos sísmicos reales. Una limitante dentro de este contexto es el hecho de que las bases de datos existentes solo aportan información de una secuencia sísmica real registrada en la estación Central de Abastos durante los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985. Debido a esto, se requirió plantear una muestra de secuencias sísmicas artificiales para representar el ambiente sísmico de la Zona del Lago del Distrito Federal. Con este propósito, los movimientos del terreno mencionados antes fueron utilizados para generar secuencias sísmicas artificiales siguiendo los procedimientos mencionados más adelante.

1.9 Organización de la Tesis

El presente trabajo tiene como objeto el estudio de las estructuras conocidas como esenciales cuando se ven sometidas a sismos severos, asimismo se presenta una metodología de diseño basada en conceptos de diseño por capacidad y diseño por desempeño. Dicha metodología pretende que las estructuras al ser sometidas a eventos sísmicos intensos se comporten de manera que puedan ser ocupadas de manera inmediata. Se evalúa también el efecto de réplicas sísmicas sobre estructuras desplantadas en terreno blando. La presentación de los resultados obtenidos se hace conforme a lo que se describe a continuación.

El primer capítulo consiste en una breve introducción a las estructuras esenciales: qué son, cómo se clasifican y cuál es su importancia dentro de una sociedad. También se mencionan los distintos fenómenos naturales y como éstos aunados a una serie de características especiales de su ocurrencia o del sitio de influencia pueden convertirse en un desastre natural. Se expone a los sismos fuertes como caso particular de un desastre natural y se explica cómo es que se generan y qué tipo de sismos producirían movimientos de terreno que puedan provocar daños a las construcciones. Se explica por qué los sismos representan riesgos a las estructuras esenciales y el papel de éstas ante la ocurrencia de un evento sísmico de importancia.

El segundo capítulo presenta, como una contribución al entendimiento de las consecuencias que para una estructura esencial tiene el uso de un factor de importancia de 1.5, un estudio encaminado a establecer si las recomendaciones de diseño hechas por los códigos actuales para el diseño sismorresistente de infraestructura esencial conducen a un comportamiento estructural y no estructural adecuado en este tipo de estructuras. Se estima, a través de sistemas simples (de un grado de libertad), el desempeño estructural y no estructural de edificios esenciales con una amplia gama de propiedades estructurales. En particular, se considera infraestructura del grupo A (definida en el artículo 139 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF, 2004) ubicada en la Zona del Lago del Distrito Federal y en la ciudad de Los Ángeles, California.

Un tercer capítulo presenta la propuesta de una metodología de diseño basada en desplazamientos que controla simultáneamente demandas sísmicas relevantes para el buen desempeño sísmico de las estructuras esenciales. Dado que el uso de un factor de importancia durante el diseño sismorresistente de estructuras esenciales desplantadas en terreno blando muestra limitaciones, se propone el desarrollo de herramientas de diseño basadas en desplazamientos. De lo anterior, la metodología presentada se basa en el control de desplazamientos para la concepción y diseño preliminar de estructuras esenciales, y es capaz de resultar en sistemas estructurales en los cuales se controla de manera simultánea su daño estructural y no estructural, a través del control apropiado de las demandas máximas de rotación plástica y de distorsión de entrepiso. Se presentan ayudas de diseño aplicables a la metodología propuesta y se analizan marcos rígidos de acero diseñados de acuerdo al procedimiento presentado, comprobando mediante la obtención de sus demandas sísmicas los beneficios que arrojan los diseños basados en la metodología innovadora.

El cuarto capítulo presenta un estudio paramétrico de sistemas de un grado de libertad sometidos a secuencias sísmicas evento principal- réplica propias de terrenos blandos. Con este estudio se busca determinar en qué casos las secuencias sísmicas son potencialmente peligrosas para las estructuras esenciales. Se explica la manera en que se han constituido las secuencias sísmicas y se muestran los casos específicos en que la ocurrencia de la réplica incrementa las demandas sísmicas en los sistemas estudiados. Se plantea cuáles son las características que debe tener la réplica respecto al evento principal para que pueda incrementar demandas de rotación plástica y de distorsión de entrepiso en relación con aquéllas producto solamente de la ocurrencia del evento principal.

El quinto capítulo muestra un estudio complementario al presentado en el Capítulo 4. Las secuencias sísmicas previamente constituidas se utilizan para obtener la respuesta

dinámica de marcos de acero diseñados de acuerdo a los reglamentos actuales y a la metodología basada en desplazamientos. Se verifican las tendencias encontradas en el capítulo previo, y se encuentra que los diseños hechos con la metodología propuesta mantienen las demandas de rotación plástica y distorsión de entrepiso en los niveles para los cuales fueron diseñados.

Una breve reseña del trabajo conducido y presentado a lo largo de esta tesis se muestra en el sexto capítulo, donde además se reúnen las conclusiones más importantes deducidas en cada capítulo, se ofrecen una serie de observaciones producto de los resultados obtenidos. Se presentan además, recomendaciones acerca del diseño de estructuras esenciales y se proponen posibles líneas de investigación para explorar en futuros trabajos.

El Apéndice A es un estudio encaminado a la validación del sistema de un grado de libertad equivalente utilizado durante el estudio.

CAPÍTULO 2.

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS
ESENCIALES DESPLANTADAS EN TERRENO FIRME Y
TERRENO BLANDO**

CAPÍTULO 2.

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ESENCIALES DESPLANTADAS EN TERRENO FIRME Y TERRENO BLANDO

En el presente capítulo se establece, a través del uso de sistemas equivalentes de un grado de libertad (1GL), el desempeño estructural y no estructural de edificios que albergan instalaciones esenciales y que exhiben una amplia gama de propiedades estructurales. En particular, se considera infraestructura esencial ubicada en la Zona del Lago del Distrito Federal y en el centro de la ciudad de Los Ángeles, California. Se utiliza un factor de importancia de 1.5 durante el diseño por resistencia de los sistemas esenciales a estudiar. A partir de las demandas de distorsión de entrepiso, se identifican los sistemas que exhiben mayores niveles de vulnerabilidad y se concluye que el uso que actualmente se da al factor de importancia para el diseño de estructuras esenciales puede dar lugar a infraestructura hospitalaria, educativa, de transporte, gubernamental o de esparcimiento, que exhibe un comportamiento estructural y no estructural deficiente, particularmente para el caso de estructuras esenciales localizadas en la zona de terreno blando del Distrito Federal.

2.1 Sistemas Equivalentes de un Grado de Libertad

En la presente sección se describe un sistema de 1GL utilizado más adelante para estimar la respuesta de edificios esenciales estructurados con base en marcos resistentes a momento regulares en geometría, masa, rigidez y resistencia, tanto en planta como en elevación y empotrados en su base, los cuales, se denominan a lo largo del trabajo simplemente marcos rígidos.

Dado que bajo ciertas circunstancias es posible estimar la respuesta de un edificio regular a partir de sistemas simples, para el estudio presentado aquí se utiliza el sistema equivalente de 1GL presentado más adelante. El Apéndice A de esta tesis muestra una serie de curvas asociadas a la respuesta de sistemas de múltiples grados de libertad, y las compara con curvas estimadas a partir de sus correspondientes sistemas equivalentes, con el fin de validar el uso del modelo simple. Vale la pena recordar que el modelo de 1GL en el presente trabajo se utilizará para representar edificios con las siguientes características:

- Sistemas estructurados a base de elementos de acero.
- Estructuras totalmente regulares, en cuanto a geometría tanto en planta como en altura, cargas y distribución de masa y de rigidez. Dado lo anterior, los edificios representados responden mayormente en su primer modo de vibración.
- Estructuras a base de marcos rígidos.
- Estructuras con base rígida, por lo que se desestima cualquier tipo de interacción suelo-estructura.

Es conveniente aclarar que aunque el trabajo realizado en la presente tesis se enfocó al estudio de marcos de acero el modelo equivalente de 1GL ha sido validado también para representar marcos rígidos de concreto reforzado. En particular, en el presente trabajo se emplea una variante de sistema equivalente de 1GL propuesta por Terán (2004), Teran-Gilmore y Jirsa (2010) y Terán et al., (2010), cuya definición comprende los siguientes pasos:

- a) Se definen las propiedades del edificio, su altura total (H), periodo fundamental de vibración (T), coeficiente de resistencia asociado a la fluencia (c , definido como el cortante basal de fluencia que desarrolla el sistema, obtenido de una curva de capacidad idealizada como bilineal y normalizado por su peso W , llamado en este trabajo también coeficiente sísmico), y porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ). En la Figura 2.1 se ilustra la definición de coeficiente sísmico, donde V_{by} y δ_{azy} son el cortante basal y el desplazamiento de azotea asociados a la fluencia, las demás variables se definen en la figura.
- b) Se establece el sistema equivalente de un grado de libertad a través de asignarle a su periodo, coeficiente sísmico y porcentaje de amortiguamiento crítico, los valores de T , c y ξ , respectivamente, establecidos para el edificio.

Una vez establecidos los parámetros asociados al sistema equivalente de 1GL y habiendo sido asignado a éste un comportamiento elastoplástico (ya que como se mencionó antes, se representarán estructuras de acero), se le sujeta a la acción del sismo bajo consideración, y se establecen sus demandas máximas de ductilidad (μ_{S1GL}) y de desplazamiento lateral (δ_{S1GL}). En función del número de pisos del edificio (N) y el valor de μ_{S1GL} , es posible establecer su demanda máxima de desplazamiento de azotea conforme a:

$$\delta_{max} = \alpha \delta_{S1GL} \quad (2.1)$$

donde α es un factor que se calibra a partir del estudio analítico de edificios con sistemas estructurales similares al que se estudia. Con base en las recomendaciones del FEMA 306, donde el factor (α) es definido como C_0 y se utiliza para relacionar el desplazamiento espectral con el desplazamiento esperado en una estructura a ser evaluada por sismo (Applied Technology Council 1998) y en los estudios llevados a cabo por Terán (2004), los valores de α que pueden utilizarse para el caso de edificios estructurados con base en marcos rígidos regulares se muestran en la Tabla 2.1. En caso de que el valor de μ_{S1GL} se encuentre en el rango que va de uno a dos, es necesario interpolar con base en los valores incluidos en la tabla.

Vale la pena recordar que el parámetro α está estrechamente relacionado con el factor de participación modal y la forma modal correspondientes al modo fundamental de vibración de una estructura de múltiples grados de libertad (MGL). Mediante el análisis modal (Paz, 1992) se pueden estimar los desplazamientos $u_i(t)$, de un sistema de MGL sujeto a una historia de aceleraciones en la base $a_g(t)$, por medio de la siguiente expresión:

$$u_i(t) = \varphi(i) \Gamma_i D_i(t) \quad (2.2)$$

en la expresión anterior, $\varphi(i), \Gamma_i$ son la forma modal y el factor de participación para el i -ésimo modo, $D_i(t)$ es la historia de desplazamientos en el tiempo de un sistema de un grado de libertad con el mismo periodo y amortiguamiento que el modo de vibración en cuestión. La máxima respuesta del sistema de MGL asociada al primer modo de vibración u_{max} se puede calcular usando el valor del desplazamiento espectral $S_d(T, \xi)$ asociado al periodo y a la razón de amortiguamiento del primer modo, de lo cual resulta:

$$u_{max} = \varphi_{1,n} \Gamma_1 S_d(T, \xi) \quad (2.3)$$

en la Ecuación 2.3, $\varphi_{1,n}, \Gamma_1$ son la forma modal (n se asocia al grado de libertad correspondiente al desplazamiento de azotea) y el factor de participación asociados al modo fundamental de vibración del sistema de MGL, note la correspondencia entre los factores α y $\varphi_{1,n} \Gamma_1$ de las Ecuaciones 2.1 y 2.3 respectivamente.

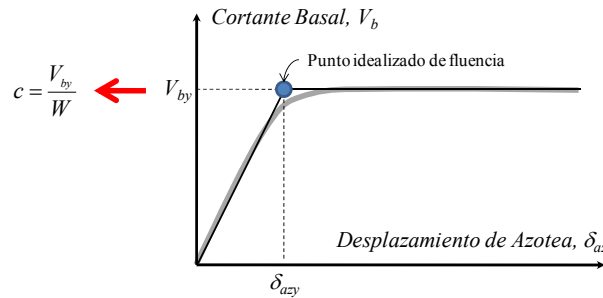


Figura 2.1 Definición de coeficiente sísmico a partir de curva de capacidad

Tabla 2.1 Valores de α para marcos rígidos regulares

Número de pisos	α	
	$\mu_{S1GL} = 1$	$\mu_{S1GL} = 2+$
1	1.00	1.00
2	1.20	1.10
3	1.30	1.20
4	1.35	1.20
5+	1.40	1.20

Una vez que se tiene la máxima demanda de desplazamiento de azotea, es posible hacer una estimación de la máxima demanda de distorsión de entrepiso (DI_{max}):

$$DI_{max} = \frac{\delta_{max} COD}{H} \quad (2.4)$$

donde H es la altura total del edificio representado, COD se denomina el coeficiente de distorsión y es un coeficiente que considera que la demanda de distorsión de entrepiso no es constante a lo largo de la altura del edificio. Aunque se ha visto que el coeficiente de distorsión es sensible a la magnitud del registro acelerométrico en uso, a la distribución de la rigidez en altura, a la distribución del daño en la estructura y a su altura total, Aschheim et al., (2007) han concluido que siempre que se limite el daño en la estructura, el valor de

COD es poco variable con los tres primeros parámetros mencionados. Con base en las discusiones planteadas por Qi y Moehle (1991) y Bertero et al. (1991), y en los estudios llevados a cabo por Terán (2004), en la Tabla 2.2 se ofrecen valores de *COD* para marcos rígidos regulares. Mientras que en el caso de que el valor de μ_{SIGL} sea menor que uno debe usarse un *COD* igual a 1.2, cuando esta demanda se encuentre en el rango que va de 1 a 2, es necesario interpolar con base en los valores incluidos en la tabla.

Tabla 2.2 Valores de COD para marcos rígidos regulares

μ_{SIGL}	<i>COD</i>
1	1.2
2+	1.5 a 1.8

Debido a que el nivel de daño estructural exhibe una alta correlación con las demandas de deformación no lineal, en el presente estudio se considera que un sistema que ha permanecido elástico ($\mu_{SIGL} \leq 1$) durante la excitación sísmica no sufre daño estructural. Debido a lo anterior, es necesario delimitar las porciones de deformación elástica y plástica involucradas en el valor de DI_{max} que corresponde a un sistema estructural que ha incurrido en su rango plástico de comportamiento ($\mu_{SIGL} > 1$). Para ello, es necesario establecer primero la máxima distorsión elástica en el edificio DI_{max}^{el} , (la cual corresponde al desplazamiento δ_{azy} mostrado en la Figura 2.1):

$$DI_{max}^{el} = \frac{\delta_{azy} COD}{H} \quad (2.5)$$

La componente plástica de la distorsión máxima de entrepiso DI_{max}^{pl} , puede entonces estimarse como:

$$DI_{max}^{pl} = DI_{max} - DI_{max}^{el} \quad (2.6)$$

Para llevar a cabo el estudio paramétrico referido se establecieron modelos equivalentes de IGL para caracterizar la respuesta de edificios representativos de estructuras esenciales. Los modelos equivalentes consideraron 5% de amortiguamiento crítico y comportamiento elasto-plástico perfecto, lo que supone que los marcos de acero no presentaran degradación de resistencia ni rigidez, sino más bien un ciclo histerético estable. Dentro de los posibles valores de *COD* para sistemas que exhiben comportamiento plástico ($\mu_{SIGL} \geq 2$), se utilizó un valor de 1.7 (ver Tabla 2.2). Del estudio presentado en el Apéndice A puede verse que el promedio de las rotaciones plásticas máximas puede ser estimado de manera razonable a partir de los valores de la componente plástica de la distorsión máxima de entrepiso (Ecuación 2.6).

Note que si los resultados mostrados en el Apéndice A muestran los promedios de rotación plástica máxima para un piso, esto implica que en algunos extremos de algunas vigas la rotación plástica máxima excederá ese valor promedio. No deja de ser de interés plantear para los edificios bajo consideración una manera de establecer la máxima rotación

plástica de entrepiso a partir de la componente plástica de distorsión de entrepiso ofrecida por el sistema equivalente de IGL. Para ello, se define $\Delta\theta_{max}$ conforme a lo siguiente:

$$\Delta\theta_{max} = \theta_p^{max} - DI_{max}^{pl} \quad (2.7)$$

donde θ_p^{max} es la mayor entre todas las rotaciones plásticas máximas desarrolladas en las vigas del entrepiso con las mayores demandas plásticas. Para efectos del presente trabajo y conforme a lo discutido en el Apéndice A, se considera que los valores de $\Delta\theta_{max}$ tienden a caer en un rango de valores que va de 0.002 a 0.003.

2.2 Desempeño Sísmico de Sistemas Esenciales

Para evaluar el desempeño de sistemas esenciales, se consideran edificios estructurados con base en marcos rígidos regulares. Para ello, se considera que el número de pisos en los marcos se relaciona con su periodo fundamental de vibración a través de la siguiente expresión:

$$T = \beta N \quad (2.8)$$

donde β es una constante de proporcionalidad entre el número de niveles (N) y el periodo del sistema estudiado (T). En esta etapa del trabajo, por tratarse de un estudio paramétrico y para abarcar un rango de periodos hasta los 5 seg., se consideraron edificios de 1 a 50 pisos, y se supuso una altura de entrepiso constante de 4 metros. Nótese que una vez definido el número de pisos del edificio, es posible establecer su periodo fundamental de vibración mediante la Ecuación 2.8 y su altura total. Mientras que para el valor del amortiguamiento se consideró 5% del crítico, se utilizó un valor de COD de 1.7 para $\mu_{SIGL} \geq 2$.

Para hacer posible un mejor entendimiento de las consecuencias de utilizar un factor de importancia de 1.5 durante el diseño de la resistencia lateral de las instalaciones esenciales, se estimó la respuesta de dos grupos de edificios. Mientras que ambos grupos exhiben las mismas propiedades en términos de periodos, alturas y coeficiente de amortiguamiento, las resistencias del segundo grupo (sistemas de IGL que representan edificios de infraestructura esencial) exhiben resistencias laterales que son 50% mayores respecto a las que corresponden al primer grupo (sistemas de IGL que representan edificios con ocupación estándar). En cuanto a las resistencias del grupo que representa edificios de ocupación estándar, éstas corresponden exactamente a las ordenadas espectrales de los espectros de diseño bajo consideración, los cuales contemplan ductilidades de 2, 3 y 4.

2.3 Registros Acelerométricos Utilizados para el caso de la Zona del Lago de la Ciudad de México

El estudio paramétrico de sistemas de IGL considera en su primera parte el caso de las estructuras esenciales desplantadas en la Zona del Lago de la Ciudad de México. En

cuanto a los movimientos del terreno, se utilizaron los siete movimientos de banda angosta incluidos en la Tabla 2.3, los cuales fueron registrados en terrenos blandos y cuyo periodo dominante de movimiento (T_g) es cercano a los 2 seg., en lo subsecuente se usará el término periodo dominante de terreno indistintamente para referirse al periodo dominante del movimiento, aunque es sabido que el periodo dominante del sitio es diferente al periodo de los movimientos ahí registrados. Estos movimientos del terreno se escalaron linealmente de tal manera que la velocidad máxima del terreno fuera igual a la correspondiente a la componente este-oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el evento acontecido el 19 de septiembre de 1985. El escalamiento mencionado responde a que la velocidad del terreno es un parámetro altamente relacionado a la energía liberada por el sismo (Terán, 2004) y además, tiene que ver con el hecho de que el registro SCT E-O, presenta la velocidad máxima más grande registrada en México.

En la Figura 2.2 se muestran espectros de pseudo-aceleración para ductilidades de 1, 2, 3 y 4, los cuales corresponden a la media más una desviación estándar (σ) de los espectros obtenidos para los diferentes movimientos del terreno incluidos en la Tabla 2.3. Las ordenadas espectrales mostradas en la figura definen la resistencia lateral de los sistemas que representan edificios de ocupación estándar, y estas mismas ordenadas multiplicadas por 1.5, la resistencia correspondiente a los edificios esenciales.

Tabla 2.3 Registros considerados para terreno blando

Registro	Fecha	Componente	T_g (seg)	A_{max} (cm/seg ²)
SCT	09/19/85	EO	2.0	167.26
Tlahuac	09/19/85	EO	2.1	117.63
Tlahuac	09/21/85	EO	1.9	51.47
Tlahuac	09/21/85	NS	2.0	49.26
Alameda	04/25/89	EO	2.1	37.25
Alameda	04/25/89	NS	2.1	45.83
Garibaldi	04/25/89	EO	2.2	52.24

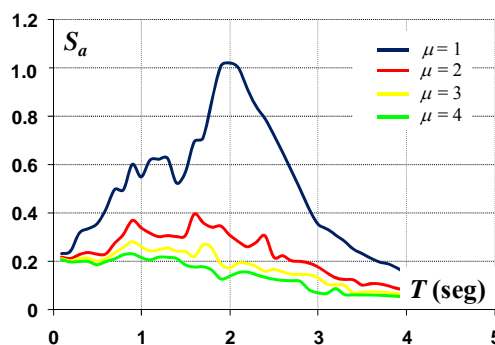


Figura 2.2 Espectros de resistencia para movimientos del terreno en suelo blando

2.4 Desempeño de Instalaciones Esenciales y Estándar Desplantadas en Suelo Blando, Caso Específico: Zona del Lago de la Ciudad de México

Para estimar el desempeño de instalaciones esenciales y estándar desplantadas en los suelos blandos de la Ciudad de México, se establecieron modelos equivalentes de 1GL.

Conforme a lo mencionado antes, se representaron edificios regulares estructurados con base en marcos resistentes a momento de acero de 1 a 50 niveles. Se supuso que todos los edificios tienen alturas de entrepiso de 4 metros, y se asumieron valores de β de 0.10, 0.08 y 0.06 (Ecuación 2.6). Es interesante notar que mientras que el valor de β de 0.08 implica una rigidez lateral 50% mayor que la implicada por un valor de 0.10, un β de 0.06 implica una rigidez lateral del triple de la implicada por el valor de 0.10. Como se verá más adelante, los valores de β entre 0.08 y 0.10 se pueden utilizar para estimar el periodo de marcos resistentes a momento mientras que valores menores, suponen una rigidez mayor en los marcos, la cual puede ser proporcionada por contravientos o por la inclusión de muros de cortante

La Figura 2.3 muestra las demandas media + σ de ductilidad (μ_{max}) para los sistemas bajo consideración, se utiliza la media como el valor esperado de la respuesta ante los registros utilizados y el hecho de sumar la desviación estándar a la media tiene como fin cubrir cualquier dispersión en las respuesta obtenidas. Conforme a lo esperado, la Figura 2.3a muestra que las demandas de ductilidad en los sistemas con ocupación estándar oscilan alrededor de 2, 3 y 4. En cuanto a los sistemas esenciales, el impacto del factor de importancia de 1.5 no es igual en todo el rango de periodos. En particular, la demanda de ductilidad deja de ser constante con respecto al periodo y tiende a incrementarse desde un valor cercano a 0.8 para un periodo de cero, hasta valores cercanos a 1.5, 2.0 y 2.5 para el periodo dominante de las excitaciones ($T_g = 2$ seg) y ductilidades de diseño (μ) de 2, 3 y 4, respectivamente.

De la Figura 2.3b puede observarse que el valor de la demanda de ductilidad tiende a permanecer razonablemente constante para sistemas cuyo periodo sea igual o mayor que el del terreno, y que los valores de 1.5, 2.0 y 2.5 pueden estimarse aproximadamente a partir de normalizar el valor de las ductilidades de diseño ($\mu = 2, 3$ y 4, respectivamente), por el valor del factor de importancia. En una primera aproximación al problema, puede decirse que el impacto del factor de importancia no es el mismo para todos los sistemas bajo consideración y que este impacto depende del periodo del sistema.

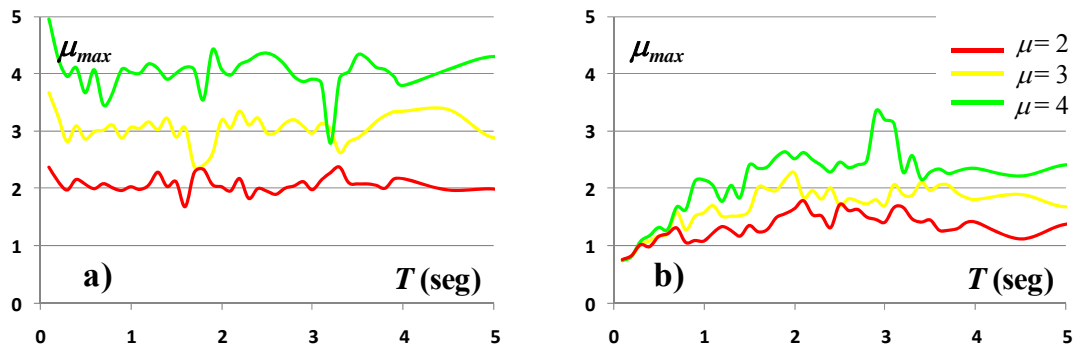


Figura 2.3 Demandas de ductilidad para sistemas sujetos a excitaciones registradas en suelo blando: a) Ocupación estándar, b) Estructuras esenciales

Las demandas de distorsión máxima (DI_{max}) y de la componente plástica de DI_{max} para los sistemas en consideración se presentan en la Figura 2.4 para diferentes valores de

β , ductilidades de diseño de 2 y 4, e instalaciones esenciales y estándar. Los espectros de los parámetros de respuesta corresponden a la media + σ de los espectros obtenidos para los diferentes movimientos incluidos en el estudio. De la Figura 2.4 es posible discutir el desempeño estructural y no estructural de los edificios, el impacto del uso del factor de importancia y las consecuencias de un incremento en la rigidez de los sistemas.

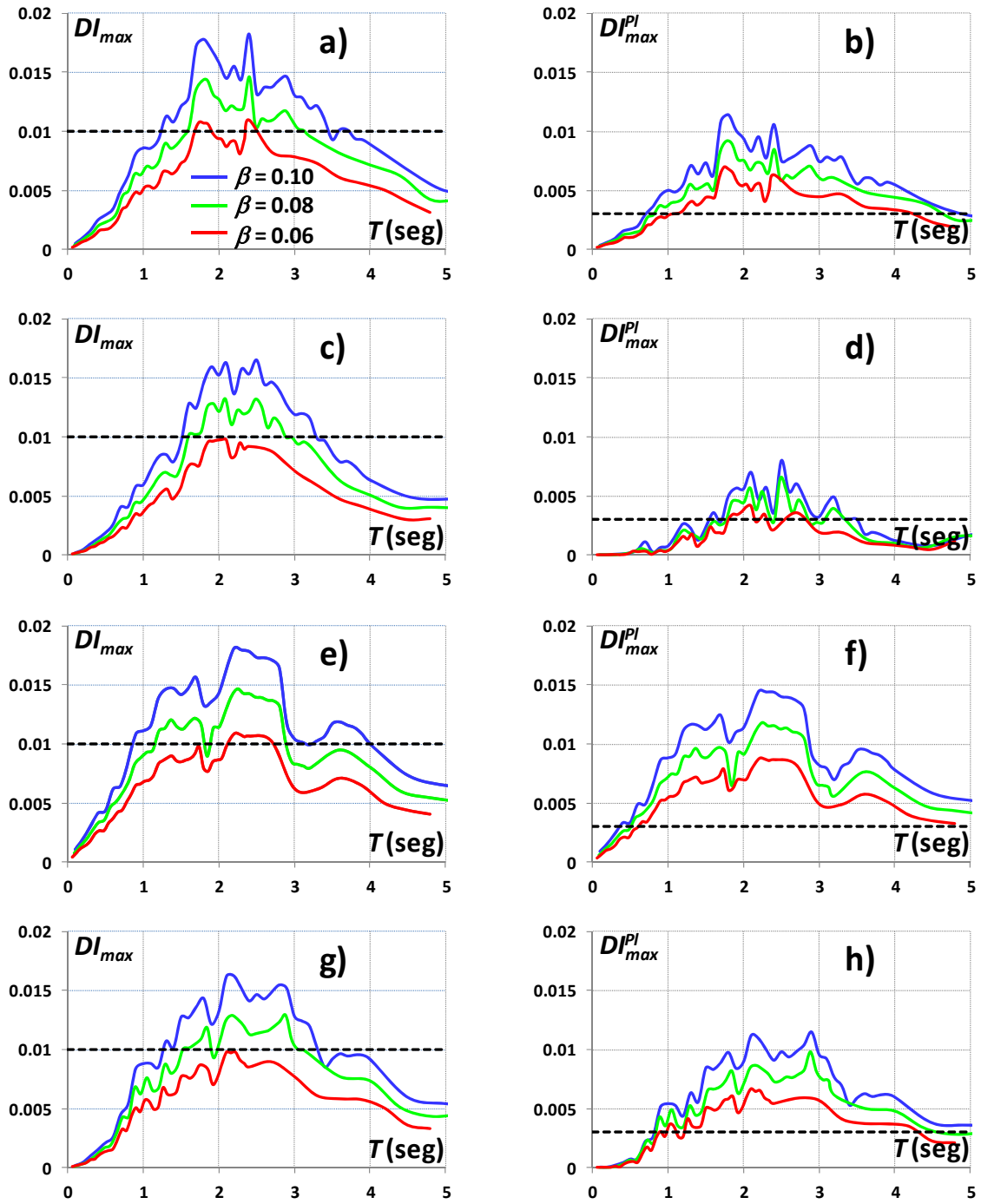


Figura 2.4 Demandas de DI_{max} y DI_{max}^{pl} para sistemas sujetos a registros de suelo blando:
 a, b) Estándar, $\mu = 2$; c, d) Esencial, $\mu = 2$; e, f) Estándar, $\mu = 4$; g, h) Esencial, $\mu = 4$

En términos del desempeño de los elementos no estructurales de los sistemas estudiados, es interesante notar que la demanda máxima de distorsión varía de manera muy notoria con el periodo y que la diferente resistencia de los sistemas, ya sea porque fueron diseñados para diferente valor de μ_{SIGL} o porque su diseño contempló el factor de importancia, no tiene un impacto importante en dicha demanda como puede verse en las Figuras 2.4a, 2.4c, 2.4e y 2.4g. En general, independientemente del valor de μ_{SIGL} o de si la estructura es estándar o esencial, la distorsión exhibe un valor muy bajo para un periodo de cero, y se incrementa con una tendencia lineal hasta alcanzar un valor ligeramente mayor que 0.015 para un periodo cercano al dominante del terreno (2 seg). Una vez que se alcanza el valor pico de distorsión, ésta se reduce con un nuevo incremento de periodo, hasta que tiende a estabilizarse en un valor cercano a 0.005 para periodos mayores que 5 seg.

Para darle un significado cuantitativo a las demandas mostradas en la Figura 2.4, puede referenciarse el reglamento ASCE Standard ASCE/SEI 7-10, el cual plantea un umbral de 0.010 para la distorsión de entrepiso que, desde un punto de vista no estructural, mantiene a una estructura esencial en Ocupación Inmediata. Reyes (1999) ofrece los valores presentados en la Tabla 2.4 para las distorsiones que inician daño y que dañan totalmente diferentes tipos de elementos no estructurales. De los valores presentados en la Tabla 2.4 y si se supone un entrepiso con altura libre promedio de 4 m y con una junta deformable de 2 cm como la mostrada en la Figura 2.5, se tendría un marco rígido con capacidad de desplazarse 4 cm (con su correspondiente distorsión de entrepiso de 0.010) sin inducir daño severo a sus elementos no estructurales. Dado lo expuesto anteriormente, puede verse que existe un rango de periodos para edificaciones de mediana altura (de 1 a 4 seg.) donde las demandas de distorsión exceden el umbral de 0.010, lo que implica daño total para sistemas no estructurales adosados al sistema estructural. Una alternativa sería usar un detallado especial en los elementos no estructurales para desconectarlos del sistema estructural (Eurocódigo 8 (2004), RCDF (2004), ASCE Standard ASCE/SEI 7-10 (2010)).

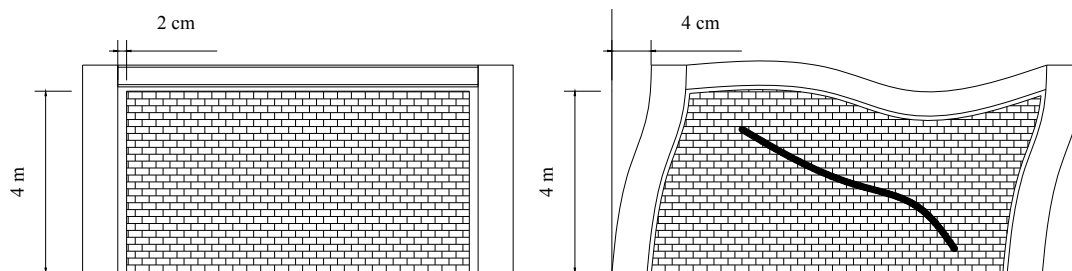


Figura 2.5 Sistema estructural con base en marcos rígidos y respectivo elemento no estructural de mampostería antes y después de la deformación lateral del marco

Dado que elementos no estructurales adecuadamente desligados del sistema estructural podrían alcanzar distorsiones de entrepiso de 0.010 sin exhibir daño excesivo, es posible plantear, desde un punto de vista no estructural, este valor como un umbral de distorsión para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Es importante reconocer que la definición de umbrales de repuesta implica recurrir a una serie de generalizaciones y suposiciones simplificadoras que pueden no aplicar a casos específicos. Con todas las limitaciones que puedan surgir a partir de una suposición así, en lo que resta de este trabajo

se adoptará el valor de 0.010. Lo anterior no condiciona ni limita el alcance de las discusiones presentadas, ya que éstas pueden ser fácilmente re-planteadas en función de cualquier valor que se considere válido para la distorsión de entrepiso.

Tabla 2.4 Distorsiones de entrepiso que inician el daño y dañan totalmente diferentes elementos no estructurales. Tomada de Reyes (1999)

Elemento no estructural	Distorsión de entrepiso que inicia el daño	Distorsión de entrepiso para daño total
Muros de mampostería:		
De piezas macizas	0.002	0.007
De piezas tipo panel	0.002	0.007
De Piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas	0.0017	0.007
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar	0.0015	0.004
De piezas de concreto confinadas con dalas y castillos	0.0015	0.006
De piezas huecas pegadas con mortero pobre y de piezas sílico-calcáreas	0.0013	0.004
Muros de tablaroca:		
Con marco de lámina delgada	0.004	0.008
Con marco de madera y la tablaroca clavada	0.002	0.005
Con marco de madera y la tablaroca clavada y pegada	0.003	0.008
Muros cortina de vidrio (detallado especial)	0.025	0.047
Fachadas precoladas		
De desplazamiento horizontal	0.004	0.016
De balanceo (detallado especial)	>0.015	>0.020

La Figura 2.6 presenta diferentes niveles de daño para estructuras dúctiles de concreto reforzado. Nakano et al. (2004) asumen que la clase de daño II (asociado al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata) para elementos de concreto reforzado se asocia a la fluencia incipiente del refuerzo longitudinal; lo que lleva a pensar que en estructuras de acero sería aceptable para el mismo nivel de desempeño, la fluencia incipiente de los patines de las secciones W utilizadas como vigas. Puede decirse que para satisfacer desde un punto de vista estructural el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, no es necesario que los elementos estructurales queden libres de daño, sino que el nivel de daño sea tal que la estructura pueda ocuparse inmediatamente después de un sismo fuerte.

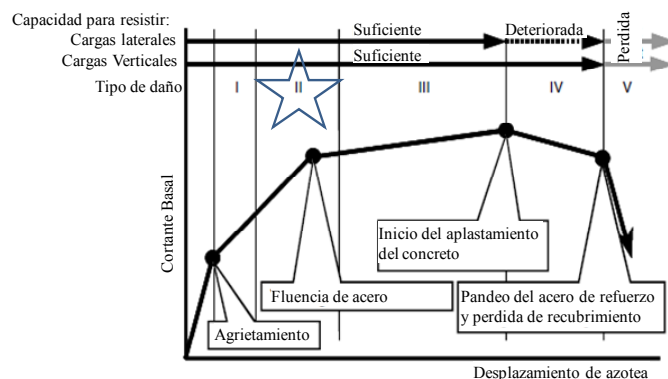


Figura 2.6 Curva de capacidad para una estructura dúctil de concreto reforzado que muestra esquemáticamente distintos niveles de daño en la estructura (tomada de Nakano et al., 2004)

En cuanto a vigas de acero, el documento FEMA 356 (2000) propone como límite para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, rotaciones plásticas de θ_y , donde θ_y se calcula conforme a lo siguiente.

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (2.7)$$

donde:

- θ_y rotación de fluencia de la viga
- Z es el módulo de sección plástico de la sección transversal de la viga
- F_{ye} es el esfuerzo de fluencia esperado en el acero de la sección
- l_b longitud de la viga
- E módulo de elasticidad del acero conformante de la viga
- I_b momento de inercia de la sección transversal de la viga

Para los perfiles de acero bajo consideración en esta tesis, el valor de θ_y es siempre mayor que 0.006.

Con las definiciones del daño estructural y no estructural presentadas en los párrafos precedentes en mente, se puede decir que la Figura 2.4 muestra que el daño no estructural podría controlarse adecuadamente solo si el valor de β fuera igual a 0.06; lo que implica aumentar alrededor de tres veces la rigidez lateral del sistema con respecto al caso de β de 0.10. Puede decirse que un porcentaje importante de la población de edificios, ya sean esenciales o de ocupación estándar, ubicados en la Zona del Lago del Distrito Federal, requieren de consideraciones especiales en cuanto al detallado y conexión de sus elementos no estructurales al sistema estructural cuando el periodo fundamental de vibración se acerca al valor de T_g .

El desempeño estructural puede evaluarse a partir de la componente plástica de la distorsión máxima de entrepiso (DI_{max}^{pl}). Por ejemplo, considérese que para vigas de concreto reforzado con buen detallado sísmico, umbrales de rotación plástica de 0.005, 0.015 y 0.025 pueden asociarse, respectivamente, a sus niveles de desempeño de Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, y Prevención de Colapso, respectivamente. De la misma forma y conservadoramente, estos límites pueden asignarse a vigas de acero que conforman marcos resistentes a momento (FEMA 356, 2000). En particular y como se comentó antes, el umbral de rotación plástica asociada el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para vigas típicas de acero excede el valor de 0.006. Si se consideran conservadoramente los umbrales de 0.005, 0.015 y 0.025 para las vigas de acero, y se asigna un valor de 0.002 a $\Delta\theta_{max}$; los umbrales de distorsión plástica de entrepiso para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, y Prevención de Colapso deben ser, de acuerdo a la Ecuación 2.7, de 0.003, 0.013 y 0.023, respectivamente.

A partir de los resultados presentados en la Figura 2.4 (incisos b, d, f y h), puede decirse que aunque la demanda de distorsión plástica sigue variando de manera muy notoria con el periodo de los sistemas, la diferente resistencia de los sistemas ahora si se ve

reflejada en la variación de dicha demanda. En general, independientemente del valor de μ_{SIGL} o de si la estructura es estándar o esencial, la distorsión plástica exhibe un valor muy bajo para un periodo de cero, y se incrementa con una tendencia lineal hasta alcanzar un valor pico para un periodo cercano al dominante del terreno (2 seg.). Una vez que se alcanza el valor pico de distorsión plástica, ésta se reduce con un nuevo incremento de periodo, hasta que se estabiliza para periodos alrededor de 5 seg.

En términos del efecto de la resistencia en sistemas de ocupación estándar, mientras que el valor pico de distorsión plástica alcanza valores cercanos a 0.010 para μ_{SIGL} de 2, este valor se incrementa hasta 0.015 para μ_{SIGL} de 4. El efecto del factor de importancia es notorio, ya que dichos valores picos se reducen a valores cercanos a 0.007 y 0.010, respectivamente. Es posible decir que el nivel de daño estructural esperado en los edificios es muy diferente y va desde prácticamente nulo para sistemas con periodos muy cortos o muy grandes, hasta alcanzar niveles de importancia para edificios con periodos cercanos a los 2 seg. A pesar de lo dicho, prácticamente ningún sistema de ocupación estándar excede el umbral de distorsión plástica de 0.013, asociado aquí con el nivel de desempeño denominado Seguridad de Vida. Lo anterior implica que todos los sistemas de ocupación estándar están en posición de cumplir con su principal objetivo de diseño, que es el de garantizar la Seguridad de Vida de los ocupantes de la edificación. En contraste con lo anterior está el caso de los sistemas que representan estructuras del grupo A. Aunque el factor de importancia de 1.5 ha tenido un impacto en términos de reducir las demandas de comportamiento plástico en los sistemas estructurales, las distorsiones plásticas de varios sistemas exceden el umbral de 0.003 correspondiente a Ocupación Inmediata, aun cuando los sistemas cuenten con una mayor rigidez (β de 0.08 y 0.06). Mientras que en el caso de μ_{SIGL} de 2 existen varios sistemas alrededor de 2 seg., que rebasan ligeramente el umbral de Ocupación Inmediata, en el caso de μ_{SIGL} de 4 y β de 0.10, 0.08 y 0.06 existe un elevado porcentaje de sistemas que rebasan de manera importante dicho umbral (con la consecuencia implícita de no garantizar la Ocupación Inmediata del edificio tras la ocurrencia del sismo de diseño).

2.5 Espectros de Rotación Plástica Constante, Caso Específico: Zona del Lago de la Ciudad de México

El modelo equivalente de 1GL no solo puede usarse para estimar la respuesta de los edificios esenciales durante la ocurrencia del sismo de diseño, sino también para estimar las resistencias de diseño que debieran tener dichos edificios para garantizar un desempeño estructural adecuado (en términos de garantizar el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata) y estudiar las demandas de ductilidad y distorsión de entrepiso asociadas a dichos suministros de resistencia. En la Figura 2.7 se muestran espectros de resistencia, ductilidad y distorsión de entrepiso correspondientes a una distorsión plástica de entrepiso de 0.003. Los espectros corresponden a la media + σ de los espectros correspondientes a cada movimiento del terreno. Conceptualmente, esta distorsión corresponde a una rotación plástica máxima en las vigas de los edificios de 0.005 (considerando $\Delta\theta = 0.002$), lo que implicaría que todas las estructuras esenciales representadas en dichos espectros quedan en Ocupación Inmediata después de la excitación sísmica de diseño.

Mientras que en la Figura 2.7a se muestra con una línea roja la resistencia requerida por los sistemas esenciales para mantenerse en Ocupación Inmediata después de la excitación sísmica de diseño ($\xi = 0.05$), los factores de importancia que según las resistencias mostradas en la Figura 2.7a requerirían ser usados para diseñar la resistencia de tales sistemas si se usaran los espectros de resistencia correspondientes a ductilidades de 2, 3 y 4 con $\xi=0.05$ se muestran en la Figura 2.8. Es notoria la dependencia del factor de importancia con el periodo del sistema estructural y la ductilidad del espectro de diseño de resistencia. Además, es posible concluir que el valor de 1.5 utilizado actualmente para el factor de importancia resulta en algunos casos altamente insuficiente para ductilidades de diseño de 3 y 4. En el caso de una ductilidad de dos, el valor de 1.5 resulta escaso en un rango de periodos que va desde aproximadamente 1.5 hasta 3 seg. De lo anterior es posible establecer dos conclusiones preliminares para el caso de estructuras esenciales desplantadas en suelos blandos: 1) Los sistemas esenciales no deben diseñarse con espectros de resistencia correspondientes a ductilidades mayores que 2; 2) Aún si se utiliza un espectro de resistencia asociado a una ductilidad de 2, el factor de importancia asociado a algunos edificios esenciales (particularmente aquellos cuyo periodo fundamental de vibración se acerque al valor de periodo dominante del terreno) puede llegar a ser mayor que 1.5.

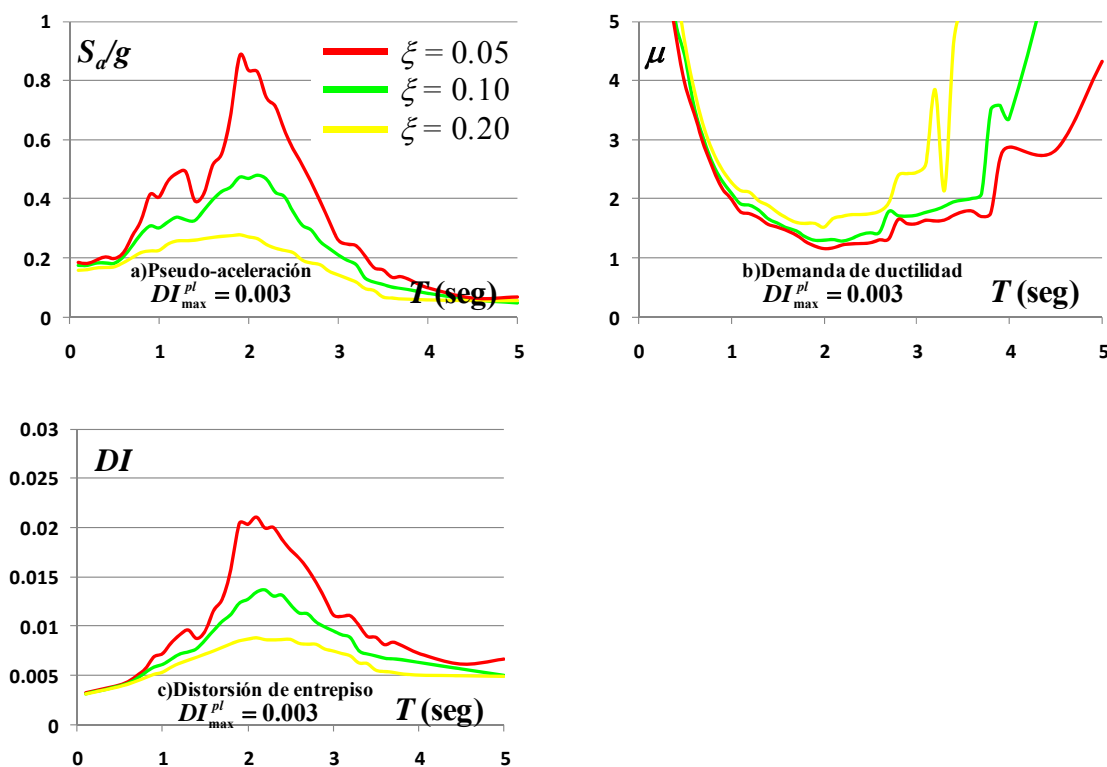


Figura 2.7 Resistencias requeridas para mantener los sistemas esenciales en Ocupación Inmediata y respectivas demandas de ductilidad y distorsión de entrapiso, suelo blando

En las Figuras 2.7b y 2.7c se muestran con líneas rojas las demandas de ductilidad y de distorsión máxima que corresponden a estructuras esenciales cuya resistencia está dada por el espectro mostrado en la Figura 2.7a (la línea roja denota sistemas con 5% de

amortiguamiento crítico). Nótese que la demanda de ductilidad exhibe una importante influencia con respecto al periodo del sistema y que dicha demanda disminuye considerablemente hasta alcanzar un valor ligeramente mayor que 1, conforme el periodo de la estructura se aproxima al periodo dominante del terreno. Lo anterior implica que mientras que una estructura esencial exhiba un periodo cercano al periodo dominante del terreno, ésta debe diseñarse, desde un punto de vista estructural, para permanecer prácticamente elástica durante la excitación sísmica de diseño. Obsérvese que la resistencia del sistema deja de ser relevante para controlar el nivel de daño estructural conforme su periodo se aleja del periodo dominante del terreno.

En términos de las distorsiones máximas de entrepiso, la Figura 2.7c muestra que éstas son altamente dependientes del periodo del edificio. Dichas distorsiones alcanzan valores picos de hasta 0.02 para sistemas con un periodo de 2 seg., valores que implicarían daños en sistemas no estructurales tradicionales, aún si estos fueran desligados del sistema estructural y detallados para acomodar deformaciones laterales de importancia. Un incremento de resistencia para reducir los niveles de daño estructural dentro de umbrales aceptables resulta, para sistemas con periodo cercano al periodo dominante del terreno, en incrementos en las demandas de distorsión y por tanto en exponer al sistema no estructural del sistema esencial a mayores daños no estructurales. Lo anterior refleja la enorme complejidad involucrada en el diseño de estructuras esenciales ubicadas en la Zona del Lago del Distrito Federal.

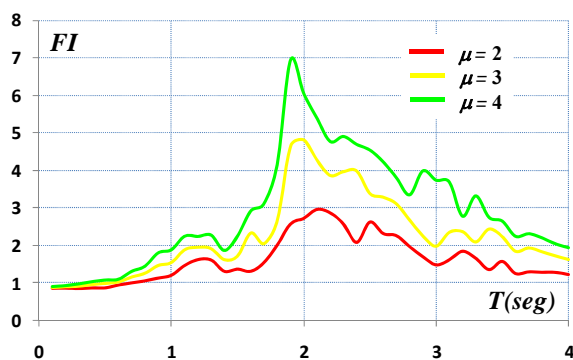


Figura 2.8 Factores de importancia requeridos para mantener los sistemas esenciales en Ocupación Inmediata, suelo blando

El efecto de un amortiguamiento adicional se muestra en la Figura 2.7. De las curvas, puede verse claramente el efecto benéfico de un incremento en el nivel de amortiguamiento de los sistemas esenciales, particularmente para aquellos cuyo periodo se aproxima al periodo dominante del terreno. Específicamente en el caso de la distorsión máxima de entrepiso y conforme se resume en la Figura 2.7c, un incremento de amortiguamiento de 5% al 20% del crítico resulta para sistemas con periodo de 2 seg., en una reducción de la distorsión máxima de 0.02 a 0.008. Este último valor de distorsión podría ser acomodado por sistemas no estructurales bien detallados y concebidos para acomodar deformaciones laterales de importancia. Puede concluirse que en terreno blando, mientras las estructuras de baja altura o de gran altura no requerirían de consideraciones especiales para su diseño y aun así resultarían en un desempeño sísmico adecuado, el uso de sistemas estructurales

tradicionales con 5% de amortiguamiento crítico y de un factor de importancia de 1.5 resultaría insuficiente para fomentar un desempeño estructural y no estructural adecuado de estructuras de mediana altura. En el último caso, se requeriría de sistemas disipadores de energía capaces de incrementar de manera sustancial el nivel de amortiguamiento del sistema estructural esencial.

2.6 Registros Acelerométricos Utilizados para el Caso de la Ciudad de Los Ángeles, California, Estados Unidos

En cuanto a los movimientos del terreno considerados para el caso de suelo firme, se utilizaron veinte movimientos establecidos como parte del *FEMA/SAC Steel Project* para representar el sismo de diseño correspondiente a suelos firmes ubicados en el centro de la ciudad de Los Ángeles, California, y una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años (Somerville et al. 1997). En la Figura 2.9 se muestran espectros de pseudo-aceleración para ductilidades de 2, 3 y 4, los cuales corresponden a la media más σ de los espectros obtenidos para los diferentes movimientos del terreno. Mientras que las ordenadas espectrales mostradas en la figura definen la resistencia lateral de los edificios de ocupación estándar, estas mismas ordenadas multiplicadas por 1.5 corresponden a la resistencia de los edificios esenciales.

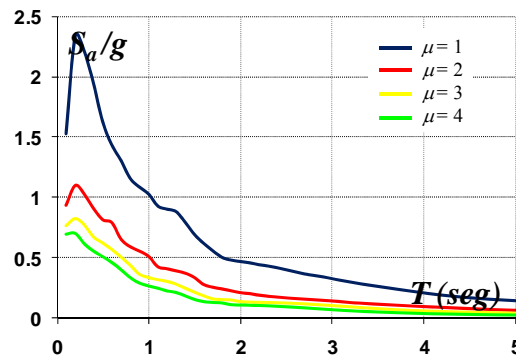


Figura 2.9 Espectros de resistencia para movimientos del terreno en suelo firme

2.7 Desempeño de Instalaciones Esenciales y de Ocupación Estándar Desplantadas en Suelo Firme, Caso Específico: Ciudad de Los Ángeles, California, Estados Unidos

Se establecieron modelos equivalentes de 1GL para edificios representativos de estructuras esenciales y de ocupación estándar. Como se mencionó previamente, se representaron edificios regulares estructurados con base en marcos rígidos de acero de 1 a 50 niveles. Se supuso que todos los edificios representados muestran una altura de entrepiso de 4 metros, y se asumieron valores de β de 0.10, 0.08 y 0.06 (Ecuación 2.8). De los análisis desarrollados, las demandas media + σ de ductilidad (μ_{max}) en los sistemas bajo consideración se presentan en la Figura 2.10. Conforme a lo esperado, en la Figura 2.10a se

muestra que las demandas de ductilidad en los sistemas con ocupación estándar oscilan alrededor de 2, 3 y 4. En cuanto a los sistemas esenciales y con la excepción de sistemas con periodos muy cortos, el impacto del factor de importancia de 1.5 es similar en todo el rango de periodos (Figura 2.10b). En particular, la demanda de ductilidad exhibe valores cercanos a 1.5, 2.0 y 2.5, los cuales pueden estimarse a partir de normalizar el valor de las ductilidades de diseño ($\mu = 2, 3$ y 4 , respectivamente), por el valor del factor de importancia.

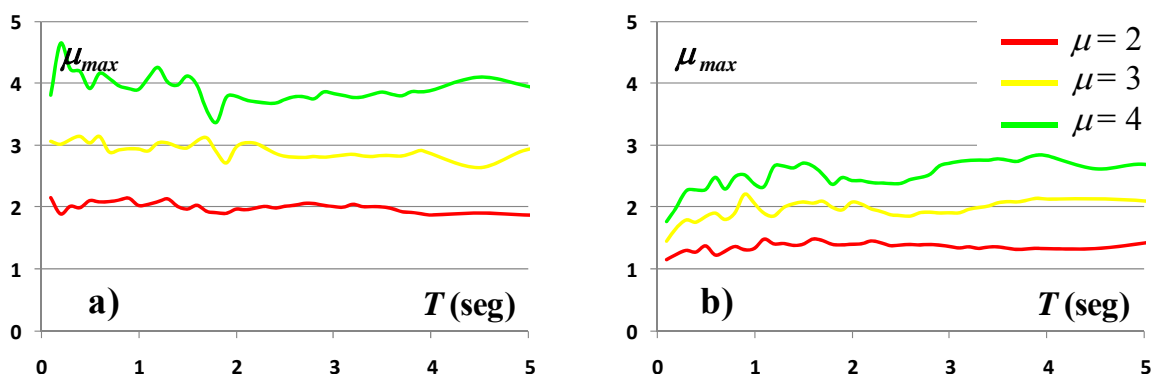


Figura 2.10 Demandas de ductilidad para sistemas sujetos a excitaciones registradas en suelo firme: a) Ocupación estándar, b) Esenciales

En términos del desempeño no estructural de los sistemas estudiados, es interesante notar que la demanda máxima de distorsión varía con el periodo (Figura 2.11) y que la diferente resistencia de los sistemas, ya sea porque fueron diseñados para diferente valor de μ_{SIGL} o porque su diseño contempló el factor de importancia, no tiene un impacto importante en dicha demanda. En general, independientemente del valor de μ_{SIGL} o de si la estructura es estándar o esencial, la distorsión exhibe un valor muy bajo para un periodo de cero, y se incrementa hasta alcanzar un valor cercano a 0.013 para sistemas con periodos que se encuentran en un rango que va de los 0.5 hasta los 1.5 seg. A partir de un periodo cercano a los 1.5 seg., la demanda máxima de distorsión tiende a reducirse con un incremento de periodo.

En la Figura 2.11 (incisos a, c, e y g) puede verse que existe un rango de periodos para edificaciones de mediana a gran altura (de 0.5 a 3.0 seg) donde las demandas de distorsión exceden un umbral de 0.010, lo que implica daño de consideración en sistemas no estructurales adosados al sistema estructural, o la necesidad de usar un detallado especial en los elementos no estructurales para desligarlos del sistema estructural. El hecho de rigidizar las estructuras 50% más (β de 0.08) en relación al caso de β de 0.10 hace que este rango de periodos se reduzca (de 0.5 a 1.5 seg) y en el caso de un incremento de rigidez de aproximadamente tres veces (β de 0.06) en relación al caso de referencia (β de 0.10), los sistemas cumplen con un umbral de distorsión máxima de 0.010.

En cuanto al desempeño estructural de los sistemas estudiados (Figura 2.11 incisos b, d, f y h), se puede decir que en general e independientemente del valor de μ_{SIGL} utilizado para diseñar los sistemas de ocupación estándar, su distorsión plástica exhibe un valor muy

bajo para un periodo de cero, y se incrementa hasta alcanzar un valor pico que se mantiene razonablemente constante para sistemas con periodos que van desde 0.5 hasta 1.5 seg. A partir de 1.5 seg., la distorsión plástica máxima tiende a reducirse con un incremento de periodo.

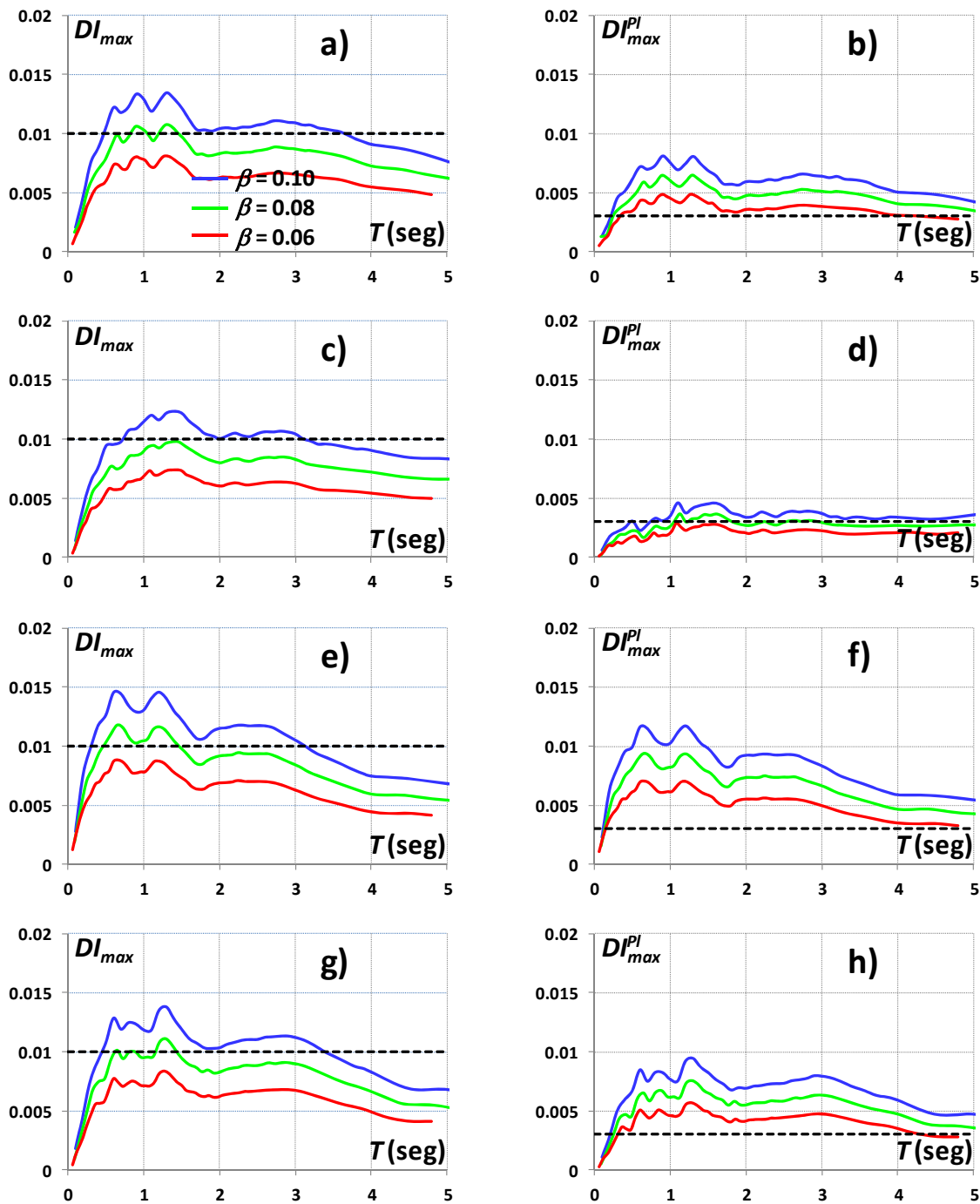


Figura 2.11 Demandas de DI_{max} y DI_{max}^{pl} para sistemas sujetos a registros de suelo firme: a, b) Estándar, $\mu = 2$; c, d) Esencial, $\mu = 2$; e, f) Estándar, $\mu = 4$; g, h) Esencial, $\mu = 4$

En términos del efecto de la resistencia en sistemas de ocupación estándar, mientras que el valor pico de distorsión plástica alcanza valores cercanos a 0.008 para μ_{SIGL} de 2, este valor se incrementa hasta 0.012 para μ_{SIGL} de 4. El efecto del factor de importancia es notorio, ya que primero, dichos valores picos se reducen a valores cercanos a 0.004 y 0.009, respectivamente; y segundo, el valor de distorsión tiende a perder su dependencia con respecto al periodo en un amplio rango de periodos.

Ningún sistema de ocupación estándar excede el umbral de distorsión plástica de 0.013, asociado aquí con el nivel de desempeño denominado Seguridad de Vida. Lo anterior implica que todos los sistemas de ocupación estándar están en posición de cumplir con su principal objetivo de diseño. En el caso de los sistemas que representan edificios esenciales, el factor de importancia de 1.5 ha tenido un impacto importante en términos de reducir las demandas de comportamiento plástico en los sistemas estructurales, de tal manera que para el caso de μ_{SIGL} de 2, pocos sistemas exceden el umbral de 0.003 planteado para Ocupación Inmediata. En el caso de μ_{SIGL} de 4 existen un gran porcentaje de sistemas que rebasan de manera importante dicho umbral (con la consecuencia implícita de no garantizar la Ocupación Inmediata de las instalaciones tras la ocurrencia del sismo de diseño).

2.8 Espectros de Rotación Plástica Constante, Caso Específico: Ciudad de Los Ángeles, California, Estados Unidos

Como se mencionó antes, el modelo equivalente puede utilizarse para estimar las resistencias de diseño que debieran tener los edificios para garantizar un desempeño estructural adecuado en términos de garantizar su Ocupación Inmediata, y estudiar las demandas de ductilidad y distorsión de entrepiso asociadas a dichos suministros de resistencia. En la Figura 2.12 se muestran espectros de resistencia y distorsión de entrepiso correspondientes a una distorsión plástica de entrepiso de 0.003. Los espectros corresponden a la media + σ de los espectros correspondientes a cada movimiento del terreno. Mientras que la resistencia requerida por los sistemas esenciales para mantenerse en Ocupación Inmediata después de la excitación sísmica de diseño se presenta en la Figura 2.12a, la Figura 2.13 muestra los factores de importancia que según las resistencias mostradas en la Figura 2.12a requerirían ser usados para diseñar la resistencia de tales sistemas esenciales si se usaran los espectros de resistencia correspondientes a ductilidades de 2, 3 y 4. Es notoria la dependencia del factor de importancia respecto a la ductilidad del espectro de diseño de resistencia. Además, es posible concluir de manera preliminar que si se utiliza un espectro de ductilidad de 2 para diseñar la resistencia de las estructuras esenciales ubicadas en terreno firme, un factor de importancia de 1.5 dará resultados razonables en términos de mantenerlos en Ocupación Inmediata después del sismo de diseño.

En términos de la distorsión máxima de entrepiso, de la Figura 2.12b puede decirse que exceptuando a sistemas con periodos muy cortos o muy largos, ésta se mantiene sensiblemente constante y con valores cercanos a 0.010. Estos valores implican que con un

buen detallado los sistemas no estructurales podrían sobrevivir al sismo de diseño en buen estado.

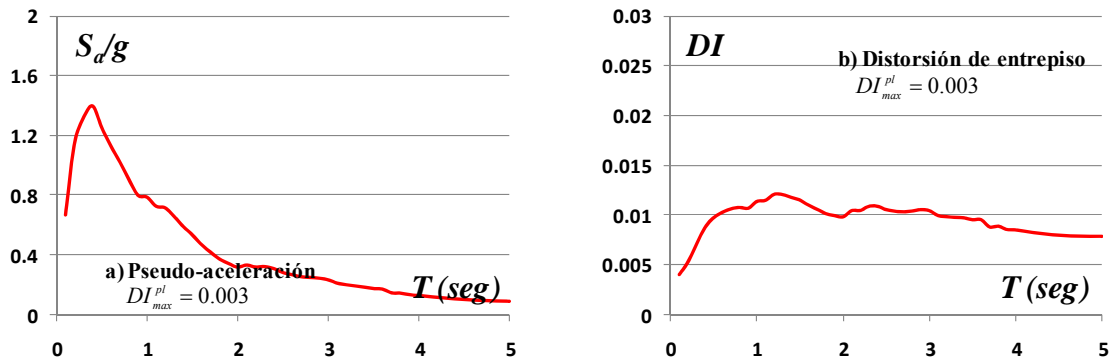


Figura 2.12 Resistencias requeridas para mantener los sistemas esenciales en Ocupación Inmediata y respectivas demandas de distorsión de entrepiso, suelo firme

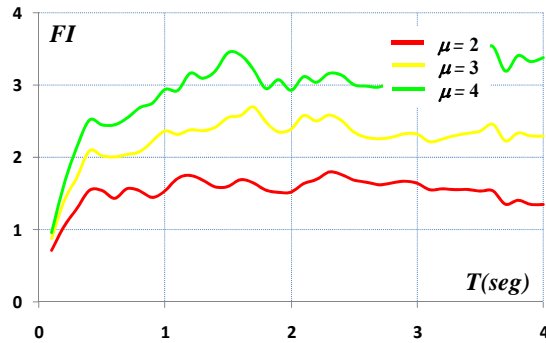


Figura 2.13 Factores de importancia requeridos para mantener los sistemas esenciales en Ocupación Inmediata, suelo firme

2.9 Conclusiones Preliminares

Aunque los resultados presentados pueden considerarse de naturaleza preliminar por haber sido obtenidos a partir de sistemas equivalentes cuyo planteamiento requiere de suposiciones que limitan el alcance del estudio, las conclusiones obtenidas ayudan a entender el comportamiento de estructuras esenciales sometidas a movimientos fuertes de terreno.

En primer lugar es importante hacer notar que se han definido, para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, lo que serán para el presente trabajo los umbrales para la distorsión máxima de entrepiso y la rotación plástica en elementos estructurales. Particularmente, se ha adoptado como límite para la rotación plástica de los elementos estructurales el valor de 0.005, y el valor de 0.010 para la distorsión de entrepiso que limita

adecuadamente el daño en elementos no estructurales convenientemente desligados del sistema estructural.

Además puede decirse que el uso de un factor de importancia de 1.5 ha dado lugar en suelos firmes a sistemas esenciales que pueden satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. En contraste con esto, el desempeño estructural de sistemas esenciales en suelos blandos depende de manera muy importante de su periodo, ya que mientras aquellos sistemas que presentan un periodo cercano al periodo dominante del terreno exhiben un desempeño estructural inadecuado, aquellos que se alejan de dicho periodo no requieren de consideraciones especiales en cuanto a su diseño de resistencia. En particular, los sistemas que poseen un periodo similar al periodo dominante del terreno deben diseñarse para permanecer prácticamente elásticos durante la excitación sísmica de diseño.

Independientemente del detallado utilizado en los elementos estructurales de una estructura esencial, no es conveniente considerar ductilidades mayores que 2 durante su diseño de resistencia. Aunque puede ser deseable proporcionar detallado dúctil al sistema estructural de un edificio esencial, la necesidad de mantener su sistema estructural en Ocupación Inmediata después de la excitación sísmica de diseño puede implicar restringir de manera importante sus demandas plásticas de deformación. Bajo estas circunstancias, no es posible aprovechar la capacidad de deformación plástica del sistema estructural para reducir las fuerzas laterales de diseño.

En cuanto al desempeño no estructural de los sistemas esenciales, un gran porcentaje exhibe distorsiones de entrepiso iguales o mayores que 0.010. Lo anterior implica que el desempeño de los sistemas no estructurales solo será adecuado si se usa un detallado especial, de tal manera de desligarlos del sistema estructural de la edificación. En cuanto a las estructuras del grupo A ubicadas en suelos blandos y cuyo periodo se acerca al periodo dominante del terreno, mantenerlas prácticamente elásticas durante el sismo de diseño para garantizar un desempeño estructural adecuado resulta en distorsiones cercanas a 0.020, demanda que implicaría daños en sistemas no estructurales tradicionales, aún si estos fueran desligados del sistema estructural y detallados para acomodar deformaciones laterales de importancia. Bajo estas circunstancias, una manera de hacer posible de manera simultánea desempeños estructural y no estructural adecuados es el uso de sistemas disipadores de energía.

CAPÍTULO 3.

**METODOLOGÍA DE DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO DE
ESTRUCTURAS ESENCIALES**

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS ESENCIALES

En el presente capítulo se propone una metodología de diseño sismorresistente que complementa los conceptos de diseño por desempeño y diseño por capacidad para controlar los niveles de daño estructural y no estructural en instalaciones esenciales. La metodología aplica a edificaciones estructuradas con base en marcos rígidos, y contempla la acción de un evento sísmico intenso. Para mantener el daño estructural y no estructural dentro de umbrales aceptables previamente establecidos, se controlan simultáneamente las demandas máximas de rotación plástica en los elementos estructurales y las demandas máximas de distorsión de entrepiso. Los resultados obtenidos de la evaluación de la respuesta sísmica de marcos diseñados conforme a la metodología, muestran que ésta resulta en sistemas estructurales capaces de controlar sus demandas sísmicas dentro de umbrales planteados como parte de la definición de los objetivos de diseño.

3.1 Motivación

Se ha comentado anteriormente el mal desempeño sísmico que han tenido algunas estructuras durante sismos como los de Michoacán 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995. El pobre desempeño sísmico puede atribuirse principalmente a algunas de las deficiencias y lagunas existentes en los procedimientos actuales de diseño sísmico. En particular, el énfasis que se pone en la resistencia de la estructura, y la falta de atención a demandas que pueden ser relevantes en su desempeño sísmico, hacen imposible para el diseñador considerar todos los aspectos de importancia durante el diseño sismorresistente.

La función del ingeniero estructural trasciende al diseño de estructuras que no fallen y alcanza la obligación de satisfacer las muchas necesidades y expectativas técnicas y socioeconómicas, que surgen alrededor de la construcción de obras de ingeniería civil. La evolución de la sociedad civil y las lecciones aprendidas de la ocurrencia de diversos sismos han impuesto al ingeniero estructural la obligación de actualizar sus conocimientos y procedimientos de diseño, de tal manera que éstos no solo se enfoquen en el diseño de estructuras que no colapsen durante eventos sísmicos severos, sino en el control del daño en las mismas y sus contenidos acorde a su función e importancia.

Se ha observado que los niveles de daño no estructural y estructural que un edificio exhibe después de una excitación sísmica, dependen de los valores que durante la misma adquiere el desplazamiento máximo. De igual manera, se ha llegado a la conclusión de que los contenidos de las estructuras son susceptibles a los niveles de velocidad y aceleración. En particular, mientras estos parámetros de respuesta (desplazamiento, velocidad y aceleración) se incrementan, mayor es el nivel de daño o degradación esperado en la estructura y sus contenidos. Dentro de este contexto, las propiedades estructurales que deben suministrarse a una estructura deben ser tales que controlen su respuesta lateral

durante el sismo dentro de umbrales que sean congruentes con el nivel de daño o desempeño deseado para los elementos estructurales, elementos no estructurales y los contenidos de la estructura.

Mientras que las estructuras esenciales de baja o gran altura ubicadas en suelos blandos no requieren de consideraciones especiales para su diseño y aun así resultarían en un desempeño sísmico adecuado; el uso de sistemas estructurales tradicionales con 5% de amortiguamiento crítico y de un factor de importancia de 1.5 resulta insuficiente para fomentar un desempeño estructural y no estructural adecuado en estructuras de mediana altura con periodos cercanos al dominante del terreno (considerado igual a 2 seg en el presente trabajo). Incluso se discutió la posibilidad de utilizar sistemas disipadores de energía como una manera de mantener las demandas sísmicas dentro de umbrales aceptables de respuesta.

Dado que el uso de un factor de importancia durante el diseño sismorresistente de estructuras esenciales desplantadas en terreno blando muestra limitaciones, y dada la necesidad de mantener estas estructuras en Ocupación Inmediata después de ser sometidas al sismo de diseño, en el presente capítulo se plantea una metodología de diseño que complementa los conceptos de diseño por capacidad y diseño por desempeño para promover un desempeño adecuado de estructuras esenciales sometidas a movimientos severos de terreno. Lo anterior se logra por medio de controlar simultáneamente las demandas máximas de rotación plástica en los elementos estructurales y las demandas máximas de distorsión de entrepiso, a través de proporcionar al sistema una rigidez lateral y una resistencia lateral adecuadas.

3.2 Descripción de la Metodología de Diseño Basado en Desempeño de Estructuras Esenciales

La metodología de diseño es aplicable al diseño de estructuras esenciales conformadas por marcos resistentes a momento que exhiben, tanto en planta como en elevación, regularidad en términos de su geometría, resistencia, rigidez y masa.

La metodología, mostrada esquemáticamente en la Figura 3.1, considera que las estructuras deben cumplir con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata después de ocurrido el sismo de diseño. En un contexto cualitativo podría decirse que el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata se cumple cuando después de la ocurrencia del sismo los elementos estructurales muestran daño leve y se presenta daño no estructural tal que no restrinja el acceso a las instalaciones. Cuantitativamente, para asegurar un comportamiento estructural y no estructural adecuados, la metodología de diseño requiere que las demandas máximas de rotación plástica (θ_p^{max}) y de distorsión de entrepiso (DI_{max}) queden por debajo de límites preestablecidos (θ_p^{OI} y DI_{NE}^{OI} , respectivamente) de acuerdo con el desempeño deseado.

El proceso de diseño comienza con la selección del material estructural y la definición del sistema estructural y su configuración geométrica. En esta primera etapa se

define también el tipo de elementos no estructurales a utilizar. En términos de los sistemas estructural y no estructural elegidos, se establecen los límites aceptables de rotación plástica y distorsión máxima de entrepiso para cumplir con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (θ_p^{OI} y DI_{NE}^{OI} , respectivamente). De acuerdo con estos límites se establecen los umbrales de diseño para θ_p^{max} y DI_{max} , respectivamente. Una vez que el valor de θ_p^{max} queda establecido, puede establecerse un valor límite para DI_{max}^{pl} mediante la Ecuación 2.7.

En términos del sistema no estructural, se ejemplifica el uso de la metodología para umbrales de distorsión máxima de entrepiso de 0.007 y 0.010. Asimismo el valor adoptado para la rotación plástica máxima que asegura Ocupación Inmediata de la estructura ante el sismo de diseño es de 0.005.

Dado que el diseño basado en espectros de resistencia de ductilidad constante puede conducir a un desempeño sísmico inadecuado, para fines de uso de la metodología propuesta, se definen espectros de distorsión plástica máxima (DI_{max}^{pl}) constante. Dentro de este contexto, la relación establecida por el modelo equivalente de un 1GL entre DI_{max}^{pl} y las demandas de desplazamiento (Ecuaciones 2.1 y 2.4 a 2.8) requiere de la disponibilidad de un valor de β , de tal manera que la metodología requiere de la suposición de un valor inicial para este parámetro (por ejemplo 0.10). Con el valor de β y dado que se conoce el número de niveles de la estructura por diseñar, puede estimarse el periodo fundamental de vibración de los marcos mediante la Ecuación 2.8.

El valor de DI_{max} puede usarse para establecer un valor de diseño para el desplazamiento lateral máximo de azotea de acuerdo con lo siguiente (el significado de todas las variables ha sido definido en el capítulo 2):

$$\delta_{max} = \frac{DI_{max}H}{COD} \quad (3.1)$$

Con base en las demandas de ductilidad estimadas en la Figura 2.7b y los valores de α y COD mostrados en las Tablas 2.1 y 2.2, la Figura 3.2 muestra ayudas de diseño para calcular los valores de COD y α necesarios para la aplicación de la metodología propuesta (Díaz et al., 2011, Díaz et al., 2012). Como ejemplo, la Figura 3.2a presenta la variación de COD como función del periodo de los marcos por diseñar y T_g , para distintos valores de β . Nótese que el ejemplo desarrollado considera un T_g de 2 seg.

El periodo fundamental de vibración objetivo (T_{obj}) de los marcos por diseñar puede estimarse a través de un espectro de desplazamientos para DI_{max}^{pl} constante (Figura 3.3b) y el valor normalizado de δ_{max} . Note que, δ_{max} debe normalizarse por α para tomar en consideración los efectos de múltiples grados de libertad. El valor del parámetro α puede calcularse con la ayuda de diseño mostrada en la Figura 3.2b, la cual se formula a partir de consideraciones similares a las usadas para establecer la Figura 3.2a. Obsérvese que el espectro de desplazamientos de diseño corresponde a valores específicos de DI_{max}^{pl} y β , y que un 5% de amortiguamiento crítico (valor utilizado en los espectros mostrados)

representa un límite inferior razonable para materiales estructurales que alcanzan o exceden su esfuerzo de fluencia (Chopra 2001).

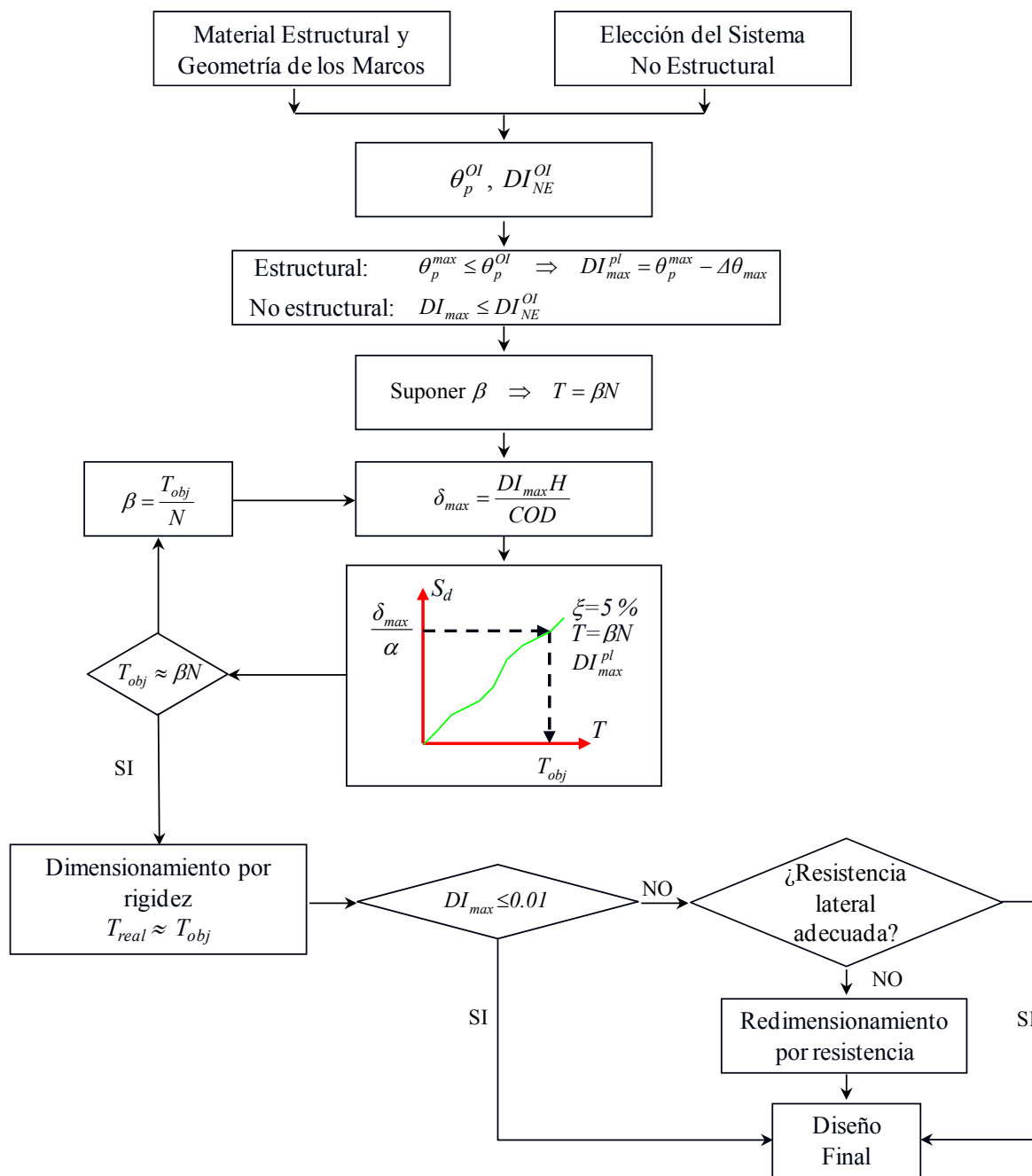


Figura 3.1 Metodología de diseño basado en desplazamientos

Una vez que se estima T_{obj} , debe revisarse que su valor sea congruente con el valor planteado inicialmente para β . Si T_{obj} es aproximadamente igual a βN , se procede a dimensionar los elementos estructurales de tal manera que el periodo fundamental de vibración de la estructura sea similar a T_{obj} . En caso contrario, se actualiza el valor de β y se lleva a cabo una iteración. En esta etapa de diseño se considera que las dimensiones de

vigas y columnas son adecuadas si proporcionan a la estructura la rigidez lateral necesaria para que el periodo de la estructura sea semejante a T_{obj} . Una vez que las vigas y columnas de los marcos son dimensionadas, la metodología procede a su etapa final; si es que los umbrales de diseño propuestos para DI_{max} no exceden de 0.010. El diseño final consiste en dos tareas: a) la verificación del diseño preliminar mediante una serie de análisis dinámicos no lineales y, b) el ajuste del tamaño de vigas y columnas de tal manera que los marcos diseñados cumplan adecuadamente con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. El uso de la metodología aquí presentada para el diseño preliminar de marcos que conforman estructuras esenciales, lleva a la versión final de la estructura diseñada con pocas o ninguna iteración.

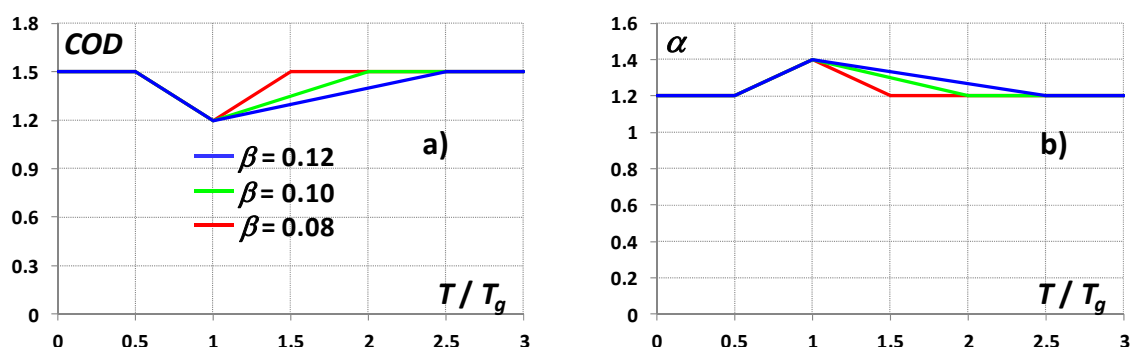


Figura 3.2 Valores recomendados para parámetros involucrados en el diseño preliminar de marcos que forman parte de estructuras esenciales ($\theta_p^{max} = 0.005$, $\xi = 0.05$): a) COD ; b) α correspondiente a edificios de cinco o más niveles ($N = 5+$)

En el caso que la distorsión máxima de diseño DI_{max} sea mayor que 0.010, es necesario revisar que la resistencia lateral del marco sea suficiente con respecto a la requerida de acuerdo al espectro de resistencia de diseño. En este sentido, el coeficiente sísmico estimado para los marcos a partir de un análisis estático no lineal debe ser adecuado cuando se le compara con la ordenada del espectro de resistencia correspondiente al periodo real de los marcos. En el caso de que la resistencia lateral de los marcos sea insuficiente, las vigas y las columnas deben ser rediseñadas para corregir las deficiencias encontradas. Esta revisión será ilustrada en los ejemplos desarrollados en la siguiente sección.

3.3 Ejemplos de Diseño, Edificio de 8 Niveles

Para ilustrar la aplicación de la metodología se diseñan una serie de marcos que alojan instalaciones esenciales. Dichos marcos también se diseñan con la normatividad vigente en la Ciudad de México y se compara el desempeño sísmico que muestran los dos grupos de marcos: los diseñados con métodos tradicionales y aquellos diseñados con la metodología innovadora presentada en esta tesis.

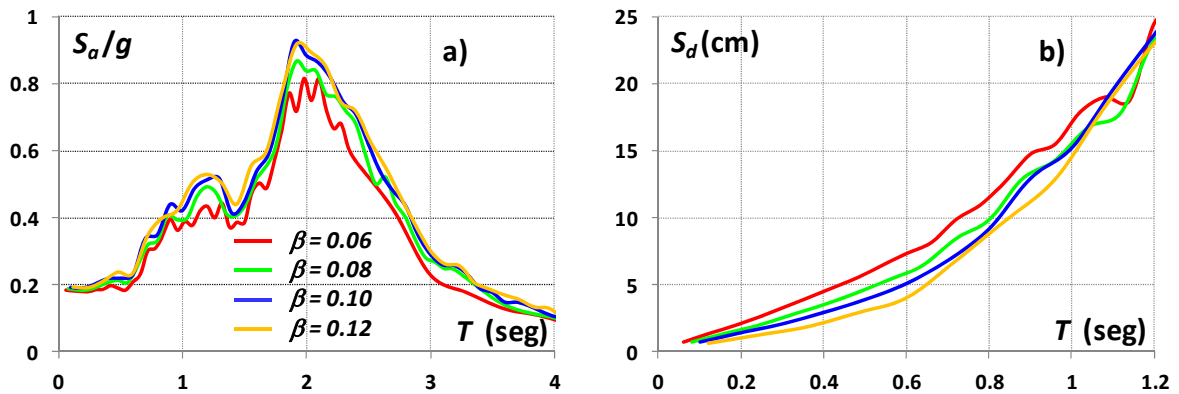


Figura 3.3 Espectros de diseño para $DI_{max}^{pl} = 0.003$ y $\xi = 0.05$: a) Resistencia; b) Desplazamiento

En primer lugar, se diseñan dos versiones de un edificio de 8 niveles estructurado con base en marcos rígidos de acero (Modelo 8N-1 y Modelo 8N-2) y desplantado en la Zona del Lago del Distrito Federal. Los dos modelos comparten tanto la configuración como el material estructural, y se diferencian en términos de la cuantificación que se hace de sus objetivos de diseño. En particular, mientras que la primera versión se diseña para una DI_{max} de 0.007, la segunda versión considera un valor límite de 0.010 para este parámetro. En términos del desempeño estructural, ambos modelos se diseñan para no exceder un umbral de rotación plástica θ_p^{max} de 0.005. Además, los marcos fueron diseñados conforme al enfoque de diseño por capacidad para que desarrollen mecanismos de *viga débil-columna fuerte*.

Los marcos estudiados conforman un edificio de 8 niveles con altura de entrepiso de 3 m, y con planta simétrica de 18 m \times 18 m. Los marcos de acero se estructuran con base en vigas conformadas por perfiles W y columnas de sección cajón cuadradas. La planta y elevación de los marcos se esquematizan en la Figura 3.4. Vale la pena mencionar que el diseño contempla tres cambios de secciones en altura, ya que se conservan las mismas secciones en los niveles 1 a 3, 4 a 6 y 7 y 8.

Para iniciar con la metodología de diseño propuesta, debe contarse con espectros de desplazamiento para el sismo de diseño. Si se supone que $\Delta\theta = 0.002$, de la Ecuación 2.7 se obtiene $DI_{max}^{pl} = 0.003$ para una θ_p^{max} de 0.005. Dado que la rotación plástica máxima de diseño es la misma, ambas versiones del edificio requieren que se formule el espectro de desplazamientos de diseño para una DI_{max}^{pl} de 0.003. Espectros de diseño de desplazamiento correspondientes a dos valores de β se muestran en la Figura 3.5. Los espectros se establecieron a partir de la media + σ de los valores correspondientes a la ordenada espectral asociada a cada uno de los registros incluidos en la Tabla 2.3.

Con los espectros de desplazamiento previamente definidos, se procedió a usar la metodología propuesta para el diseño de las dos versiones del edificio de 8 pisos. En una primera iteración se consideró β de 0.10, de tal manera que el periodo fundamental de vibración estimado inicialmente para ambas versiones fue de $0.10 \times 8 = 0.8$ seg. Dado que $T_g = 2.0$ seg y $T/T_g = 0.4$, las ayudas de diseño de la Figura 3.2 asignan valores de 1.5 y 1.2

para COD y α , respectivamente. De acuerdo con la Ecuación 3.1, δ_{max} adopta valores de 11.20 y 16.0 cm, respectivamente, para el Modelo 8N-1 y el Modelo 8N-2 (nótese que las distorsiones de diseño no son las mismas para ambas versiones del edificio). Los últimos valores llevaron a valores normalizados δ_{max} / α de 9.3 y 13.3 cm. Conforme al diagrama de flujo de la Figura 3.1 y al espectro de desplazamientos utilizado, se obtiene un T_{obj} de 0.8 seg., para el Modelo 8N-1 y, después de una sola iteración, un valor de 0.96 seg para el Modelo 8N-2 (para este último caso el valor final de β resultó ser 0.12 al recalcularse el valor inicial propuesto de 0.10). En la Figura 3.5 se resume la manera cómo se estima el valor de T_{obj} para las dos versiones del edificio.

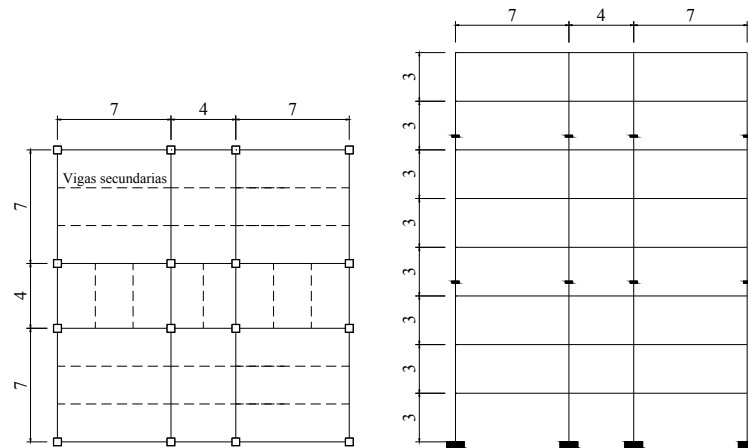


Figura 3.4 Vista en planta y elevación de la estructura de ocho niveles (dimensiones en metros)

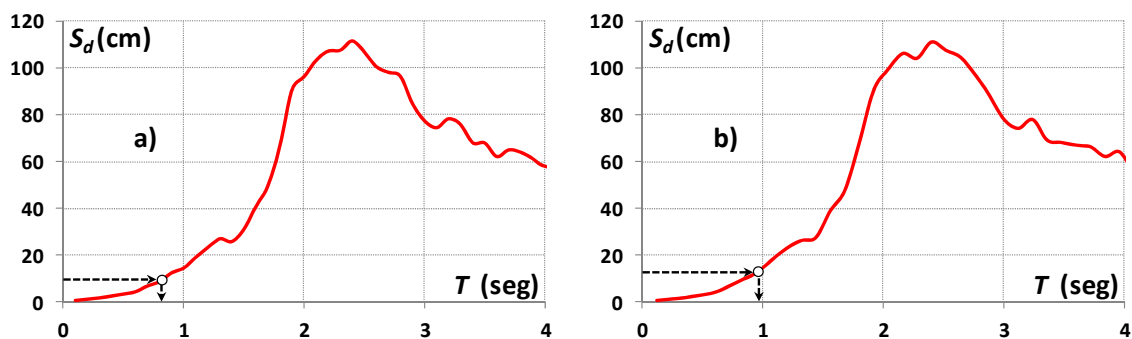


Figura 3.5 Determinación de T_{obj} : a) Modelo 8N-1 ($\beta = 0.10$); b) Modelo 8N-2 ($\beta = 0.12$)

Conforme al diagrama de flujo esquematizado en la Figura 3.1, en la siguiente etapa de diseño deben dimensionarse los elementos estructurales de manera que el periodo fundamental de los marcos sea lo suficientemente cercano al valor de T_{obj} . Durante el dimensionado por rigidez de los elementos estructurales, vale la pena revisar que cumplan con la resistencia adecuada para soportar los elementos mecánicos derivados de la carga gravitacional y que al mismo tiempo se cumpla con el enfoque de *viga débil-columna fuerte*. Se diseñaron las correspondientes vigas secundarias de la estructura y su peso fue considerado durante la etapa de diseño, debido a que su peso no varía significativamente de un modelo a otro, sus dimensiones no son reportadas, pero si se considera que aportan soporte lateral a las vigas principales. En la Tabla 3.1 se resumen las dimensiones de vigas

principales y columnas para las dos versiones del edificio. Mientras que para el Modelo 8N-1 se obtiene un T_{real} de 0.81 seg, para el Modelo 8N-2 se obtuvo un periodo de 0.97 seg. En ambos casos, se consideró acero A36 para los elementos estructurales de los marcos.

Tabla 3.1 Secciones transversales de vigas y columnas del Modelo 8N-1 y Modelo 8N-2

Niveles	Modelo 8N-1			Modelo 8N-2		
	Columnas		Vigas	Columnas		Vigas
	Lado (mm)	Espesor de placa (mm)	Sección	Lado (mm)	Espesor de placa (mm)	Sección
1-3	700	31.75	W18X97	600	25.40	W18X86
4-6	650	25.40	W18X76	550	19.05	W18X76
7-8	600	25.40	W18X71	500	19.05	W18X60

Una vez que se dispone de las dimensiones de vigas y columnas, se procede a la parte final de la metodología, para lo cual se prepararon modelos analíticos para llevar a cabo una serie de análisis no lineales con el programa DRAIN 2DX (Prakash et al. 1993). Para ello, se modelaron dos marcos de los cuatro que conforman cada versión del edificio con sus propiedades de rigidez y resistencia duplicadas. Dada la regularidad en planta del sistema estructural, es posible estimar de manera razonable su respuesta dinámica a través de un modelo plano (dos dimensiones). Mientras que las vigas de los modelos contemplan un comportamiento bilineal con 2% de endurecimiento por deformación, el modelo de las columnas considera el efecto combinado de la carga axial y el momento flexionante, y un comportamiento bilineal sin endurecimiento por deformación. La resistencia nominal del acero se incrementó en 20% para que reflejara el esfuerzo de fluencia esperado en el campo (Wong 2009). Se consideraron los efectos $P-\Delta$ mediante el planteamiento de una matriz de rigidez geométrica y se supuso que las bases de las columnas de la planta baja están empotradas. Durante los análisis dinámicos no lineales, se consideró un amortiguamiento del 5% del crítico para los dos primeros modos de vibración a través de una matriz de Rayleigh.

Las dos versiones del edificio se sometieron a la acción de los siete registros referidos en la Tabla 2.3 y se obtuvo su respuesta dinámica. En la Figura 3.6 se muestra la media + σ de las demandas en altura de distorsión máxima de entrepiso y de rotación plástica máxima. Puede verse en primer lugar que ambos modelos son capaces de controlar adecuadamente las demandas de DI_{max} (Figura 3.6a y Figura 3.6c) dentro de los umbrales de diseño establecidos como parte de la definición de los objetivos de diseño.

En segundo lugar, se observa que en términos de su desempeño estructural, los dos modelos también cumplen con sus objetivos de diseño. Por un lado, puede verse que las demandas de θ_p^{max} mostradas en la Figura 3.6d y que corresponden al Modelo 8N-2, están cerca de su umbral de diseño de 0.005, y que éstas son mayores que aquellas presentadas en la Figura 3.6b para el Modelo 8N-1. Lo anterior puede explicarse por el hecho de que el umbral para la distorsión máxima de entrepiso para el Modelo 8N-1 es menor, de tal manera que sus marcos deben aportar mayor rigidez lateral y por tanto, deben contar con elementos estructurales más robustos. Por otro lado, las bajas demandas de θ_p^{max} mostradas en la Figura 3.6b muestran la baja probabilidad de que los elementos estructurales de los marcos diseñados para $DI_{max} < 0.010$ tengan que ser redimensionados en términos de su

resistencia. No resulta sorprendente ver que las demandas de θ_p^{max} mostradas en la Figura 3.6d reflejan la importancia de revisar la resistencia lateral de marcos diseñados para exhibir una $DI_{max} > 0.010$. Lo anterior ilustra el hecho de que si la distorsión permisible o de diseño de los marcos diseñados crece, el dimensionado de vigas y columnas puede llegar a quedar gobernado por consideraciones de resistencia y no de rigidez.

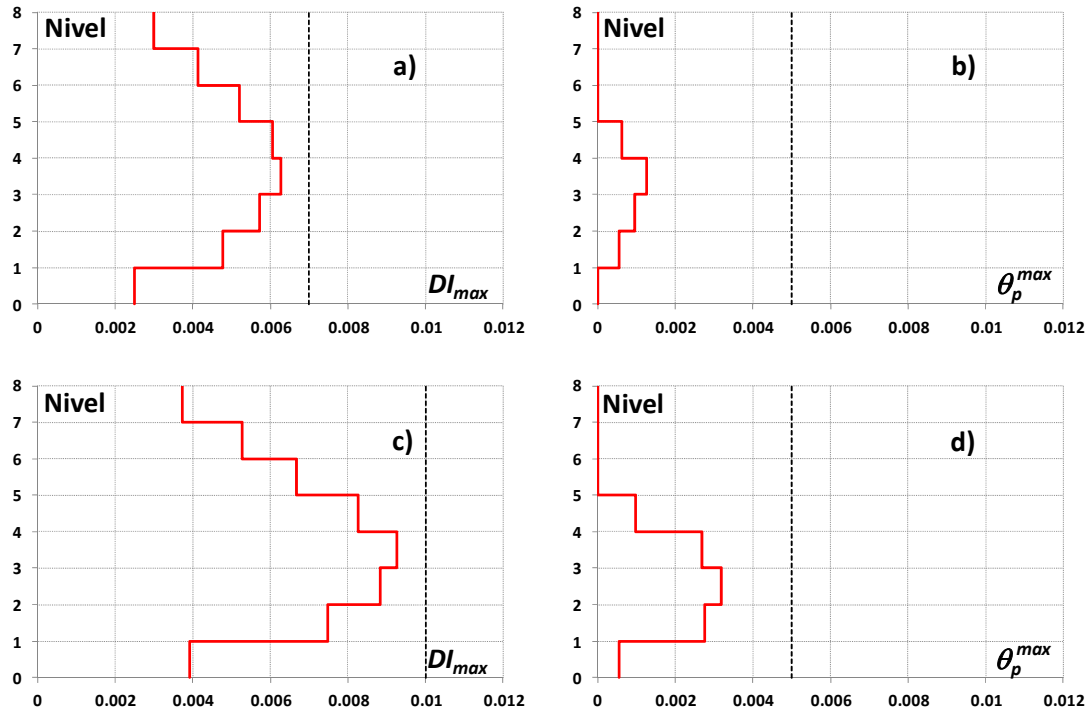


Figura 3.6 Demandas máximas de deformación en altura para ambas versiones del edificio:
a) DI_{max} , Modelo 8N-1; b) θ_p^{max} , Modelo 8N-1; c) DI_{max} , Modelo 8N-2; d) θ_p^{max} , Modelo 8N-2

En cuanto a la efectividad de la metodología de diseño, puede decirse que para el edificio de 8 pisos, su aplicación a las dos versiones resultó en diseños que cumplieron adecuadamente con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Aun así y sólo para ilustrar la revisión por resistencia que se requiere para los marcos diseñados para $DI_{max} > 0.010$, la Figura 3.7 muestra las curvas de capacidad y los espectros de resistencia de diseño para las dos versiones del edificio. En términos de la resistencia lateral requerida, en las Figuras 3.7a y 3.7c se estiman coeficientes sísmicos de diseño de 0.36 y 0.43 de acuerdo con el valor del periodo fundamental de vibración de los Modelos 8N-1 y 8N-2, respectivamente. En cuanto al coeficiente sísmico de los marcos, la idealización bilineal de las curvas de capacidad presentada en las Figuras 3.7b y 3.7d estima valores de 0.55 y 0.42, respectivamente.

Si se considera la regularidad del sistema estructural, la respuesta de las dos versiones del edificio queda dominada por su primer modo de vibrar. Dado que este primer modo excita alrededor del 85% del total de la masa del edificio, las demandas de resistencia en términos del coeficiente sísmico pueden expresarse como $0.85 \times 0.36 = 0.31$ y $0.85 \times 0.43 = 0.37$ para los Modelos 8N-1 y 8N-2, respectivamente. Mientras que el Modelo 8N-1

desarrolla una resistencia significativamente mayor respecto a su demanda (0.55 vs 0.31), el Modelo 8N-2, diseñado para $DI_{max} = 0.010$, muestra un balance más cercano en términos de su resistencia (0.42 vs 0.37). Lo anterior conduce a la idea de que para los casos particulares estudiados hasta aquí, cuando se usen umbrales de distorsión de entrepiso mayores que 0.010, el diseño puede quedar regido por consideraciones de resistencia y no de rigidez.

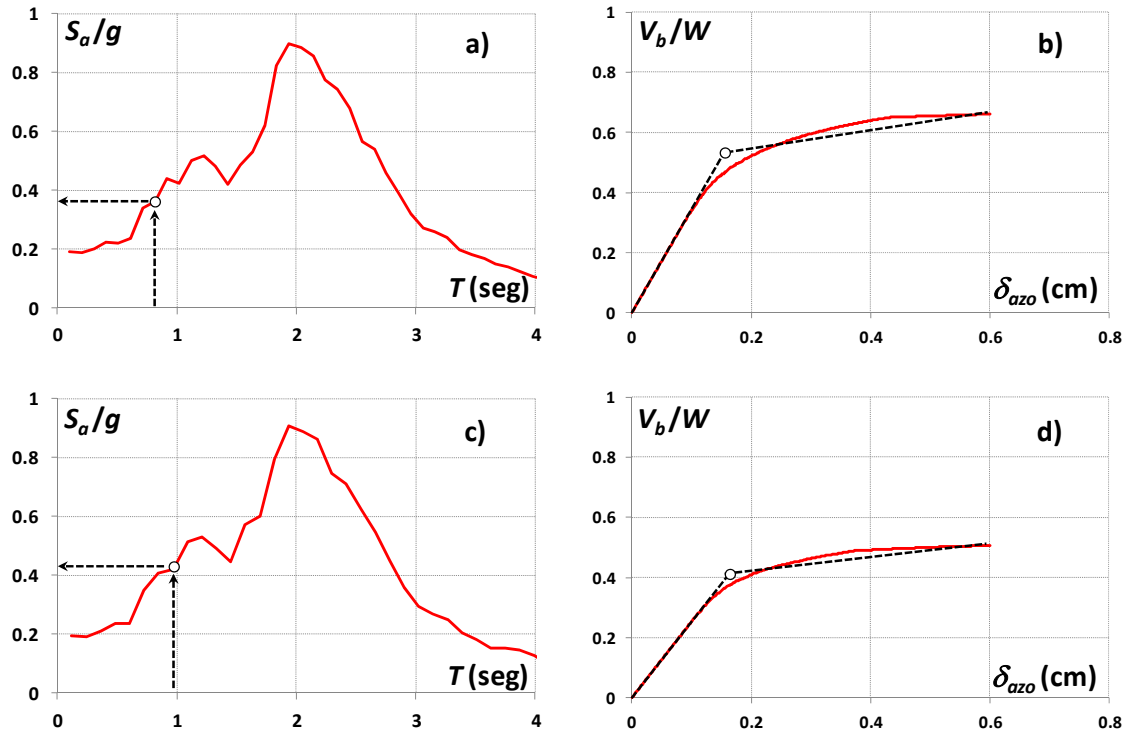


Figura 3.7 Revisión por resistencia para los marcos Modelo 8N-1 y Modelo 8N-2 $\xi = 0.05$ y $DI_{max}^{pl} = 0.003$
a) Demanda de resistencia, Modelo 8N-1 ($\beta = 0.10$); b) Curva de capacidad, Modelo 8N-1;
c) Demanda de resistencia, Modelo 8N-2 ($\beta = 0.12$); d) Curva de capacidad, Modelo 8N-2

Para hacer una evaluación más completa de la metodología propuesta, se diseñaron dos versiones más del edificio de 8 pisos, pero ahora de acuerdo con los requerimientos de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004). Se optó por utilizar un factor de comportamiento sísmico Q de 2 y el espectro de diseño correspondiente a la Zona IIIb. Al tratarse de una estructura del grupo A, las fuerzas laterales de diseño se multiplicaron por un factor de importancia de 1.5. Para que los diseños se apegaran a los requisitos planteados en el RCDF (2004), se impusieron los límites de distorsión planteados por el reglamento. Mientras que una de las nuevas versiones se diseñó para una distorsión máxima de entrepiso de 0.006 (Modelo 8N-3), la otra consideró un valor de 0.012 (Modelo 8N-4). Ambas versiones consideraron para su diseño el método dinámico (modal espectral). En la Tabla 3.2 se muestran comparaciones entre las dimensiones y peso de los elementos estructurales de los Modelos 8N-1 y 8N-3, y de los Modelos 8N-2 y 8N-4. Puede verse que la metodología propuesta conduce a diseños que resultan más ligeros que los hechos de acuerdo al RCDF 2004, lo que resulta en reducciones que van del 25 al 30% del peso del sistema estructural.

Tabla 3.2 Comparación entre Modelos 8N-1 y 8N-3 y entre los Modelos 8N-2 y 8N-4

Modelo 8N-1 Acero A36				$W_{\text{Modelo 8N-1}} / W_{\text{Modelo 8N-3}}$
T = 0.81 seg	Columnas		Vigas	
Nivel	Lado [mm]	Espesor de placa [mm]	Sección	
1-3	700	31.75	W18X97	0.75
4-6	650	25.40	W18X76	
7-8	600	25.40	W18X71	
Modelo 8N-3 Acero A36				
T = 0.57 seg	Columnas		Vigas	
Nivel	Lado [mm]	Espesor de placa [mm]	Sección	
1-3	700	31.75	W24X162	
4-6	650	25.40	W21X132	
7-8	600	25.40	W21X122	
Modelo 8N-2 Acero A36				$W_{\text{Modelo 8N-2}} / W_{\text{Modelo 8N-4}}$
T = 0.92 seg	Columnas		Vigas	
Nivel	Lado [mm]	Espesor de placa [mm]	Sección	
1-3	600	25.40	W18X86	0.71
4-6	550	19.05	W18X76	
7-8	500	19.05	W18X60	
Modelo 8N-4 Acero A36				
T = 0.65 seg	Columnas		Vigas	
Nivel	Lado [mm]	Espesor de placa [mm]	Sección	
1-3	650	25.40	W21X132	
4-6	600	25.40	W21X122	
7-8	550	25.40	W18X86	

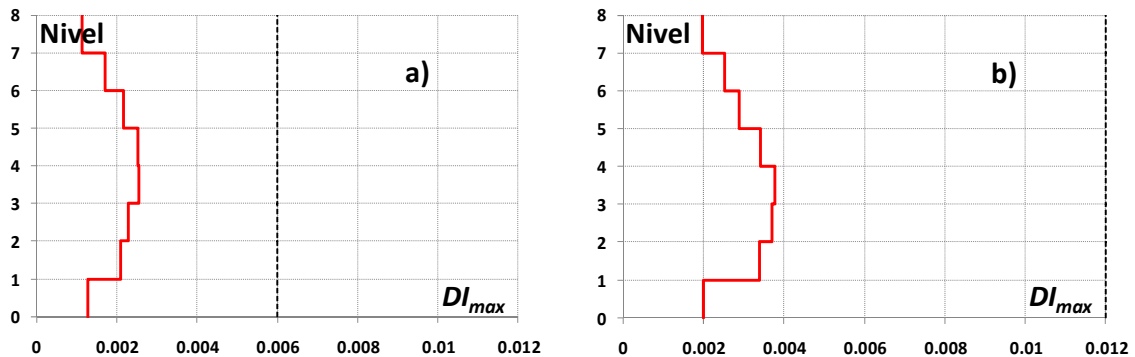


Figura 3.8 Demandas de DI_{max} para versiones del edificio diseñadas de acuerdo al *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*: a), Modelo 8N-3; b) DI_{max} , Modelo 8N-4

Los marcos diseñados de acuerdo al RCDF 2004 fueron modelados para su análisis con el programa DRAIN 2DX, y se llevaron a cabo análisis no lineales que consideraron los movimientos del terreno incluidos en la Tabla 2.3. Se observa que los marcos diseñados conforme a la normatividad actual permanecen elásticos durante el sismo de diseño, y que sus demandas de distorsión son mucho menores que los límites planteados durante su diseño. En términos de su desempeño, puede decirse que ambas versiones son capaces de satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Lo anterior corrobora lo discutido en el Capítulo 2 a partir de la Figura 2.8. En particular, se comentó que para edificios de baja altura ubicados en suelos blandos, el factor de importancia requerido para mantener los marcos en Ocupación Inmediata puede ser menor que 1.5, de tal manera que diseñar una estructura esencial con estas características con un factor de importancia de 1.5

resulta en un desempeño sísmico conservador como el implícito en las demandas de distorsión mostradas en la Figura 3.8.

3.4 Ejemplos de Diseño, Edificio de 18 Niveles

Los ejemplos presentados a continuación se enfocan al diseño de un edificio de 18 pisos con el fin de ilustrar la aplicación de la metodología a estructuras de mediana altura cuyo periodo fundamental de vibración se acerca al periodo dominante del terreno (Díaz et al., 2013). Una vez más, se considera que los marcos de acero alojan instalaciones esenciales, y se diseñan tanto con la metodología propuesta como con la normatividad vigente en la Ciudad de México. El desempeño sísmico que muestran los dos grupos de marcos se compara y a partir de ello, se discuten las ventajas que muestra el uso de la metodología innovadora de diseño.

3.4.1 Evaluación sísmica de edificios de 18 niveles diseñados de acuerdo a la metodología propuesta y al RCDF (2004) para un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$

Se diseñan dos versiones de un sistema estructurado con base en marcos rígidos de acero (Modelo 18N-1 y Modelo 18N-2) y desplantado en la Zona del Lago del Distrito Federal. Mientras que la primera versión del sistema estructural (Modelo 18 N-1) se diseña para una distorsión máxima de entrepiso DI_{max} de 0.006, el diseño de la segunda contempla una distorsión de 0.012. En cuanto al desempeño estructural, ambos modelos se diseñan para que las demandas plásticas en los elementos estructurales no excedan un umbral de rotación plástica θ_p^{max} de 0.005. Además, los marcos fueron diseñados conforme al enfoque de diseño por capacidad para que desarrollen mecanismos de *viga débil-columna fuerte*.

Los marcos de acero del edificio de 18 niveles tienen una altura de entrepiso constante de 4.5 metros, exhiben una planta simétrica de 30 m \times 30 m, y se estructuran con base en vigas conformadas por perfiles W y columnas de sección cajón cuadradas. En la Figura 3.9 se esquematiza la planta y elevación de los marcos en la dirección considerada aquí para su análisis y diseño. Se contemplan diferente número de cambios de secciones en altura, ya que en algunos casos convino conservar las mismas secciones en tres niveles consecutivos; y en otros, en seis niveles.

En términos del desempeño estructural, se estableció una $DI_{max}^{pl} = 0.003$ para una θ_p^{max} de 0.005. Dado que la rotación plástica máxima de diseño es la misma para ambas versiones del edificio, se requiere establecer espectros de desplazamiento de diseño para DI_{max}^{pl} de 0.003. Espectros de diseño de desplazamiento correspondientes a dos valores de β se muestran en la Figura 3.10. Los espectros se establecieron a partir de la media + σ de los valores correspondientes a la ordenada espectral asociada a cada uno de los registros incluidos en la Tabla 2.3.

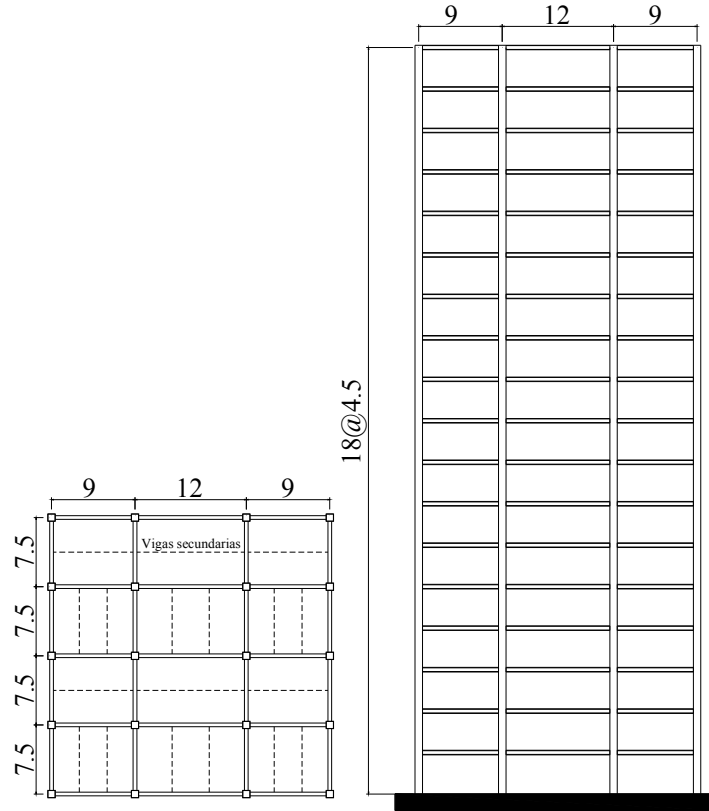


Figura 3.9 Vista en planta y elevación de la estructura de 18 niveles, el cambio de secciones en altura es variable entre distintos modelos (dimensiones en metros)

Con los espectros de desplazamiento de diseño, se procedió a usar la metodología para el diseño de las dos versiones del edificio. En una primera iteración se consideró β de 0.10, de tal manera que el periodo fundamental de vibración estimado inicialmente para ambas versiones fue de $0.10 \times 18 = 1.8$ seg. Dado que $T_g = 2.0$ seg y $T/T_g = 0.9$, las ayudas de diseño de la Figura 3.2 asignan valores de 1.25 y 1.35 a COD y α , respectivamente. De acuerdo con la Ecuación 3.1, δ_{max} adopta valores de 38.88 y 77.76 cm, respectivamente, para los Modelos 18N-1 y 18N-2 (nótese que las distorsiones de diseño no son las mismas para ambas versiones del edificio). Estos valores llevaron a valores normalizados δ_{max} / α de 28.8 y 57.6 cm. En una primera aproximación, el espectro de desplazamientos para β de 0.10 establece valores de T_{obj} de 1.4 y 1.75 seg para los Modelos 18N-1 y 18N-2, respectivamente. Dado que el periodo estimado en un inicio fue de 1.8 seg., se requiere iterar.

Conforme a la secuencia resumida en la Figura 3.1, se estimó un nuevo valor de β en función de los valores estimados para T_{obj} durante la primera iteración. Después de una sola iteración, se obtuvieron valores de β de 0.075 y 0.095, lo que resultó en convergencia con valores de T_{obj} de 1.36 y 1.73 seg para los Modelos 18N-1 y 18N-2, respectivamente. En la Figura 3.10 se muestra la estimación final del valor de T_{obj} para las dos versiones del edificio.

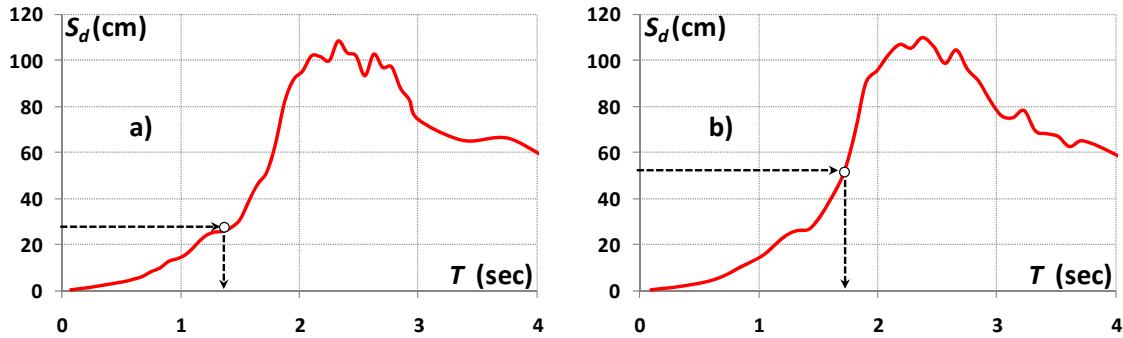


Figura 3.10 Determinación de T_{obj} : a) Modelo 18N-1 ($\beta = 0.075$); b) Modelo 18N-2 ($\beta = 0.095$)

En la siguiente etapa de diseño se dimensionaron los elementos estructurales de los marcos de tal manera que su periodo fundamental estuviera lo suficientemente cercano al valor de T_{obj} . Durante el dimensionado por rigidez de los elementos estructurales, es importante revisar que se cumpla con la resistencia adecuada para soportar los efectos de las cargas gravitacionales y con el criterio de *viga débil-columna fuerte*, a través de imponer la condición de que la suma de los momentos resistentes en las dos columnas que concurren a un nudo, determinado por la intersección de los ejes de vigas y columnas sea mayor que los correspondientes momentos resistentes de las vigas. Del dimensionado de los elementos estructurales resultó un T_{real} de 1.34 seg para el Modelo 18N-1 y de 1.64 para el Modelo 18N-2 (esta última versión requirió, conforme a lo discutido más adelante, que las dimensiones de sus elementos estructurales se ajustarán por consideraciones de resistencia). En ambos casos, se consideró acero A-572 para las columnas y acero A-36 para las vigas.

Se llevaron a cabo análisis no lineales con el programa DRAIN 2DX de modelos de análisis planteados conforme a las consideraciones de modelado discutidas antes. Los modelos matemáticos se sometieron a la acción de los siete registros resumidos en la Tabla 2.3. La Figura 3.11 muestra la media + σ de las demandas en altura de distorsión máxima de entrepiso y de rotación plástica máxima para las dos versiones del edificio. Puede verse en primer lugar que ambas versiones son capaces de controlar adecuadamente sus demandas de DI_{max} (Figura 3.11a y Figura 3.11c) dentro de los umbrales de diseño adoptados como parte de la definición de los objetivos de diseño.

En términos de su desempeño estructural, las dos versiones también cumplen con sus objetivos de diseño. Por un lado, puede verse que las demandas de θ_p^{max} mostradas en la Figura 3.11d para el Modelo 18N-2 están cercanas al umbral de diseño de 0.005, y que son mayores que aquellas presentadas en la Figura 3.11b para el Modelo 18N-1. Como en el caso del edificio de 8 pisos, lo anterior puede explicarse por el hecho de que el umbral para la distorsión máxima de entrepiso del Modelo 18N-1 es menor que el considerado para el Modelo 18N-2. Las demandas de θ_p^{max} mostradas en la Figura 3.11b muestran, una vez más, la baja probabilidad de que los elementos estructurales de marcos diseñados para $DI_{max} < 0.010$ tengan que ser redimensionados en términos de su resistencia. Las demandas de θ_p^{max} mostradas en la Figura 3.11d reflejan la importancia de revisar la resistencia lateral de marcos diseñados para $DI_{max} > 0.010$. Lo anterior confirma e ilustra el hecho de

que si el umbral de distorsión permisible de diseño crece, el dimensionado de las vigas y columnas puede llegar a quedar gobernado por consideraciones de resistencia y no de rigidez. De hecho, es importante mencionar que el periodo de 1.64 seg (que es menor al T_{obj} de 1.73 obtenido con base en requerimientos de rigidez) para el modelo 18N-2 resultó como consecuencia del redimensionado que tuvieron que sufrir, con base en consideraciones resistencia, los elementos estructurales de los marcos para que cumplieran con el umbral establecido para la rotación plástica.

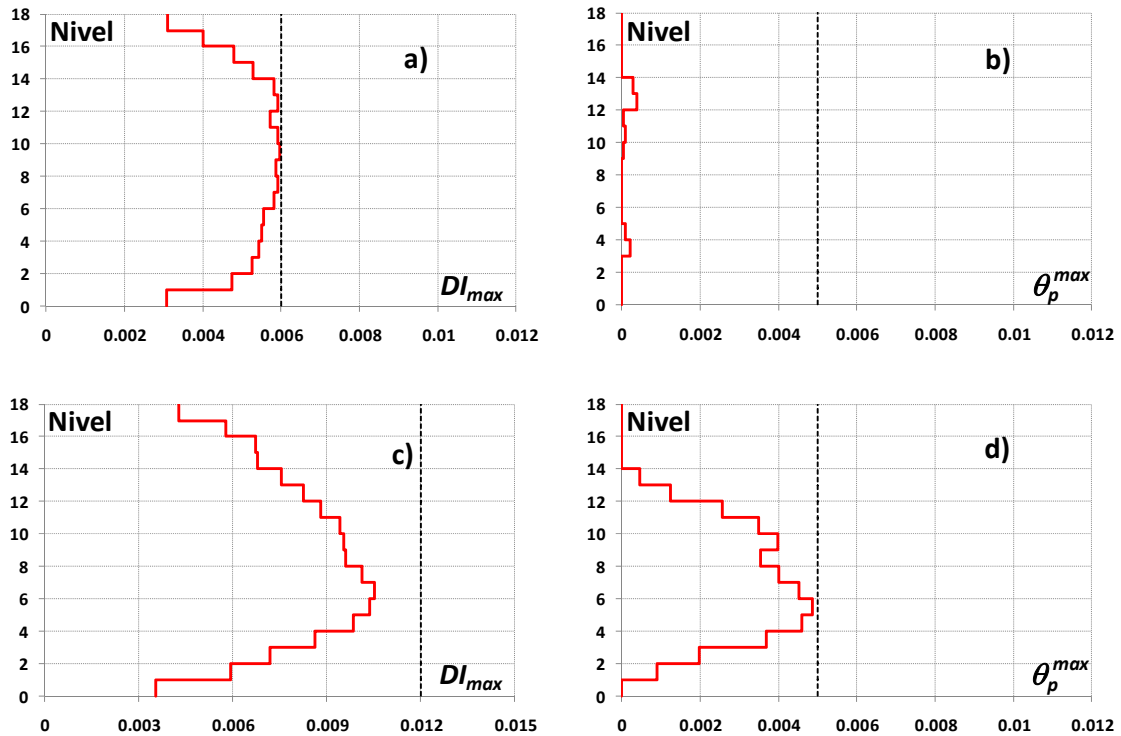


Figura 3.11 Demandas máximas de deformación en altura para ambas versiones del edificio:
a) DI_{max} , Modelo 18N-1; b) θ_p^{max} , Modelo 18N-1; c) DI_{max} , Modelo 18N-2; d) θ_p^{max} , Modelo 18N-2

En cuanto a la efectividad de la metodología de diseño propuesta, puede decirse, conforme a lo mostrado en la Figura 3.11, que su aplicación a los dos modelos bajo consideración resultó en diseños que cumplieron adecuadamente con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Mientras que el diseño del Modelo 18N-1 quedó regido por la distorsión máxima de diseño, en el caso del Modelo 18N-2 hubo que modificar la resistencia de los elementos estructurales para que cumplieran con la rotación plástica máxima de diseño. En la Figura 3.12 se muestran las curvas de capacidad y los espectros de resistencia de diseño para las dos versiones del edificio. En términos de la resistencia lateral requerida, en las Figuras 3.12a y 3.12c se leen coeficientes sísmicos de diseño de 0.41 y 0.52 para los Modelos 18N-1 y 18N-2, respectivamente. En cuanto al coeficiente sísmico de los marcos, la idealización bilineal de las curvas de capacidad (Figuras 3.12b y 3.12d) establece coeficientes sísmicos de 0.58 y 0.38, respectivamente.

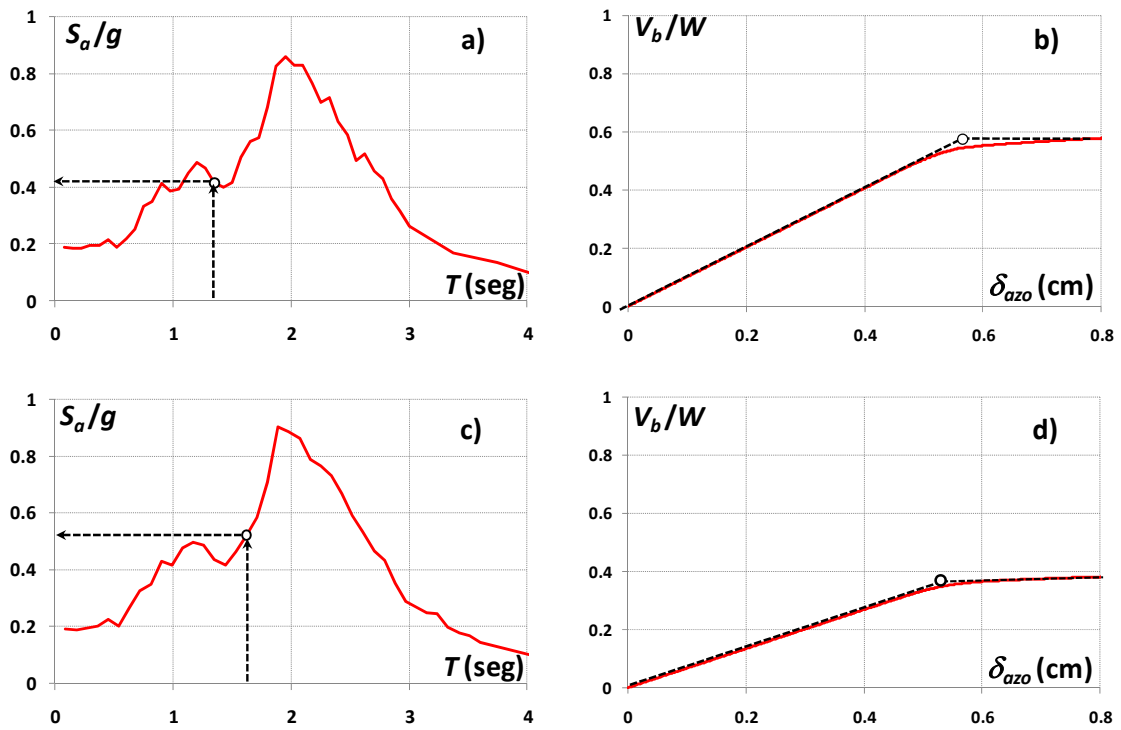


Figura 3.12 Revisión por resistencia para el Modelo 18N-1 y Modelo 18N-2 $\xi = 0.05$ y $DI_{max}^{pl} = 0.003$
a) Demanda de resistencia, Modelo 18N-1 ($\beta = 0.075$); b) Curva de capacidad, Modelo 18N-1;
c) Demanda de resistencia, Modelo 18N-2 ($\beta = 0.095$); d) Curva de capacidad, Modelo 18N-2

Tabla 3.3 Comparación entre el Modelo 18N-1 y el Modelo 18N-3 en las columnas se usa acero A-572 y en las vigas acero A-36

Modelo 18N-1			$W_{Modelo\ 18N-1} / W_{Modelo\ 18N-3}$
T = 1.34 seg			
Columnas		Vigas	
Nivel	Lado [cm]	Espesor de placa [cm]	Sección
1-3	110	5.08	W40X593
4-6	110	5.08	W40X593
7-9	105	5.08	W40X531
10-12	95	5.08	W33X468
13-15	90	5.08	W33X424
16-18	85	5.08	W30X391
Modelo 18N-3			0.77
T = 1.14 seg			
Columnas		Vigas	
Nivel	Lado [cm]	Espesor de placa [cm]	Sección
1-3	120	7.62	W36X848
4-6	120	5.08	W36X798
7-9	115	5.08	W36X720
10-12	110	5.08	W36X650
13-15	105	5.08	W36X588
16-18	100	5.08	W36X485

Bajo la consideración de que el primer modo excita alrededor del 80% del total de la masa de los marcos, su coeficiente sísmico puede estimarse como $0.80 \times 0.41 = 0.33$ y $0.80 \times 0.52 = 0.42$ para los Modelos 18N-1 y 18N-2, respectivamente. Mientras que el Modelo

18N-1 muestra una resistencia significativamente mayor respecto a su demanda (0.58 vs 0.31); el Modelo 18N-2, diseñado para $DI_{max} = 0.012$, exhibe un balance que indica la necesidad de una revisión cuidadosa de la capacidad resistente del edificio (0.38 vs 0.42). Lo anterior ilustra el hecho de que el uso de valores de distorsión de entrepiso máxima mayores que 0.010 puede resultar en que el diseño quede regido por consideraciones de resistencia y no de rigidez.

Para evaluar la eficiencia de los diseños hechos con la metodología propuesta, se diseñaron dos versiones más del edificio de 18 pisos de acuerdo con los requerimientos de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004). Se utilizó un factor de comportamiento sísmico Q de 2 y el espectro de diseño correspondiente a la Zona IIIb. Al tratarse de una estructura del grupo A, las fuerzas de diseño se multiplicaron por un factor de importancia de 1.5. Mientras que el diseño de la versión denotada como Modelo 18N-3 contempló una distorsión máxima de 0.006, durante el diseño de la versión denotada Modelo 18N-4 se consideró una distorsión de 0.012. En ambos modelos se utilizó el método dinámico (modal espectral) durante el diseño. De los modelados elásticos de las dos versiones reglamentarias de la estructura, se calculó un periodo fundamental de vibración de 1.14 seg., para el Modelo 18N-3 y de 1.51 segundos para el Modelo 18N-4.

En la Tabla 3.3 se muestra una comparación entre las dimensiones y peso de los elementos estructurales de los Modelos 18N-1 y 18N-3. Puede verse que la metodología propuesta conduce a un diseño que es 23% más ligero. Una comparación similar se presenta en la Tabla 3.4 para los Modelos 18N-2 y 18N-4. Note la reducción del 9% del peso del Modelo 18N-2 con respecto al del Modelo 18N-4. De lo anterior puede deducirse que mientras el periodo de las estructuras diseñadas conforme a la metodología propuesta se acerque al periodo dominante del terreno, éstas tenderán a ser más pesadas en relación a las diseñadas de acuerdo con el reglamento actual.

Los marcos diseñados de acuerdo con el RCDF (2004) se modelaron para su análisis con el programa DRAIN 2DX, y fueron sometidos a la acción de los registros incluidos en la Tabla 2.3. Los resultados resumidos en la Figura 3.13 implican demandas de deformación que son mucho menores que las consideradas durante el diseño de los Modelos 18N-3 y 18N-4. En particular, el Modelo 18N-3 permanece elástico y sus demandas de distorsión son tan pequeñas que es capaz de satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Lo anterior es congruente con los resultados resumidos en la Figura 2.8, donde se observa que para edificios de mediana altura (con periodo dominante entre 1 y 1.8 seg.) ubicados en suelos blandos, el factor de importancia requerido para mantener los marcos en Ocupación Inmediata es en promedio cercano pero menor que 1.5 cuando la ductilidad máxima de diseño es 2. Si se sigue la tendencia que muestran los espectros mostrados en la Figura 2.8, a sistemas con periodo de 1.0 seg., les corresponde un factor de importancia de 1.0; y a sistemas con periodo de 1.8 seg., uno de 2.0. Al Modelo 18N-3, con periodo de 1.14 seg., le correspondería un factor de importancia de 1.1 (siguiendo la tendencia antes mencionada, la cual muestra una curva creciente del valor de FI para sistemas con periodos menores a 2.1 seg.). Lo anterior explica el comportamiento elástico del Modelo 18N-3 pues la resistencia suministrada al sistema conforme a la normativa actual es 35% mayor que la resistencia requerida para mantener el sistema en Ocupación Inmediata. Por otro lado, el diseño implicó modificar las secciones establecidas

por resistencia para cumplir con el requerimiento de distorsión de 0.006. Lo anterior se tradujo en incrementos de sección para rigidizar la estructura, y remarcó la situación de una estructura que responde elásticamente al sismo de diseño.

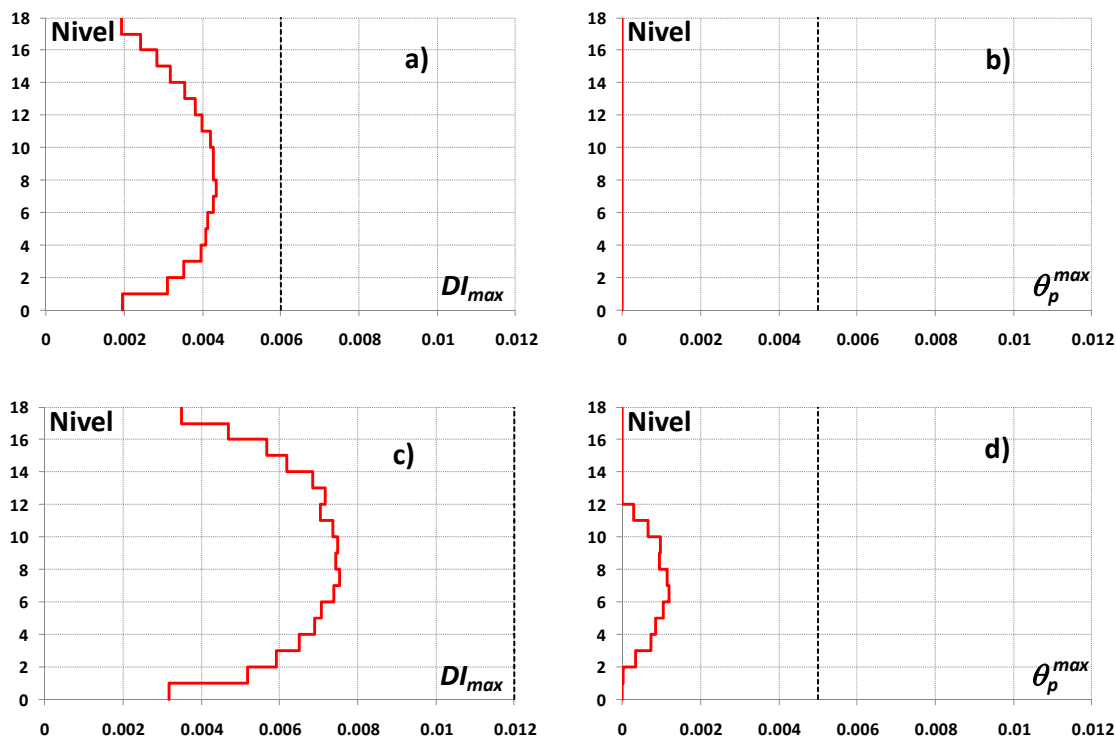


Figura 3.13 Demandas máximas de deformación en altura para ambas versiones del edificio diseñadas de acuerdo al *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*: a) DI_{max} , Modelo 18N-3; b) θ_p^{max} , Modelo 18N-3; c) DI_{max} , Modelo 18N-4; d) θ_p^{max} , Modelo 18N-4

Tabla 3.4 Comparación entre el Modelo 18N-2 y el Modelo 18N-4 en las columnas se usa acero A-572 y en las vigas acero A-36

Modelo 18N-2				$W_{\text{Modelo 18N-1}} / W_{\text{Modelo 18N-3}}$
T = 1.64 seg		Columnas	Vigas	
Nivel	Lado [cm]	Espesor de placa [cm]	Sección	
1-3	105	5.08	W33X515	
4-6	105	5.08	W33X424	
7-9	95	5.08	W33X424	
10-12	95	5.08	W30X357	
13-15	85	5.08	W30X357	
16-18	75	3.81	W27X281	
Modelo 18N-4				0.91
T = 1.51 seg		Columnas	Vigas	
Nivel	Lado [cm]	Espesor de placa [cm]	Sección	
1-3	110	5.08	W36X527	
4-6	105	5.08	W36X485	
7-9	100	5.08	W33X468	
10-12	95	5.08	W33X424	
13-15	85	5.08	W30X391	
16-18	75	5.08	W27X368	

En el caso del Modelo 18N-4, se observa comportamiento plástico durante la ocurrencia del sismo de diseño. A pesar de esto, dicho modelo también satisface el estado límite de Ocupación Inmediata. Conforme a lo mostrado en la Figura 2.8, el factor de importancia de 1.5 resulta suficiente para asegurar el comportamiento adecuado de un sistema estructural que, como el Modelo 18N-4, exhibe un periodo cercano a los 1.5 seg. Dado que el valor del factor de importancia, que por su periodo y de acuerdo a la Figura 2.8 correspondería al Modelo 18N-4, es menor que 1.5, no resulta sorprendente que las rotaciones plásticas en elementos estructurales de este modelo sean menores que 0.005. Note que el periodo fundamental de vibración del Modelo 18N-4 resulta mayor que el correspondiente al Modelo 18N-3 debido a que el umbral de distorsión usado durante el diseño del primero es mayor que aquel contemplado para el diseño del segundo.

3.5 Conclusiones preliminares

Debido a lo refinado y complejo de la operación cotidiana de las estructuras catalogadas como esenciales, las cuales están constituidas por sistemas altamente complejos vulnerables a la acción destructiva de los sismos, el diseño de estas instalaciones requiere de la consideración cuidadosa del desempeño de todos sus subsistemas. Como consecuencia de los daños estructurales que han exhibido estas instalaciones durante sismos severos, la normatividad de varios países requiere del uso de un factor de importancia, generalmente igual a 1.5, para incrementar las fuerzas laterales de diseño. Debido a que el uso del factor de importancia no siempre conduce a estructuras que cumplen con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en el presente capítulo se ha presentado una metodología de diseño para estructuras esenciales estructuradas con base en marcos resistentes a momento. La metodología presentada conjunta los conceptos de diseño por capacidad y diseño por desempeño para controlar adecuadamente las demandas sísmicas.

Para lograr un desempeño adecuado de estructuras esenciales desplantadas en terreno blando como el de la Zona del Lago de Distrito Federal, es necesario un control explícito de su respuesta dinámica. Dentro de este contexto, metodologías simples basadas en desplazamientos pueden usarse para el diseño preliminar de marcos rígidos que sean capaces de controlar adecuadamente el daño estructural y no estructural en instalaciones esenciales mediante el control simultáneo de las demandas máximas de distorsión lateral y rotación plástica. El uso de la metodología propuesta en este trabajo resultó en el diseño de dos versiones de un par de sistemas estructurales que han sido capaces de cumplir con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

El desempeño estructural de los modelos aquí presentados depende de manera muy importante del umbral de distorsión de entrepiso fijado como parte de la definición de los objetivos de diseño. Los resultados muestran que para DI_{max} igual o menor que 0.010, la rigidez lateral de la estructura regirá el dimensionado de los elementos estructurales. En casos en que DI_{max} sea mayor que 0.010, el dimensionado puede quedar regido por consideraciones de resistencia, de tal manera que es necesario llevar a cabo una revisión de la resistencia lateral del sistema estructural.

De las comparaciones hechas de las versiones diseñadas conforme la metodología propuesta con aquellas diseñadas de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el D.F., se observa que las primeras resultan en sistemas estructurales que son de 9 a 30% más ligeros. En cuanto a la respuesta dinámica de los marcos, mientras que las versiones diseñadas de acuerdo con la metodología propuesta cumplen con sus objetivos de diseño, las versiones diseñadas de acuerdo al reglamento exhiben un comportamiento que suele involucrar diferentes grados de conservadurismo caracterizado en ocasiones por una respuesta elástica del sistema estructural. Lo anterior ilustra el hecho de que el factor de importancia necesario para mantener los sistemas esenciales en Ocupación Inmediata varía con el periodo del sistema estructural. Aunque no se ilustró en este capítulo con un ejemplo, es importante enfatizar que el diseño de sistemas estructurales esenciales con periodo fundamental de vibración cercano al periodo dominante del terreno llevará a un desempeño estructural y no estructural deficiente cuando se usa un factor de importancia de 1.5.

La metodología presentada en el presente capítulo comprobó su eficacia para el diseño de edificios nuevos, sin embargo, bien podría ser aplicada para la evaluación y reparación de estructuras existentes. El trabajo consistiría en obtener la información estructural de la instalación esencial y de las propiedades dinámicas del terreno de desplante, fijar los objetivos de diseño como objetivos de desempeño de la estructura existente y comprobar si éstos se cumplen ante la ocurrencia de un sismo de magnitud importante. De los resultados obtenidos se planteará la posibilidad de reparar o no la estructura y si este fuera el caso, se deberá proponerla mejor alternativa de reestructuración.

CAPÍTULO 4.

**RESPUESTA DE ESTRUCTURAS DESPLANTADAS EN SUELOS
BLANDOS ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS: SISTEMAS DE UN
GRADO DE LIBERTAD**

CAPÍTULO 4. RESPUESTA DE ESTRUCTURAS DESPLANTADAS EN SUELOS BLANDOS ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS: SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

Dado el hecho de que la respuesta de edificios sujetos a secuencias sísmicas *evento principal-réplica* con banda angosta no ha sido adecuadamente estudiada, el presente capítulo estudia el efecto de las secuencias sísmicas sobre el comportamiento de las estructuras resistentes a sismo. Para ayudar a entender los efectos de las réplicas en sistemas estructurales construidos en suelos muy blandos, se evalúa la respuesta dinámica y desempeño sísmico de una serie de marcos regulares a través del uso de sistemas equivalentes de 1GL. El presente capítulo ofrece una discusión en términos de las propiedades estructurales de los marcos, y de la intensidad y contenido de frecuencia de los movimientos del terreno, que hacen vulnerables a los marcos al efecto de una réplica.

4.1 Motivación

Las estructuras construidas en zonas de alta sismicidad no solo quedan expuestas a los efectos de un evento principal, sino a los de una secuencia que consiste en movimientos precursoros, evento principal y réplicas. Bajo ciertas circunstancias, las réplicas pueden incrementar de manera importante las demandas de desplazamiento máximo y residual impuestas por el evento principal al sistema estructural. Como consecuencia, las réplicas tienen el potencial de incrementar el nivel de daño estructural e incluso, provocar el colapso de una estructura que haya sobrevivido de manera adecuada el evento principal. Ejemplos de lo anterior se observaron en la Ciudad de México durante el sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985 ($M_w = 8.0$) y su respectiva réplica, ocurrida el 20 de septiembre ($M_w = 7.6$). Varios edificios de mediana altura estructurados con base en marcos rígidos de concreto reforzado y ubicados en la Zona del Lago del Distrito Federal, incrementaron su nivel de daño e incluso colapsaron durante la réplica que ocurrió el día siguiente de la ocurrencia del evento principal (Rosenblueth y Meli 1986).

Dado que hoy en día existe la necesidad de entender mejor la respuesta de los sistemas estructurales ante la ocurrencia de una secuencia sísmica compuesta por un evento principal y sus réplicas, se han llevado a cabo a nivel internacional y de manera reciente, varios estudios enfocados al efecto de las secuencias sísmicas en la infraestructura ubicada en zonas de alta sismicidad. Mientras que algunos estudios se han enfocado a la respuesta no lineal de sistemas de 1GL (Amadio et al. 2003, Hatzigeorgiou y Beskos 2009, Hatzigeorgiou 2010), otros han concentrado su atención a la respuesta de sistemas de múltiples grados de libertad (Ruiz-García et al. 2008, Hatzigeorgiou y Liolios 2010, Ruiz-García y Negrete-Manriquez 2011). La mayoría de estos estudios han utilizado secuencias sísmicas artificiales *evento principal-réplicas*. En particular, se ha considerado el uso de historias de aceleraciones que usan al evento principal como semilla para simular las réplicas a través de los siguientes dos enfoques: 1) Espalda con espalda (Amadio et al.

2003, Hatzigeorgiou 2010); y 2) Aleatorio (Hatzigeorgiou y Liolios 2010). El primer enfoque consiste en modelar la réplica como una repetición exacta del evento principal. Esto supone que las características del movimiento del terreno, tal como la amplitud y los contenidos de frecuencia y energía, son las mismas tanto para el evento principal como para sus réplicas. El segundo enfoque consiste en establecer una muestra de movimientos del terreno registrados durante eventos principales, y la generación de secuencias artificiales compuestas por uno de los movimientos en la muestra y una réplica constituida por uno de los movimientos restantes. Es importante mencionar que aunque los estudios previos desarrollaron información analítica extensa, su atención se ha concentrado en el efecto de las réplicas en estructuras diseñadas y construidas en terreno firme.

El objetivo de este capítulo consiste en ampliar el entendimiento que se tiene de los efectos de las secuencias *evento principal-réplica* en la respuesta de edificios ubicados en la Zona del Lago del Distrito Federal. Se contemplan estructuras esenciales y de ocupación estándar (Tipos A y B, respectivamente, conforme a lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal).

4.2 Generación de las Secuencias Sísmicas Utilizadas

La investigación reportada en el presente capítulo se enfoca a estudiar el efecto de las réplicas en las demandas de distorsión de marcos regulares ubicados en la Zona del Lago del Distrito Federal. Con este propósito, se utilizan historias de aceleración del terreno registradas durante eventos sísmicos reales. Una limitante dentro de este contexto es el hecho de que la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica 1999) solo aporta información de una secuencia sísmica real; la cual fue registrada en la estación Central de Abastos (CDAF) durante los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, en sus dos componentes ortogonales N-S y E-O. Debido a lo anterior, un estudio como el que aquí se desarrolla requiere plantear una muestra de secuencias sísmicas artificiales para representar el ambiente sísmico de la Zona del Lago del Distrito Federal (Terán et al., 2012).

Tabla 4.1 Movimientos del terreno considerados en el presente estudio

Registro	Fecha	Componente	T_g (seg)	Notación	A_{max} (cm/seg ²)
Alameda	04/25/89	NS	2.1	<i>MX01</i>	45.83
Alameda	04/25/89	EO	2.1	<i>MX02</i>	37.25
Garibaldi	04/25/89	NS	1.9	<i>MX03</i>	52.24
Tlahuac	09/19/85	EO	2.0	<i>MX04</i>	117.63
Tlahuac	09/21/85	NS	2.0	<i>MX06</i>	49.26
Tlahuac	09/21/85	EO	1.9	<i>MX07</i>	51.47
SCT	09/19/85	EO	2.0	<i>MX08</i>	167.26

Con el propósito de generar una muestra de secuencias sísmicas que cercanamente representen el ambiente sísmico de la Zona del Lago de la Ciudad de México, los siete movimientos del terreno incluidos en la Tabla 4.1 y registrados durante dos sismos históricos, fueron tomados de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes. Puede notarse que los movimientos del terreno exhiben un T_g cercano a los 2 seg. En términos de la notación utilizada, la palabra *MXNN* identifica a los diferentes movimientos del terreno, las primeras dos letras (*MX*) se utilizaron para hacer notar que los registros provienen de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes y los siguientes dos dígitos (*NN*) representan una numeración del 01 al 08. Dado que las secuencias reales referidas antes exhiben T_g alejados de 2 seg., todas las secuencias utilizadas en el presente capítulo son artificiales y la forma en cómo han sido generadas se explica más adelante.

Para generar las secuencias, los acelerogramas considerados para representar al evento principal fueron escalados linealmente para alcanzar la velocidad máxima de la componente este-oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el evento acontecido en 1985 (*MX08*). A partir de modificar el periodo dominante de algunos registros, se generaron las 35 secuencias artificiales incluidas en la Tabla 4.2. Aquí, las secuencias sísmicas, se caracterizan por el valor que exhibe el cociente T_{gr}/T_{gp} ; donde T_{gr} es el periodo dominante de la réplica y T_{gp} el correspondiente al evento principal. Las secuencias sísmicas consideradas en este capítulo exhiben valores de 1.2, 1.0, 0.9, 0.8 y 0.7 para este cociente. La notación *MXN1_N2* usada en la tabla implica que los eventos *MXN1* y *MXN2* fueron usados, para modelar el evento principal y su réplica.

Tabla 4.2 Secuencias sísmicas artificiales

Notación	T_{gp} (seg)	Secuencias (seg)				
		T_{gr1}	T_{gr2}	T_{gr3}	T_{gr4}	T_{gr5}
<i>MX01_03</i>	2.1	2.5	2.1	1.9	1.7	1.5
<i>MX01_07</i>	2.1	2.5	2.1	1.9	1.7	1.5
<i>MX02_03</i>	2.1	2.5	2.1	1.9	1.7	1.5
<i>MX02_07</i>	2.1	2.5	2.1	1.9	1.7	1.5
<i>MX04_02</i>	2.1	2.5	2.1	1.9	1.7	1.5
<i>MX06_04</i>	2.1	2.5	2.1	1.9	1.7	1.5
<i>MX08_06</i>	2.1	2.5	2.1	1.9	1.7	1.5

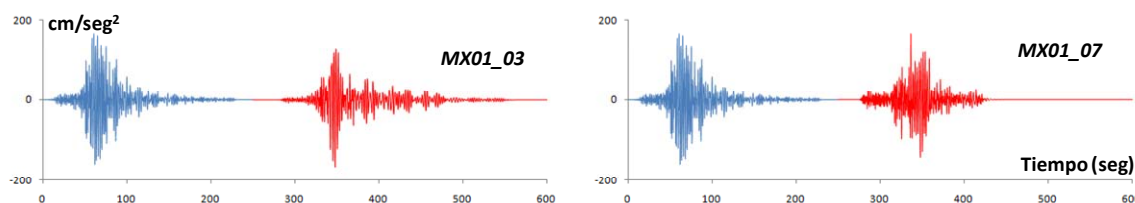


Figura 4.1 Secuencias sísmicas artificiales para el caso específico de $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$ y $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$

En cuanto a la intensidad de las secuencias generadas, se consideraron diferentes valores para el cociente de aceleraciones máximas del terreno correspondientes al evento

principal (A_{mp}) y su réplica (A_{mr}). Se consideraron los valores de 1.0, 0.9, 0.8 y 0.7 para los cocientes A_{mr}/A_{mp} asignados a cada una de las 35 secuencias generadas en términos de T_{gr}/T_{gp} . Lo anterior resultó en un total de 140 secuencias sísmicas. En la Figura 4.1 se muestran a manera de ejemplo dos de las secuencias sísmicas consideradas para el estudio. Vale la pena mencionar que para las secuencias sísmicas reales mencionadas antes, se presentan valores de $T_{gr}/T_{gp} = 0.80$ y 1.05 (N-S y E-O, respectivamente), mientras que el cociente A_{mr}/A_{mp} muestra valores de 0.6 y 0.35.

4.3 Demandas de Distorsión de Entrepiso

De manera similar a lo planteado en el Capítulo 2, se utiliza el sistema equivalente de 1GL para estimar la respuesta de una familia de marcos a las secuencias sísmicas bajo consideración. El desempeño sísmico de los marcos se evalúa a través de las demandas de distorsión máxima y de la componente plástica de la distorsión máxima evaluadas a partir de los sistemas equivalentes de 1GL.

Para aportar un significado a las demandas de distorsión mostradas en este capítulo, se consideran los mismos umbrales de distorsión de entrepiso y rotación plástica considerados durante el Capítulo 2. En particular, se considera un valor de 0.010 para la distorsión de entrepiso asociada, desde el punto de vista de un elemento no estructural desligado del sistema estructural, al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. En términos del desempeño estructural de los marcos resistentes a momento, se considera que umbrales de DI_p^{max} de 0.003, 0.013 y 0.023 corresponden a niveles de desempeño de Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso.

En la Figura 4.2 se muestran espectros de pseudo-aceleración (S_a) para ductilidades máximas (μ) de 2 y 4. Los espectros corresponden a la media + σ de los espectros correspondientes a cada uno de los eventos principales bajo consideración en la Tabla 4.1. En lo que sigue, se consideran dos grupos de sistemas estructurales: A) Ocupación estándar, cuyos sistemas estructurales poseen una resistencia lateral que corresponde exactamente a las ordenadas espectrales mostradas en la Figura 4.2; y B) Estructuras esenciales, con una resistencia lateral que es 50% mayor que la considerada para los sistemas de ocupación estándar. Estos niveles de resistencia lateral se asignaron a los sistemas de 1GL con el propósito de estimar y comparar las demandas de distorsión de entrepiso de marcos rígidos que alojan instalaciones de ocupación estándar y esenciales (Tipos B y A, respectivamente). En congruencia con la caracterización estadística de los espectros mostrados en la Figura 4.2, se consideran las demandas media + σ .

Los sistemas a estudiar se sujetaron a la acción de las secuencias sísmicas referidas en la Tabla 4.2 y se calcularon las estadísticas (media + σ) de las demandas estimadas. Las Figuras 4.3a a 4.3d muestran espectros de demanda de ductilidad máxima para sistemas de ocupación estándar y esenciales sujetos a secuencias artificiales caracterizadas por A_{mr}/A_{mp} de 1.0 y tres valores de T_{gr}/T_{gp} (conforme a lo mostrado en la Tabla 4.2, el periodo dominante de los eventos principales se mantiene constante e igual a 2 seg.). Nótese que el

valor de 1.0 para el cociente de A_{mr}/A_{mp} implica que la aceleración máxima del terreno para la réplica tiene el mismo valor que para el caso del evento principal; y que un valor del parámetro β de 0.10 representa una rigidez lateral típica para marcos rígidos de acero resistentes a sismo. Con línea roja se grafican las demandas correspondientes al evento principal; y con líneas amarilla, azul y verde, las correspondientes a secuencias sísmicas con T_{gr}/T_{gp} de 0.8, 1.0 y 1.2, respectivamente. En términos de la ductilidad máxima demandada por el evento principal, las curvas con línea roja en las Figuras 4.3a y 4.3b muestran que, conforme a lo esperado, dichas demandas oscilan alrededor de los valores de 2 y 4, respectivamente, para los sistemas de ocupación estándar diseñados para ductilidades máximas de 2 y 4. Las curvas con línea roja mostradas en las Figuras 4.3c y 4.3d muestran que las demandas de ductilidad se reducen de manera considerable para el caso de las estructuras esenciales, tendencia que se agudiza en el rango de periodos cortos.

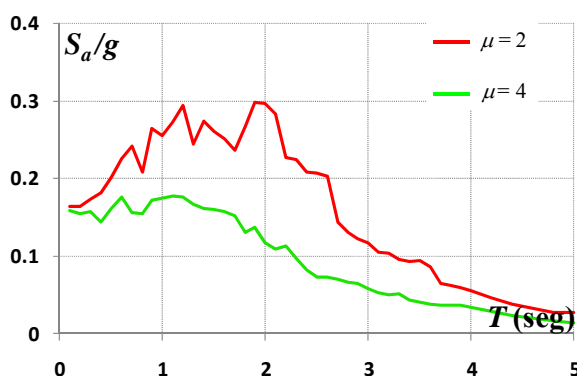


Figura 4.2 Espectros de resistencia para los eventos principales, 5% de amortiguamiento crítico

La influencia de las réplicas en el comportamiento de los marcos rígidos puede entenderse a partir del incremento observado para las demandas de ductilidad en las curvas de color amarillo, azul y verde (Figura 4.3). En términos de las propiedades estructurales puede decirse en primer lugar, que el efecto de la réplica se incrementa conforme se incrementa el valor de la ductilidad esperada (μ) usado en el diseño y; en segundo lugar, que las réplicas son especialmente dañinas para sistemas con periodos fundamentales grandes, a saber, estructuras cuyo periodo sea similar o mayor a T_{gp} . En cuanto a la capacidad resistente de los sistemas, puede verse que un incremento en la resistencia lateral del 50% resulta en que los sistemas esenciales sean menos vulnerables a los efectos de las réplicas, particularmente para el caso en que el periodo de los sistemas sea menor que T_{gp} .

Por lo que respecta a las propiedades del movimiento del terreno, se observa en general que los sistemas ven afectado su comportamiento como consecuencia de la réplica. En particular, se observa un incremento importante (incluso del 100%) en las demandas de ductilidad conforme el cociente T_{gr}/T_{gp} incrementa su valor. Por una lado y con algunas excepciones, particularmente en el caso de las estructuras de ocupación estándar, puede decirse que las réplicas con T_{gr}/T_{gp} de 0.8 tienen un impacto relativamente menor en las demandas de ductilidad. Por el otro lado, las réplicas con T_{gr}/T_{gp} de 1.2 tienen el potencial de duplicar la ductilidad demandada para los sistemas con periodos mayores que T_{gp} , independientemente del hecho de que hayan sido diseñados para ocupación estándar o para alojar una instalación esencial.

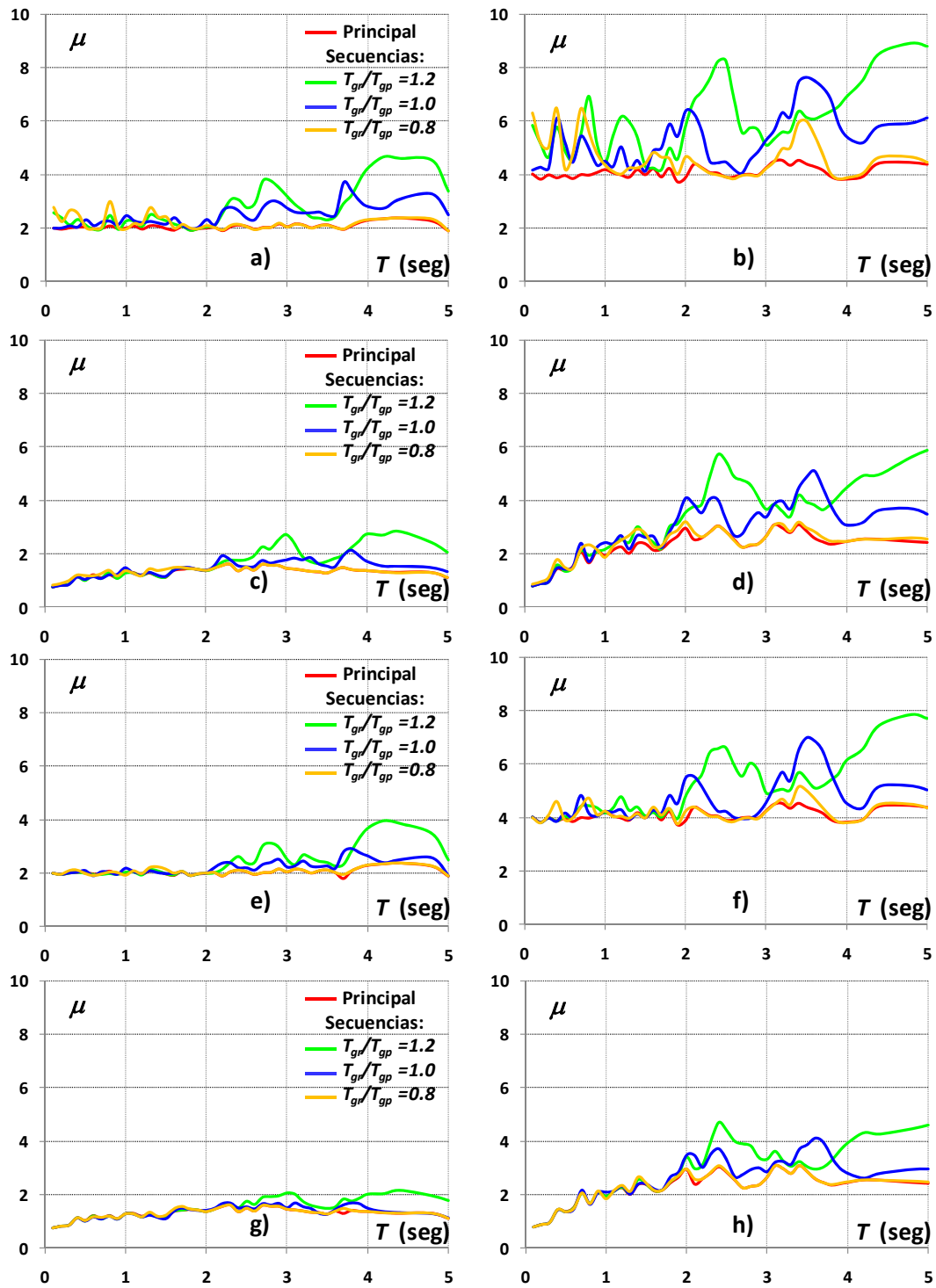


Figura 4.3 Demandas de ductilidad para sistemas sujetos a secuencias sísmicas, $\beta = 0.10$:
 a) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$; b) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$; c) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$;
 d) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$; e) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 2$; f) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 4$;
 g) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 2$; h) $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, Esencial, $\mu = 4$

En las Figuras 4.3e a 4.3h se muestran espectros de ductilidad máxima para sistemas sujetos a secuencias artificiales caracterizadas por A_{mr}/A_{mp} de 0.8. En un contexto donde se observan tendencias similares a las discutidas para las Figuras 4.3a a 4.3d, se observa una ligera reducción en las demandas de ductilidad. Por ejemplo, para las secuencias con T_{gr}/T_{gp} de 1.2 se observa un potencial de incrementar en 50% (en lugar de duplicar, como en el caso mencionado en el párrafo anterior) la ductilidad demandada a los sistemas, ya sean de ocupación estándar o sistemas esenciales, en un rango de periodos que inicia en T_{gp} .

En la Figura 4.4 se muestran espectros de demanda máxima de distorsión para sistemas de ocupación estándar y esenciales sujetos a secuencias artificiales caracterizadas por A_{mr}/A_{mp} de 1.0 y tres valores de T_{gr}/T_{gp} . Una vez más, se considera un β de 0.10. El uso de los colores para las diferentes curvas sigue la convención discutida para la Figura 4.3. En cuanto al desempeño sísmico de los marcos, la demanda de distorsión aporta elementos para estimar el nivel de daño no estructural conforme al umbral discutido con anterioridad. En términos generales, las demandas de distorsión se incrementan casi de manera lineal desde un valor cercano a cero para un periodo próximo a cero, hasta alcanzar su valor pico para un periodo cercano a T_{gp} . Una vez que alcanza su valor pico, la demanda de distorsión tiende a reducirse conforme el valor del periodo se incrementa más allá del valor del periodo dominante del evento principal. Excepto para los casos de sistemas con periodos muy cortos o largos, las demandas máximas de distorsión superan el valor de 0.010 para marcos con periodo similar al dominante del terreno. Aunque el valor de μ tiende a no afectar el valor pico de distorsión, la demanda de distorsión tiende a incrementarse para valores bajos de periodo con un incremento en la ductilidad de diseño. Con excepción de pequeñas reducciones observadas en la demanda de distorsión para valores bajos de periodos, las estructuras esenciales exhiben prácticamente las mismas demandas de distorsión que los sistemas de ocupación estándar.

En cuanto a la influencia de la réplica, las demandas de distorsión tienden a incrementarse de manera importante conforme se incrementa el valor del cociente T_{gr}/T_{gp} . En particular, mientras que el incremento en las ordenadas espectrales es marginal para el caso de T_{gr}/T_{gp} de 0.8 y sistemas con periodo menor que T_{gp} ; dicho incremento es considerable para marcos con periodo similar o mayor que T_{gp} cuando T_{gr}/T_{gp} vale 1.2. Aunque este rango varía, entre otras cosas, en función de los valores de la ductilidad máxima usada durante el diseño y los cocientes A_{mr}/A_{mp} , puede decirse que la ocurrencia de una réplica con T_{gr}/T_{gp} de 1.2 resulta en que los sistemas estructurales, ya sean de ocupación estándar o esenciales, excedan una demanda de distorsión de 0.010 (lo que implicaría daño importante en su sistema no estructural, independientemente de la forma en que se conecte al sistema estructural) en un rango de periodos que va desde 1 hasta los 4.5 seg.

Espectros de DI_{max} para sistemas estándares y esenciales con β de 0.10, cuando se les sujeta a secuencias sísmica con T_{gr}/T_{gp} de 0.9 y A_{mr}/A_{mp} variable, se muestran en la Figura 4.5. Este caso se considera relevante, ya que la mayoría de las secuencias sísmicas reales exhiben periodos dominantes de vibración que son menores para las réplicas que para el evento principal (Ruiz-García 2012, Ruiz-García et al. 2012).

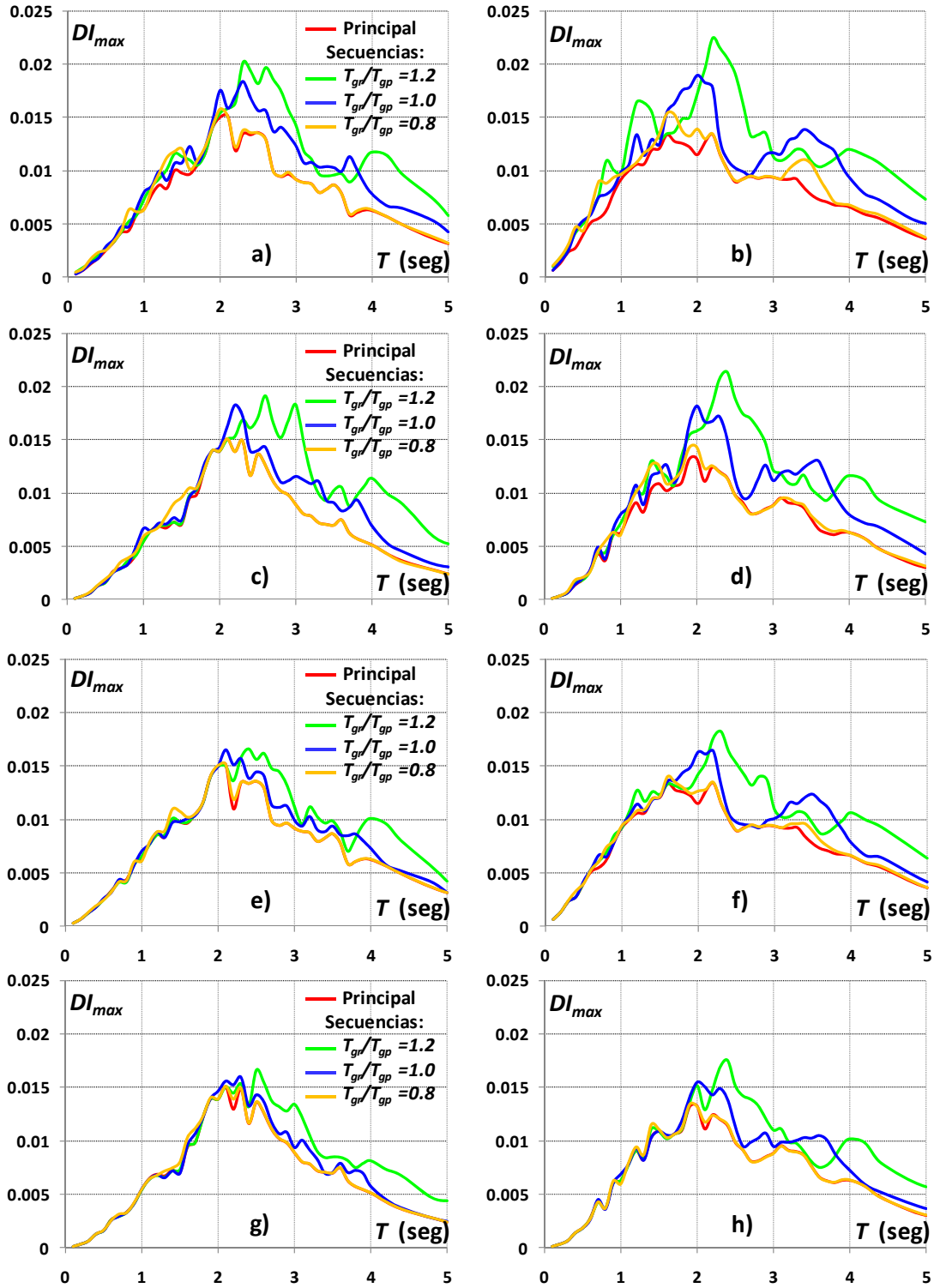


Figura 4.4 Demandas de DI_{max} para sistemas sujetos a secuencias sísmicas, $\beta = 0.10$:
a) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$; b) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$; c) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$;
d) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$; e) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 2$; f) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 4$;
g) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, $\mu = 2$; h) $A_{mr}/A_{mp} = 0.80$, Esencial, $\mu = 4$

Es interesante notar de la Figura 4.5 que para el caso particular estudiado, es decir, para secuencias con parámetro $T_{mr}/T_{mp} = 0.9$ y $\beta = 0.10$ y para el rango de aceleraciones máximas contempladas para la réplica, el cociente A_{mr}/A_{mp} no tiene una influencia importante en las demandas máximas de distorsión, ya que sin importar el valor que este parámetro tome, las respuestas mostradas en la Figura 4.5 no varían de manera importante de un caso a otro, lo anterior puede ser explicado en términos del valor que toma T_{mr}/T_{mp} pues como se ve de la Figura 4.4 valores de este último cociente mayores o iguales a 1 hacen que la respuesta dinámica de los sistemas estudiados se vea mayormente influenciada por la ocurrencia de una réplica. Puede verse que aunque el uso de un factor de importancia de 1.5 tiende a limitar ligeramente mejor los incrementos en la demanda de DI_{max} de los marcos esenciales, el desempeño no estructural esperado en ambos tipos de sistemas será muy similar y poco dependiente de la ocurrencia o no de la réplica.

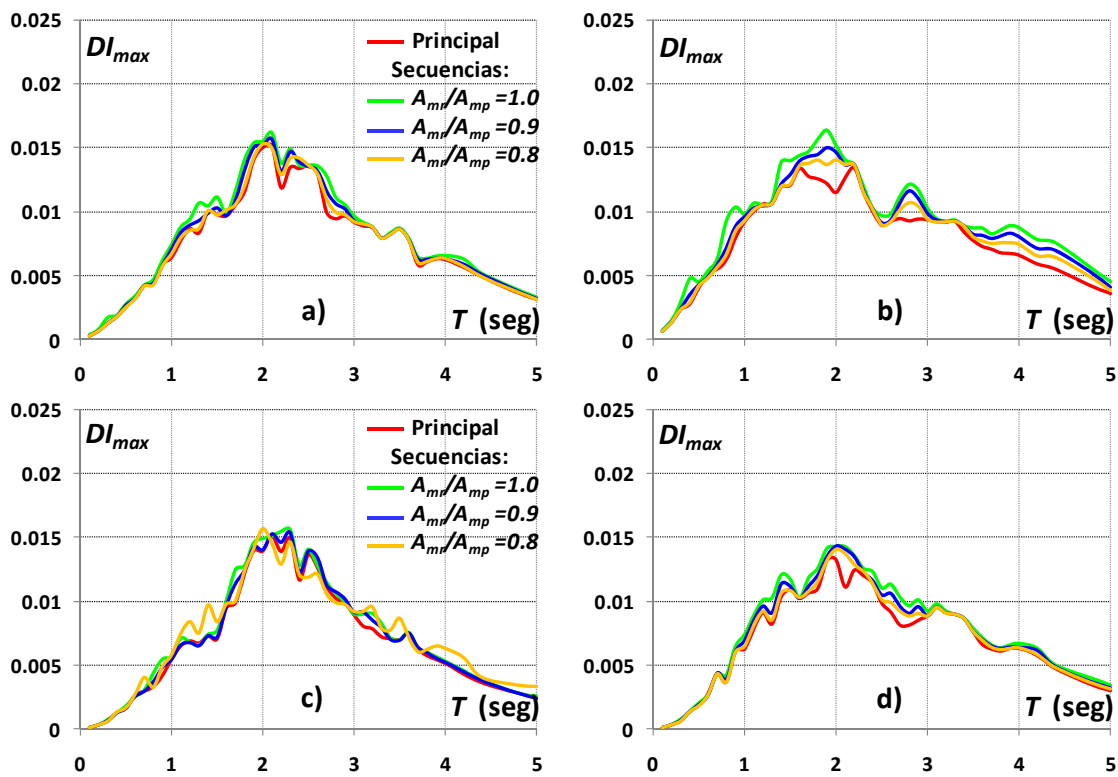


Figura 4.5 Demandas de DI_{max} para sistemas sujetos a secuencias sísmicas con $T_{mr}/T_{mp} = 0.9$, $\beta = 0.10$, a) Estándar, $\mu = 2$, b) Estándar, $\mu = 4$, c) Esencial, $\mu = 2$, d) Esencial, $\mu = 4$

Las demandas de distorsión máxima para sistemas con β de 0.08 (que exhiben una rigidez lateral mayor en 50% en relación a la correspondiente a β de 0.10), se muestran en la Figura 4.6. Para generar los espectros presentados en la Figura 4.6 se contemplan los mismos casos discutidos para la Figura 4.4. Aunque en términos generales se observa una reducción de entre 20 y 25% en las demandas máximas de distorsión con respecto a las observadas en la Figura 4.4, es posible decir que las réplicas exhiben un efecto similar al discutido antes para los sistemas de ocupación estándar y esenciales. En particular, se observa en las réplicas con T_{gr}/T_{gp} de 1.2 en la gran mayoría de los casos, un enorme

potencial para incrementar las demandas de máximas de distorsión en los sistemas estructurales con periodo mayor que T_{gp} .

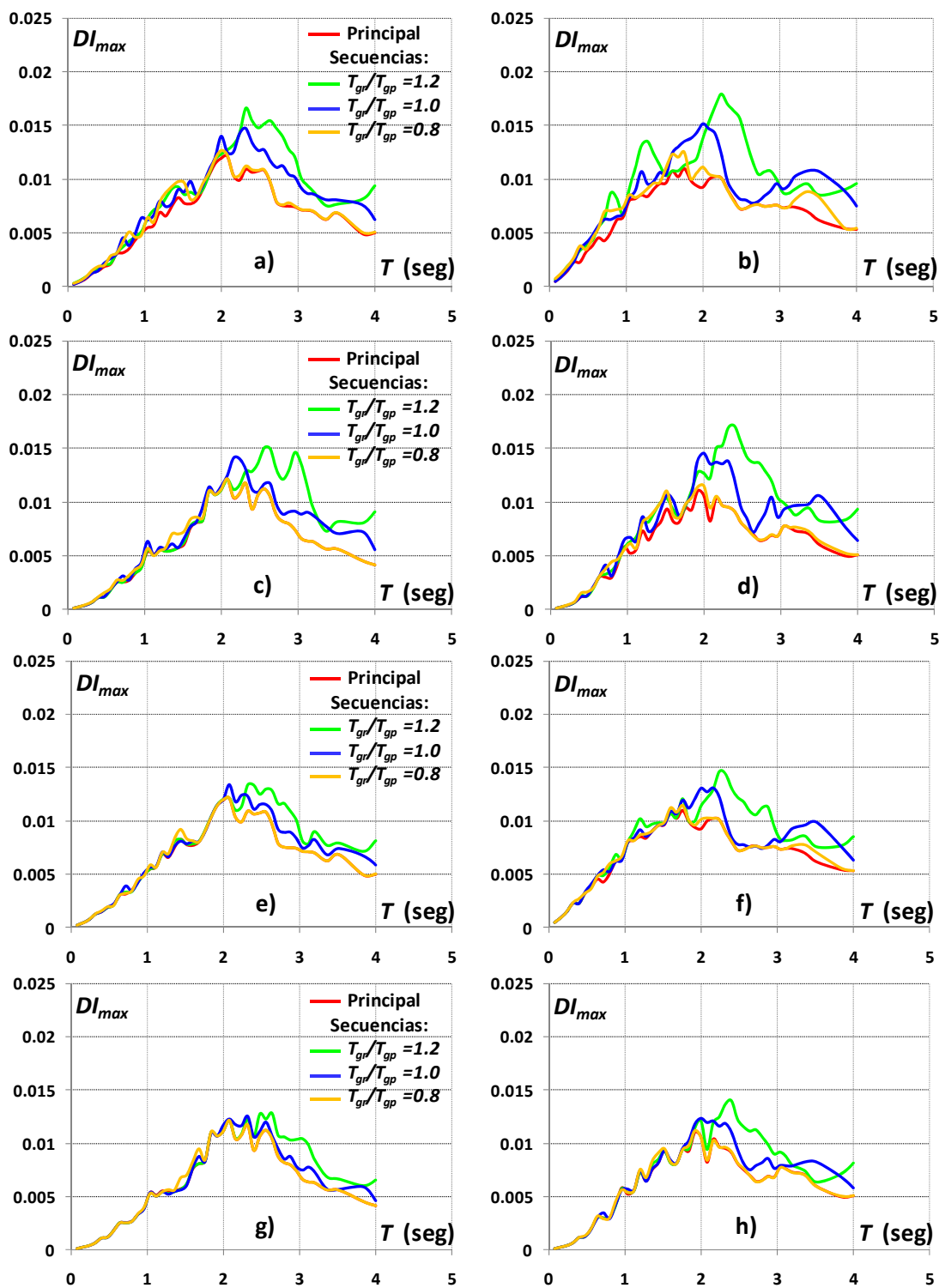


Figura 4.6 Demandas de DI_{max} para sistemas sujetos a secuencias sísmicas, $\beta = 0.08$:

- a) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$; b) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$; c) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$;
d) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$; e) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 2$; f) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 4$;
g) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 2$; h) Esencial, $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 4$

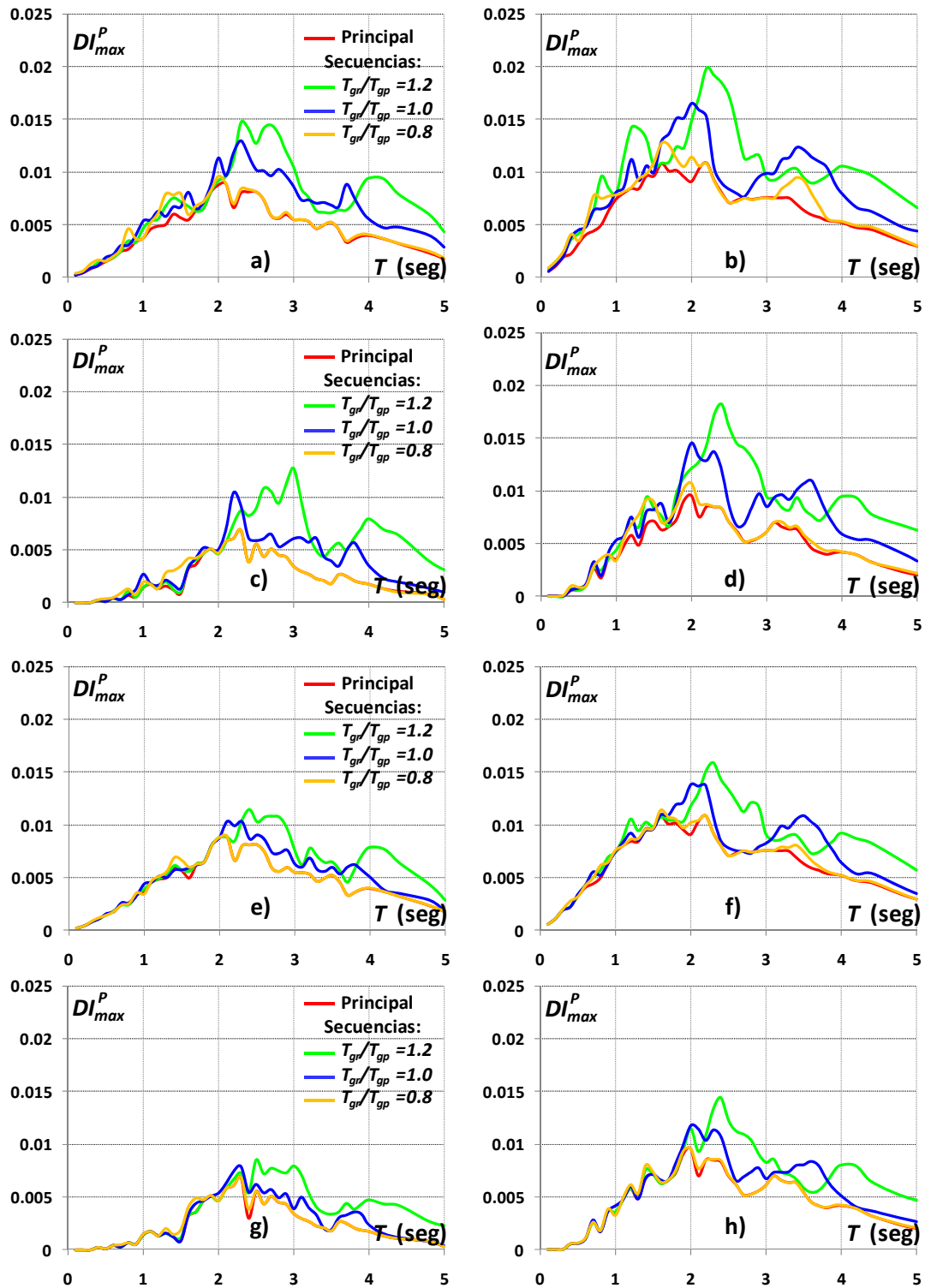


Figura 4.7 Demandas de DI_p^{max} para sistemas sujetos a secuencias sísmicas, $\beta = 0.10$:
a) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$; b) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$; c) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 2$;
d) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $\mu = 4$; e) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 2$; f) Estándar $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 4$;
g) Esencial $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 2$; h) Esencial, $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$, $\mu = 4$

En la Figura 4.7 se muestran las demandas de DI_p^{max} de los sistemas estructurales para los cuales se estimaron las demandas de distorsión máxima resumidas en la Figura 4.4. En cuanto al desempeño sísmico de los marcos representados, la demanda de distorsión plástica aporta elementos para estimar el nivel de daño estructural conforme a los umbrales discutidos con anterioridad. Nótese que conforme a lo esperado, las demandas de DI_p^{max} exhiben tendencias muy similares a las ilustradas para las demandas máximas de distorsión en la Figura 4.4. En particular, las demandas de distorsión plástica se incrementan casi de manera lineal desde un valor cercano a cero para un periodo cercano a cero, hasta alcanzar su valor pico para un periodo cercano a T_{gp} . Una vez que alcanza el valor pico, la demanda de distorsión plástica tiende a reducirse conforme el valor del periodo se incrementa más allá del valor del periodo dominante del evento principal.

En términos del valor de DI_p^{max} de 0.003 bajo consideración para el estado límite de Ocupación Inmediata, es interesante comentar que las curvas expresadas con líneas de color rojo indican que solo en los casos de las Figuras 4.7c y 4.7g, los sistemas estructurales exhiben, para todo el rango de periodos en estudio, demandas de distorsión plástica razonablemente iguales o cercanas a 0.003 durante el evento principal. Lo anterior implica que solo los sistemas esenciales diseñados para una ductilidad máxima de 2 pueden satisfacer para todo el rango de periodos bajo consideración el estado límite de Ocupación Inmediata. En términos del estado límite de Seguridad de Vida, no deja de ser interesante notar que la demanda máxima de distorsión plástica durante el evento principal prácticamente no excede el valor de 0.013. Lo anterior implica que, independientemente de sus propiedades estructurales, todos los marcos rígidos son capaces de garantizar la Seguridad de Vida de sus ocupantes.



Figura 4.8 Diagrama de color para representar la influencia de los parámetros T_{gr}/T_{gp} y A_{mr}/A_{mp} en la respuesta de los sistemas estudiados

El incremento en las demandas plásticas producto de la ocurrencia de una réplica puede llegar a cambiar de manera importante el desempeño estructural de los marcos rígidos. Casos de particular interés son el desempeño estructural implícito en las demandas de distorsión plástica resumidas en las Figuras 4.7c y 4.7g. Nótese que la ocurrencia de una réplica con T_{gr}/T_{gp} igual o mayor que 1.0 resulta en que varios sistemas con periodo similar

o mayor que T_{gp} exhiban demandas de distorsión plástica mayores que 0.003, lo que implica que si bien estarían en capacidad de ocuparse inmediatamente después del evento principal, no estarían en las mismas condiciones después de la ocurrencia de la réplica. Otro caso de interés se da a partir del hecho de que las demandas máximas de distorsión plástica llegan a exceder en algunos casos el valor de 0.013. Lo anterior implica que algunos sistemas estructurales diseñados para una ductilidad máxima de 4 podrían dejar de garantizar la Seguridad de Vida de los ocupantes ante la ocurrencia de una réplica con T_{gr}/T_{gp} de 1.2.

En la Figura 4.8 se resume de manera esquemática el efecto de T_{gr}/T_{gp} y A_{mr}/A_{mp} en la respuesta de marcos regulares sujetos la acción de secuencias sísmicas generadas en la Zona el Lago del Distrito Federal. En la figura, el peor escenario posible queda representado por el color rojo oscuro, mientras que el verde representa casos en los que la réplica no tiene una influencia importante en la respuesta de los sistemas estructurales.

4.4 Conclusiones Preliminares

Las estructuras construidas en zonas de alta sismicidad no solo quedan expuestas a los efectos de un evento principal, sino que se ven sometidas a los efectos de secuencias sísmicas constituidas por movimientos precursores, evento principal y réplicas. Para el caso particular de las estructuras situadas en la Zona del Lago del Distrito Federal, las réplicas pueden incrementar de manera importante las demandas de distorsión máxima de entrepiso y de rotación plástica máxima. Como consecuencia, las réplicas tienen el potencial de incrementar el nivel de daño estructural y/o no estructural e incluso, provocar el colapso de una estructura que haya sobrevivido de manera adecuada el evento principal.

A partir de los resultados presentados en este capítulo, puede concluirse de manera preliminar que las secuencias sísmicas de banda angosta pueden afectar de manera negativa el desempeño sísmico de las estructuras esenciales y de ocupación estándar. En términos generales, puede decirse que conforme se incrementan los valores de T_{gr}/T_{gp} y A_{mr}/A_{mp} , mayor es el efecto de la réplica en la respuesta sísmica de marcos rígidos regulares. Además, es posible decir que el efecto del cociente T_{gr}/T_{gp} es mayor que el de cualquier otro parámetro bajo consideración.

En el caso de estructuras esenciales, es posible observar bajo las condiciones más adversas, que una instalación que permanezca en Ocupación Inmediata después del evento principal puede quedar fuera de operación después de la ocurrencia de la réplica. En términos generales esto sucede para sistemas con periodo fundamental de vibración mayor que el periodo dominante del terreno, y para secuencias con valores del parámetro T_{gr}/T_{gp} mayores que 1.

CAPÍTULO 5.

**RESPUESTA DE ESTRUCTURAS DESPLANTADAS EN SUELOS
BLANDOS ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS: SISTEMAS DE
MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD**

CAPÍTULO 5. RESPUESTA DE ESTRUCTURAS DESPLANTADAS EN SUELOS BLANDOS ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS: SISTEMAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD

En el presente capítulo se presentan los resultados del análisis dinámico no lineal de un conjunto de marcos planos de acero sometidos a la acción de las secuencias sísmicas *evento principal-réplica* correspondientes a suelos blandos. Las tendencias observadas en el estudio de los sistemas equivalentes de un grado de libertad (1GL) se confirman a partir de la respuesta de sistemas de múltiples grados de libertad (MGL). En general se observa que las demandas sísmicas se mantienen en umbrales aceptables en los sistemas estructurales de edificaciones esenciales cuyo periodo fundamental de vibración es menor que el periodo dominante de movimiento asociado al evento principal.

5.1 Motivación

Las estructuras construidas en zonas de alta sismicidad no solo quedan expuestas a los efectos de un evento principal, sino a los de una secuencia sísmica que consiste en movimientos precursores, evento principal y réplicas. En el capítulo anterior se observó que bajo ciertas circunstancias, las réplicas pueden incrementar de manera importante las demandas de distorsión máxima de entrepiso y la componente plástica de la distorsión máxima impuestas por el evento principal. Como consecuencia, las réplicas tienen el potencial de incrementar los niveles de daño no estructural y estructural de tal manera que una estructura que satisface sus objetivos de diseño durante el evento principal, no lo haga así después de la ocurrencia de una réplica. A lo largo del presente capítulo se estudiará la respuesta de sistemas de MGL en función del valor de parámetros tales como los cocientes T_{gr}/T_{gp} y A_{mr}/A_{mp} , que como se discutió con anterioridad, influyen de manera importante en la respuesta de las estructuras en presencia de una réplica. Con tal fin, se consideran las secuencias bajo consideración en el Capítulo 4.

5.2 Demandas de Distorsión de Entrepiso, Edificio de 18 Niveles y Diseñado Para $Q = 3$

Inicialmente se considera la respuesta de una nueva versión del edificio de 18 niveles, la cual se denota Modelo 18N-Q3-1. La estructura se supone desplantada en la Zona IIIb de acuerdo a la zonificación sísmica de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF y se diseña como una estructura del grupo A. Se utiliza un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ y se limita su distorsión máxima de entrepiso a 0.012. Mientras que la geometría de los marcos se muestra en la Figura 5.1, las secciones transversales de los elementos estructurales se resumen en la Tabla 5.1.

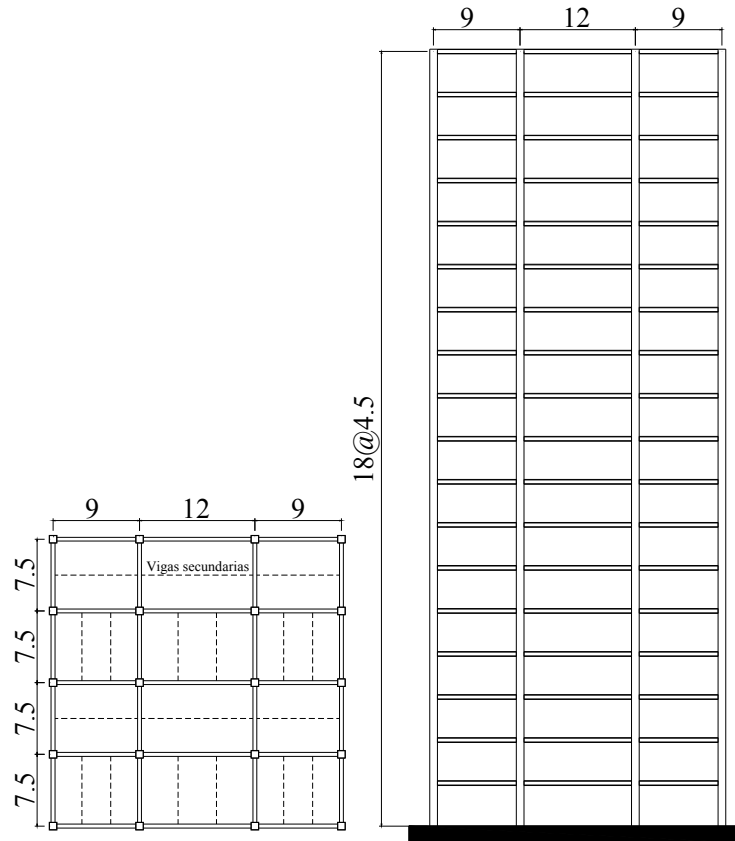


Figura 5.1 Vista en planta y elevación de la estructura de 18 niveles (dimensiones en metros)

Tabla 5.1 Elementos conformantes de la estructura de 18 niveles (18N-Q3-1) diseñada para un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$

T = 1.58 seg	Columnas		Vigas			
	Nivel	Lado [cm]	Espesor de placa [cm]	Acero	Sección	Acero
	1-3	110	5.08	A-572	W36X485	A-36
	4-6	105	5.08	A-572	W36X439	A-36
	7-9	100	5.08	A-572	W33X424	A-36
	10-12	95	5.08	A-572	W33X387	A-36
	13-15	85	5.08	A-572	W27X368	A-36
	16-18	80	5.08	A-572	W24X306	A-36

El desempeño del edificio se evalúa a partir de sus demandas de distorsión máxima de entrepiso y de rotación plástica en los elementos estructurales. Para aportar significado a dichas demandas, se usan los umbrales discutidos en los capítulos previos. En particular, se considera un umbral de 0.010 para el DI_{max} correspondiente a Ocupación Inmediata desde un punto de vista no estructural. En términos del desempeño estructural de los marcos resistentes a momento de acero, se consideran umbrales de θ_{max} de 0.005, 0.015 y 0.025, respectivamente, para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso. En el caso particular del presente estudio, se verifica que los marcos cumplan con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (θ_{max} de 0.005).

En la Figura 5.2 se muestran perfiles de distorsión máxima de entrepiso y de rotación plástica máxima en altura para los eventos principales (líneas rojas) y secuencias sísmicas con diferentes características (líneas azules). Las demandas corresponden a la media + σ de las correspondientes a cada uno de los eventos bajo consideración. Para la generación de los perfiles mostrados en línea azul, se utilizaron secuencias caracterizadas por diferentes valores de los cocientes A_{mr}/A_{mp} y T_{gr}/T_{gp} .

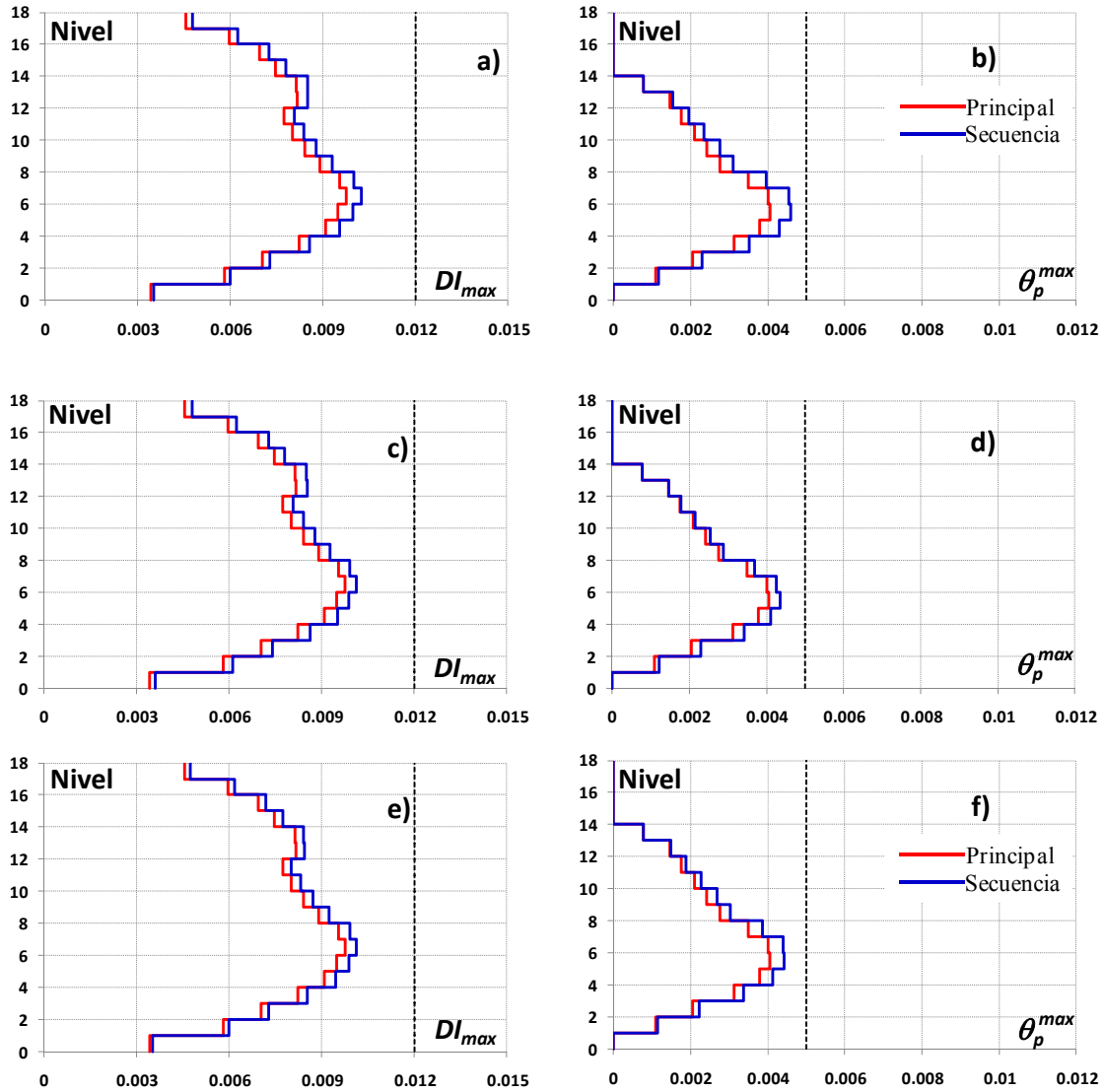


Figura 5.2 Demandas de DI_{max} y θ_p^{max} para el modelo 18N-Q3-1 sujeto a los eventos principales y a las secuencias sísmicas generadas, en todos los casos $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$:

- a) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$; b) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$; c) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$; d) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$;
 e) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$; f) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$

Los perfiles de distorsión mostrados en las Figuras 5.2a y 5.2b, 5.2c y 5.2d, y 5.2e y 5.2f corresponden, respectivamente, a secuencias con cocientes $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$ y $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$; $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$; y $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$. Vale la pena recordar que

los eventos principales se escalaron linealmente para alcanzar la velocidad máxima correspondiente al registro *MX08* (SCT-EO 1985), y que en promedio el periodo dominante de movimiento de los eventos principales T_{gp} está cercano a los 2 seg.

De la Figura 5.2 puede decirse que, en términos de la distorsión de entrepiso demandada por los eventos principales (Figuras 5.2a, 5.2c y 5.2e), la distorsión máxima es menor que el valor límite de 0.012 considerado durante el diseño, y que está cercana al umbral de 0.010 asociado al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata desde el punto de vista de elementos no estructurales desligados del sistema estructural. Las Figuras 5.2b, 5.2d y 5.2f muestran que las demandas máximas de rotación plástica se encuentran cercanas al umbral de 0.005 correspondiente a los elementos estructurales para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

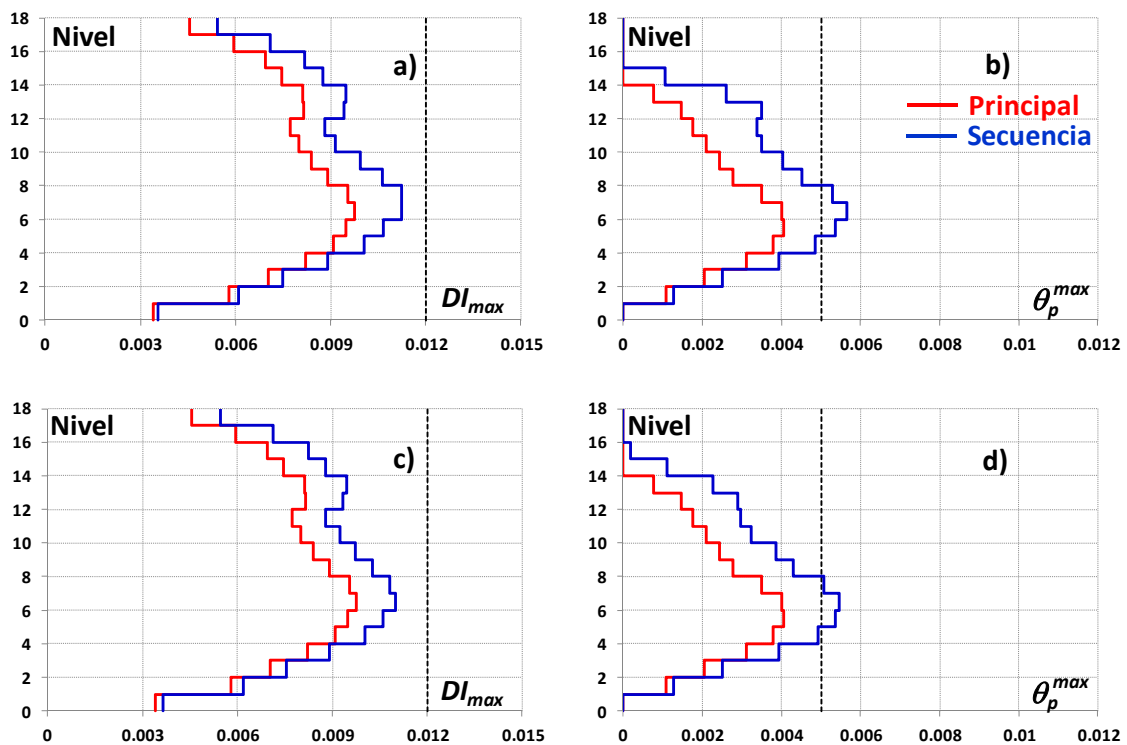


Figura 5.3 Demandas de DI_{max} y θ_p^{max} para el modelo 18N-Q3-1 sujeto a los eventos principales y a las secuencias sísmicas generadas, en todos los casos $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$:
a) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.8$; b) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.8$; c) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.7$; d) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.7$

En cuanto al efecto de las réplicas en la respuesta dinámica de la estructura estudiada, la Figura 5.2 muestra que las demandas sísmicas se incrementan de manera poco apreciable, de tal manera que las estructuras esenciales siguen cumpliendo con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Quizá pueda decirse que el incremento en las demandas sísmicas es mayor para el caso en que las secuencias sísmicas exhiben un valor del cociente T_{gr}/T_{gp} de 1.2. Vale la pena hacer notar que el valor del periodo fundamental de vibración del sistema estructural, cercano a los 1.6 seg, se encuentra lo suficientemente alejado del periodo dominante del evento principal y de sus réplicas (2.1 seg., para el evento principal, y 2.5, 2.1 y 1.9 seg., para las réplicas) y que ésta es la principal razón por

la cual las réplicas no exhiben una influencia importante en las demandas sísmicas del sistema estructural.

En la Figura 5.3 se muestran perfiles en altura de distorsión de entrepiso y rotación plástica máxima para el caso en que el modelo 18N-Q3-1 se somete a los eventos principales (línea roja) y secuencias sísmicas caracterizadas por valores de $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$ y de T_{gr}/T_{gp} de 0.7 y 0.8. Puede observarse que aunque las demandas sísmicas se incrementan respecto a las demandas correspondientes al evento principal, los incrementos no son de una magnitud tal que ponga en duda la capacidad del sistema para permanecer en Ocupación Inmediata durante el sismo de diseño. Es importante mencionar que el incremento en la respuesta del sistema estructural con respecto a lo discutido en la Figura 5.2 se explica por la coincidencia de su periodo fundamental de vibración (1.6 seg.) con los periodos dominantes de movimientos asociados a las réplicas (1.5 y 1.7 seg.).

La Figura 5.4 muestra perfiles de distorsión máxima y rotación plástica máxima para los casos en que la estructura 18N-Q3-1 se ve sometida a secuencias sísmicas con T_{gr}/T_{gp} de 0.8 y distintos valores de A_{mr}/A_{mp} (1.0, 0.9, 0.8 y 0.7). Para los casos ilustrados, el efecto de la intensidad de la réplica no es lo suficientemente importante como para que la estructura esencial deje de satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata después de la ocurrencia de la secuencia sísmica. Acaso pueda decirse que para $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$, la réplica conduce a la estructura a experimentar rotaciones plásticas un poco mayores a 0.005. Nótese que esto es así a pesar de la coincidencia que se da entre el valor del periodo fundamental de vibración del sistema estructural (1.6 seg.) y el periodo dominante de movimiento de las réplicas (1.7 seg.).

En congruencia con lo discutido en el Capítulo 4, los resultados presentados en las Figuras 5.2 a 5.4 indican que cuando el periodo fundamental de vibración del sistema estructural esencial es menor que el periodo dominante de movimiento del evento principal, el efecto de las réplicas no es lo suficientemente importante como para afectar su nivel de desempeño.

5.3 Demandas de Distorsión de Entrepiso y Rotación Plástica Máxima, Edificio de 8 Niveles Diseñado para $Q = 2$ y Edificio de 8 Niveles Diseñado por Desplazamientos

Para evaluar el efecto de la ocurrencia de réplicas sísmicas en las estructuras de baja altura, se evaluó el desempeño sísmico de dos modelos estructurales de 8 niveles (utilizados en el estudio presentado en el Capítulo 3 y cuya geometría se muestra en la Figura 3.4). Mientras que el primero se diseñó de acuerdo a los requerimientos de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004), el segundo fue diseñado de acuerdo a la metodología de diseño basado en desplazamientos presentada en esta tesis.

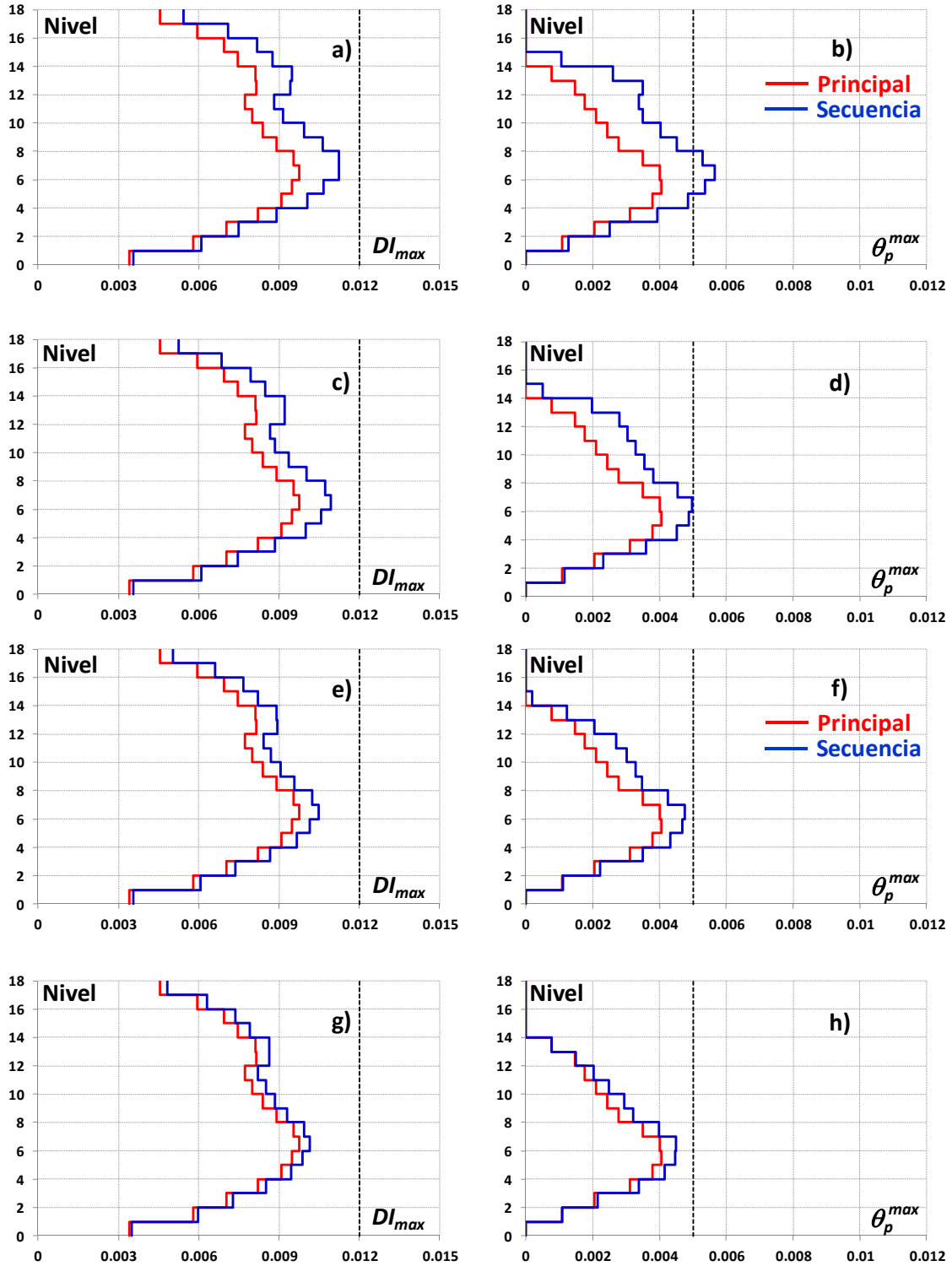


Figura 5.4 Demandas de DI_{max} y θ_p^{max} para el modelo 18N-Q3-1 sujeto a los eventos principales y a las secuencias sísmicas generadas, en todos los casos $T_{gr}/T_{gp} = 0.8$:
a) DI_{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$; b) θ_p^{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$; c) DI_{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 0.9$; d) θ_p^{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 0.9$;
e) DI_{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$; f) θ_p^{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 0.8$; g) DI_{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 0.7$; h) θ_p^{max} , $A_{mr}/A_{mp} = 0.7$

El cuanto al primer modelo, diseñado como estructura del grupo A para un factor de comportamiento sísmico Q de 2 y el espectro de diseño correspondiente a la Zona IIIb, se consideró el uso de un factor de importancia de 1.5 y una distorsión máxima de entrepiso de 0.012 (en este capítulo dicho modelo se ha renombrado Modelo 8N-Q2-1).

Tabla 5.2 Elementos estructurales conformantes de los Modelos 8N-Q2-1 y 8N-MD-1

Modelo 8N-Q2-1 Acero A36			
T = 0.65 seg		Columnas	Vigas
Nivel	Lado [cm]	Espesor de placa [cm]	Sección
1-3	65	2.540	W21X132
4-6	60	2.540	W21X122
7-8	55	2.540	W18X86
Modelo 8N-MD-1 Acero A36			
T = 0.92 seg		Columnas	Vigas
Nivel	Lado [cm]	Espesor de placa [cm]	Sección
1-3	60	2.540	W18X86
4-6	55	1.905	W18X76
7-8	50	1.905	W18X60

El segundo modelo fue diseñado bajo los principios de la metodología presentada en el Capítulo 3, para controlar sus demandas máximas de distorsión de entrepiso y rotación plástica dentro de los umbrales de 0.010 y 0.005, respectivamente. En este capítulo, dicho modelo se ha renombrado Modelo 8N-MD-1. En la Tabla 5.2 se muestran las dimensiones y secciones de los elementos estructurales de los Modelos 8N-Q2-1 y 8N-MD-1. Una vez más, el desempeño sísmico de los edificios estudiados se establece a partir de sus demandas de distorsión máxima y de rotación plástica; y para ello se consideran valores de 0.010 y 0.005 para DI_{max} y θ_{max} , respectivamente.

En la Figura 5.5 se muestran perfiles de distorsión máxima de entrepiso y de rotación plástica máxima para la estructura 8N-Q2-1 sometida a los eventos principales (línea roja) y las secuencias sísmicas (línea azul). Los perfiles mencionados corresponden a la media más una desviación estándar de los perfiles correspondientes a cada uno de los eventos bajo consideración. Para la generación de los perfiles mostrados en línea azul, se utilizaron secuencias caracterizadas con diferentes valores de los cocientes A_{mr}/A_{mp} y T_{gr}/T_{gp} .

Las demandas sísmicas mostradas en la Figura 5.5 enfatizan que las estructuras esenciales con periodo fundamental de vibración pequeño y alejado del periodo dominante del terreno, y diseñadas con un factor de importancia de 1.5, exhiben un desempeño sísmico por demás conservador y que, de acuerdo a lo discutido en el Capítulo 4, serán muy poco susceptibles al efecto de una réplica. Algo similar a lo discutido en este párrafo para el modelo 8N-Q2-1 en términos de los efectos de las réplicas, puede concluirse a partir de la Figura 5.6 para el modelo 8N-MD-1. Quizá solo deba señalarse que el modelo diseñado de acuerdo a la metodología basada en desplazamientos representa un diseño más eficiente cuyos niveles de respuesta se aproximan cercanamente a sus respectivos umbrales de diseño.

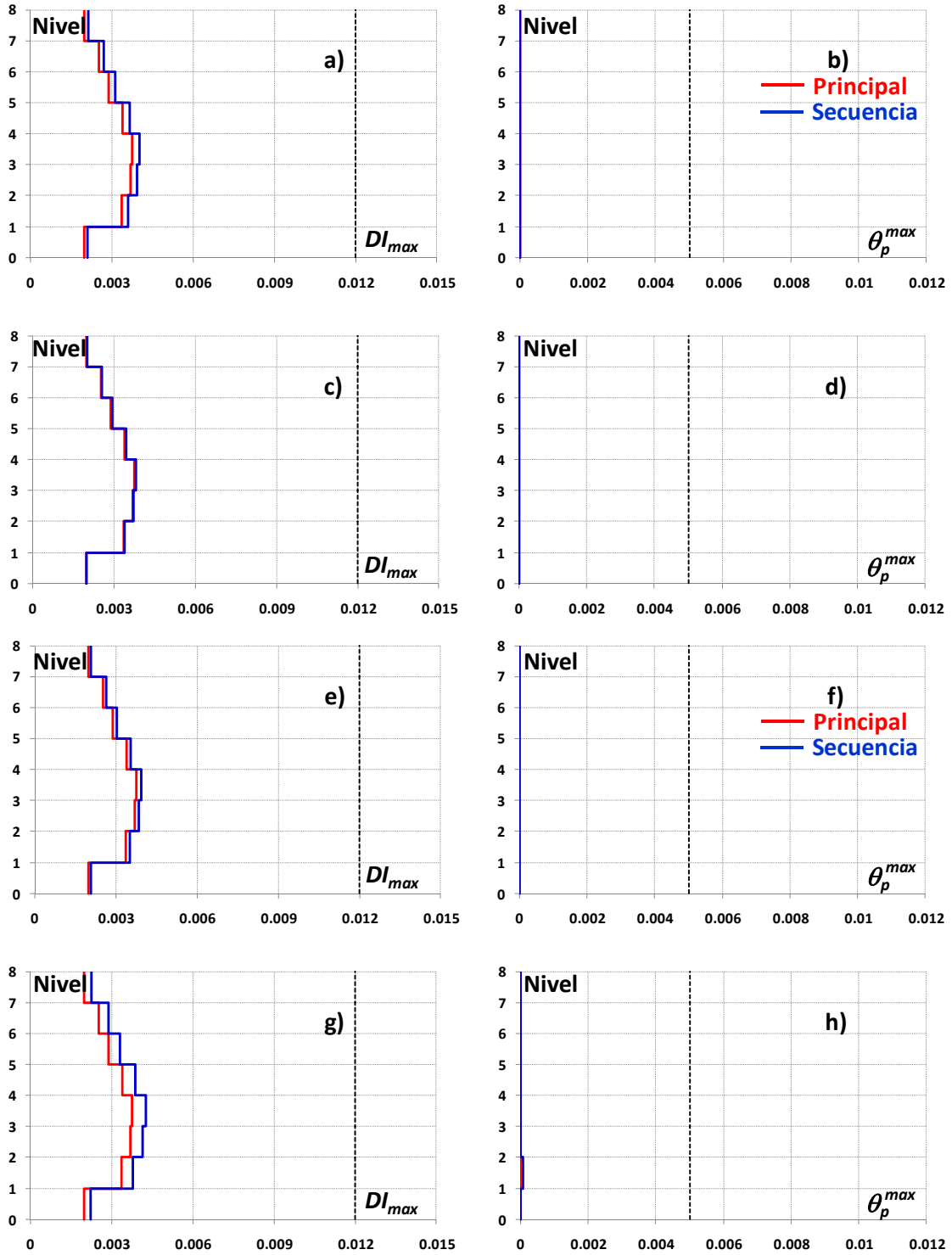


Figura 5.5 Demandas de DI_{max} y θ_p^{max} para el modelo 8N-Q2-1 sujeto a los eventos principales y a las secuencias sísmicas generadas, en todos los casos $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$:
a) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$; b) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$; c) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$; d) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$;
e) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$; f) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$; g) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.7$; h) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.7$

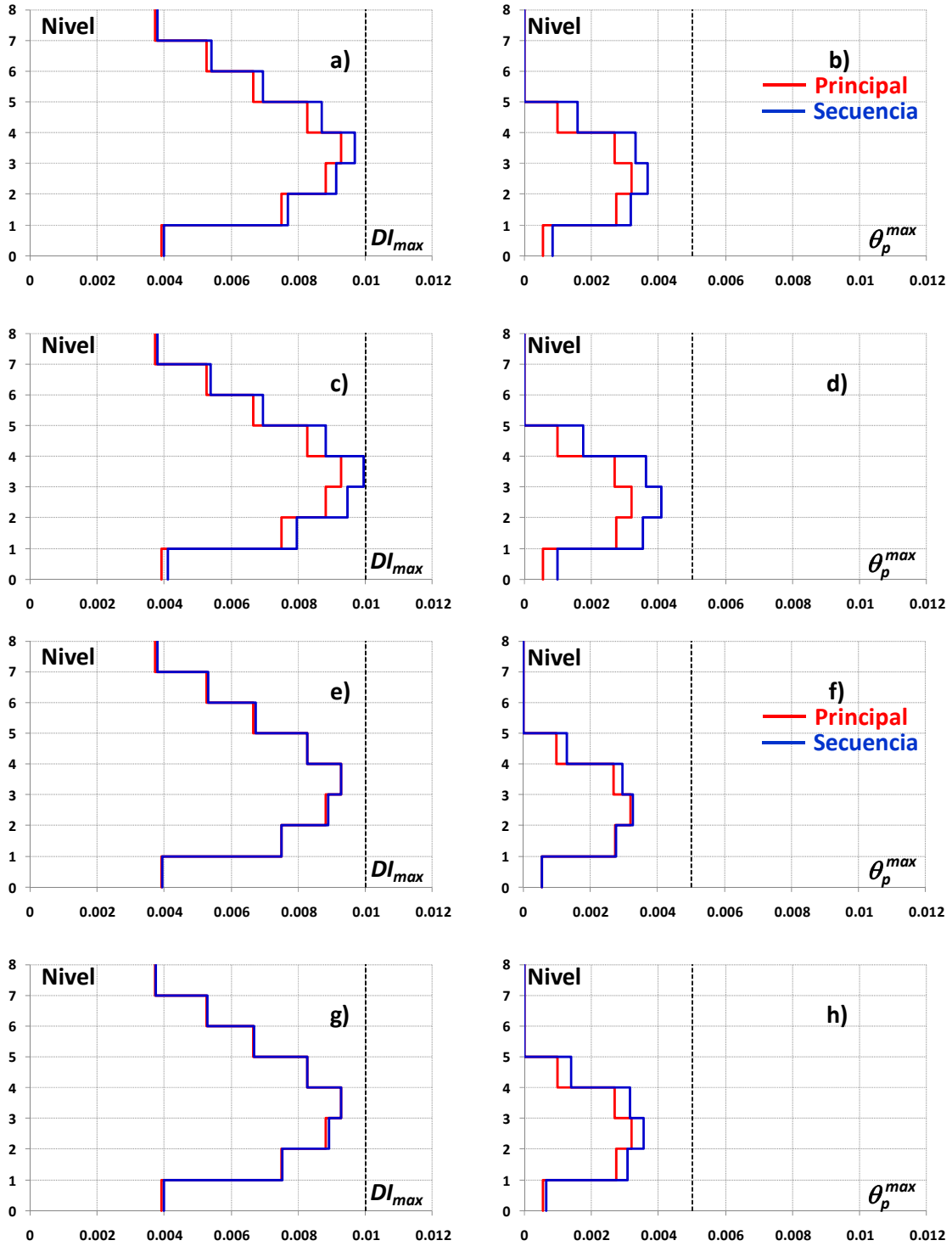


Figura 5.6 Demandas de DI_{max} y θ_p^{max} para el modelo 8N-MD-1 sujeto a los eventos principales y a las secuencias sísmicas generadas, en todos los casos $A_{mr}/A_{mp} = 1.0$:
a) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$; b) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.2$; c) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$; d) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 1.0$;
e) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$; f) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.9$; g) DI_{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.7$; h) θ_p^{max} , $T_{gr}/T_{gp} = 0.7$

5.4 Conclusiones Preliminares

Las estructuras construidas en zonas sísmicas no solo quedan expuestas a los efectos de un evento sísmico aislado, sino que por lo general se ven sometidas a los efectos de la ocurrencia de una secuencia sísmica, la cual consiste en movimientos precursores, evento principal y réplicas. A partir del estudio de sistemas equivalentes de 1GL, se concluyó en el capítulo previo que las estructuras situadas en la Zona del Lago del Distrito Federal no son susceptibles a los efectos de las réplicas cuando su periodo dominante de vibración es menor que el periodo dominante del movimiento del terreno asociado al evento principal.

A partir de los resultados presentados en este capítulo, se corrobora la conclusión de que, independientemente de las características de la réplica, las estructuras esenciales ubicadas en zonas de terreno blando no son susceptibles a los efectos de las réplicas cuando su periodo dominante de vibración es menor que el periodo dominante del movimiento asociado al evento principal. Si se consideran los valores elevados que exhiben los periodos del terreno en la Zona del Lago del Distrito Federal, y que las estructuras esenciales construidas en el Distrito Federal suelen exhibir 10 pisos o menos; es posible decir que en la gran mayoría de los casos, las estructuras esenciales ubicadas en dicha zona no serán particularmente vulnerables a los efectos de una réplica. Dentro de este contexto, es importante recordar que una estructura esencial ubicada en la Zona del Lago y cuyo periodo fundamental de vibración es mayor que el periodo dominante del movimiento del terreno asociado al evento principal, puede tener un desempeño deficiente a pesar de quedar en Ocupación inmediata después del evento principal. Esto implica que será necesario tener mucho cuidado si se decide alojar una instalación esencial en torres altas construidas en los terrenos blandos del Distrito Federal.

CAPÍTULO 6.

SÍNTESIS, CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES

CAPÍTULO 6. SÍNTESIS, CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES

Las estructuras catalogadas como esenciales son sistemas altamente complejos que son vulnerables a la acción destructiva de los sismos. Debido a lo refinado y complejo de su operación cotidiana, el diseño de las instalaciones esenciales requiere de la consideración cuidadosa del desempeño de todos sus subsistemas. Como consecuencia de los daños estructurales que han exhibido estas instalaciones durante sismos severos, la normatividad de varios países requiere del uso de un factor de importancia, generalmente igual a 1.5, para incrementar las fuerzas laterales de diseño. El uso que actualmente se le da al factor de importancia no siempre conduce a diseños confiables, y esto es particularmente cierto para el caso en que la estructura esencial se ubique en zonas de terreno blando y su periodo se asemeje al periodo dominante del terreno. En el presente trabajo se ha propuesto una metodología de diseño sismorresistente que conduce a marcos rígidos que se han cumplido con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata cuando se sometieron a la acción de registros acelerométricos de magnitud importante. Se ha evaluado también el comportamiento de los marcos diseñados ante la acción de secuencias sísmicas artificiales generadas para tal efecto.

6.1 Síntesis

El trabajo presentado en esta tesis ha tenido como objeto el estudio de las estructuras conocidas como esenciales cuando se ven sometidas a sismos severos, asimismo se presentó una metodología de diseño basada en conceptos de diseño por capacidad y diseño por desempeño. Dicha metodología pretende que las estructuras al ser sometidas a eventos sísmicos intensos se comporten de manera que puedan ser ocupadas de manera inmediata. Se evalúa también el efecto de réplicas sísmicas sobre estructuras desplantadas en terreno blando. La secuencia del trabajo realizado se describe a continuación.

En primer lugar, se presenta, un estudio encaminado a establecer si las recomendaciones de diseño hechas por los códigos actuales para el diseño sismorresistente de infraestructura esencial conducen a un comportamiento estructural y no estructural adecuado en este tipo de estructuras. Se estima, a través de sistemas simples (de un grado de libertad), el desempeño estructural y no estructural de edificios esenciales con una amplia gama de propiedades estructurales. En particular, se considera infraestructura del grupo A (definida en el artículo 139 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF, 2004) ubicada en la Zona del Lago del Distrito Federal y en la ciudad de Los Ángeles, California. De los resultados obtenidos se evalúa la eficacia del uso del factor de importancia para el diseño sísmico de estructuras esenciales.

Se propone una metodología de diseño basada en desplazamientos que controla simultáneamente demandas sísmicas relevantes para el buen desempeño sísmico de las estructuras esenciales. Dado que la primera parte del estudio mostró que el uso de un factor de importancia durante el diseño sismorresistente de estructuras esenciales desplantadas en

terreno blando muestra limitaciones, se propone el desarrollo de herramientas de diseño basadas en desplazamientos. La metodología presentada se basa en el control de desplazamientos para la concepción y diseño preliminar de estructuras esenciales, de su aplicación, resultan sistemas estructurales en los cuales se controla de manera simultánea su daño estructural y no estructural, a través del control apropiado de las demandas máximas de rotación plástica y de distorsión de entrepiso. Se proponen también ayudas de diseño aplicables a la metodología mencionada y se analizan marcos rígidos de acero diseñados de acuerdo al procedimiento presentado, comprobando mediante la obtención de sus demandas sísmicas los beneficios que arrojan los diseños basados en la metodología innovadora.

Las etapas finales de la tesis aquí presentada, muestran un estudio paramétrico de sistemas de un grado de libertad sometidos a secuencias sísmicas evento principal- réplica propias de terrenos blandos, las cuales fueron generadas artificialmente. Con este estudio se busca determinar en qué casos las secuencias sísmicas son potencialmente peligrosas para las estructuras esenciales y se muestran los casos específicos en que la ocurrencia de la réplica incrementa las demandas sísmicas en los sistemas estudiados. Se plantea cuáles son las características que debe tener la réplica respecto al evento principal para que pueda incrementar demandas de rotación plástica y de distorsión de entrepiso en relación con aquéllas producto solamente de la ocurrencia del evento principal.

Para complementar el estudio paramétrico de sistemas de 1GL sometidos a secuencias sísmicas, se desarrolla en la última parte del trabajo un estudio complementario en el cual las secuencias sísmicas previamente constituidas se utilizan para obtener la respuesta dinámica de marcos de acero diseñados de acuerdo a los reglamentos actuales y a la metodología basada en desplazamientos mencionada antes. Se verifican las tendencias encontradas en el estudio de sistemas de 1GL, y se encuentra que los diseños hechos con la metodología propuesta mantienen las demandas de rotación plástica y distorsión de entrepiso en niveles para los cuales fueron diseñados.

6.2 Conclusiones

A partir del daño que han presentado diversas estructuras situadas en zonas sísmicas ante la ocurrencia de eventos de magnitud importante, el presente trabajo ha encaminado sus esfuerzos a evaluar la eficacia del uso del factor de importancia durante la etapa de diseño de estructuras esenciales y se ha propuesto una metodología simple de diseño sísmico basada en desplazamientos y que puede usarse para el diseño preliminar de marcos rígidos que sean capaces de controlar adecuadamente el daño estructural y no estructural en instalaciones esenciales mediante el control simultáneo de las demandas máximas de distorsión lateral y rotación plástica.

Aunado a lo anterior, se sabe que un evento sísmico no se expresa en términos de un movimiento aislado, sino como una secuencia evento precursor-evento principal-réplicas, estas últimas, en ocasiones resultan en incrementos importantes en los niveles de daño estructural y no estructural. Los estudios presentados en esta tesis sugieren que, para el tipo de estructuras esenciales construidas en el Distrito Federal, la ocurrencia de réplicas no

tendrá implicaciones importantes en cuanto al desempeño sísmico de una estructura esencial.

Independientemente del detallado utilizado en los elementos estructurales de una estructura esencial, no es conveniente considerar ductilidades de diseño mayores que dos durante su diseño por resistencia. Aunque puede ser deseable proporcionar detallado dúctil al sistema estructural de un sistema esencial, la necesidad de mantener su sistema estructural en Ocupación Inmediata después de la excitación sísmica de diseño puede implicar restringir de manera importante sus demandas plásticas de deformación. Bajo estas circunstancias, no es posible aprovechar la capacidad de deformación plástica del sistema estructural para reducir las fuerzas laterales de diseño.

De los resultados obtenidos a partir del uso de sistemas equivalentes de 1GL para la evaluación de la respuesta dinámica de estructuras esenciales diseñadas con un factor de importancia de 1.5, puede decirse que el desempeño estructural de sistemas esenciales en terreno blando depende de manera muy importante de su periodo, ya que mientras aquellos sistemas que exhiben un periodo cercano al periodo dominante del terreno exhiben un desempeño estructural inadecuado, aquellos que se alejan de dicho periodo no requieren de consideraciones especiales en cuanto a su diseño de resistencia. En particular, los sistemas que exhiben un periodo similar al periodo dominante del terreno deben diseñarse para permanecer prácticamente elásticos durante la excitación sísmica de diseño para que sean capaces de controlar sus demandas de rotación plástica dentro de umbrales congruentes con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. En cuanto al desempeño no estructural de los sistemas esenciales, un gran porcentaje de ellos exhibe distorsiones de entrepiso iguales o mayores que 0.010. Lo anterior implica que el desempeño de los sistemas no estructurales solo será adecuado si se usa un detallado especial, de tal manera de desconectarlos del sistema estructural de la edificación. En lo referente a los sistemas esenciales ubicados en terreno blando y cuyo periodo se acerca al periodo dominante del terreno, mantenerlos prácticamente elásticos durante el sismo de diseño para garantizar un desempeño estructural adecuado resulta en distorsiones cercanas a 0.020, demanda que implicaría daños en sistemas no estructurales tradicionales, aún si estos fueran desconectados del sistema estructural y detallados para acomodar deformaciones laterales de importancia. Bajo estas circunstancias, una opción para hacer posible de manera simultánea desempeños estructural y no estructural adecuados es el uso de sistemas disipadores de energía.

Para lograr un desempeño adecuado de estructuras esenciales desplantadas en terrenos blandos como los que conforman la Zona del Lago de Distrito Federal, es necesario plantear un control explícito de su respuesta dinámica. Dentro de este contexto, metodologías simples basadas en desplazamientos pueden usarse para el diseño preliminar de marcos resistentes a momento que sean capaces de controlar adecuadamente el daño estructural y no estructural en instalaciones esenciales mediante el control simultáneo de las demandas máximas de distorsión lateral y rotación plástica. El diseño de una estructura esencial conforme a la metodología depende de manera muy importante del nivel de distorsión de entrepiso fijada como parte de los objetivos de diseño. Mientras que el diseño queda regido por consideraciones de rigidez cuando la distorsión de entrepiso se limita a valores iguales o menores que 0.010, umbrales mayores de distorsión requieren de una revisión de la capacidad resistente del sistema estructural. El uso de la metodología

propuesta en este trabajo resultó en el diseño de dos versiones de un par de sistemas estructurales que han sido capaces de cumplir de manera eficiente con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

A partir de comparar las características estructurales de versiones de sistemas estructurales ubicados en la Zona del Lago del Distrito Federal y diseñados conforme a la normatividad actual y la metodología basada en desplazamientos, se observó que la metodología basada en desplazamientos da lugar a sistemas estructurales más ligeros (entre 9 y 30% más ligeros) que exhiben un desempeño sísmico congruente con sus objetivos de diseño. En contraste, la normatividad actual dio lugar a sistemas estructurales con desempeños sísmicos variables que por lo general se caracterizaron por controlar de manera por demás conservadora su respuesta lateral. Sin embargo, es importante recalcar que el estudio de sistemas equivalentes de 1GL para la Zona del Lago claramente indica que mientras el periodo fundamental de vibración de las estructuras diseñadas se acerca al dominante del terreno, las estructuras diseñadas de acuerdo a la normatividad actual tenderán a exhibir un desempeño sísmico deficiente.

A partir de los resultados presentados en el capítulo que aborda el estudio de sistemas equivalentes de 1GL sometidos a secuencias sísmicas, puede concluirse que las secuencias sísmicas de banda angosta pueden afectar de manera negativa el desempeño sísmico de las estructuras esenciales y de ocupación estándar. En términos generales, puede decirse que conforme se incrementan los valores de T_{gr}/T_{gp} y A_{mr}/A_{mp} , mayor es el efecto de la réplica en la respuesta sísmica de marcos rígidos regulares, y que los sistemas cuyo periodo de vibración sea igual o mayor que el periodo dominante del evento principal son particularmente susceptibles a los efectos de las réplicas. Es posible decir que el efecto del cociente T_{gr}/T_{gp} es mayor que el de cualquier otro parámetro bajo consideración, y se observó que existen ciertos casos en que una estructura esencial que satisface el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata después del evento principal puede exhibir un desempeño sísmico deficiente una vez ocurrida la réplica. Dado que para que esto suceda se requiere que el periodo fundamental de vibración sea igual o mayor que el periodo dominante del movimiento del terreno del evento principal, y que para el tipo de estructuras esenciales construidas en el Distrito Federal esto es improbable, es posible concluir que por el momento la ocurrencia de réplicas no presenta un problema para estructuras esenciales adecuadamente diseñadas. Esta conclusión queda ampliamente corroborada a partir del desempeño sísmico establecido para marcos de acero sujetos a secuencias sísmicas.

6.3 Comentarios Finales

A partir de que las estructuras esenciales requieren para su operación cotidiana el trabajo armónico de varios otros subsistemas que los aquí estudiados, que las características físicas de estas instalaciones en general difieren de las características aquí abarcadas y las limitaciones inherentes al trabajo realizado, se recomienda desarrollar en trabajos futuros las siguientes actividades:

- a) Plantear un sistema de un grado de libertad que considere la aportación de modos superiores a la respuesta sísmica.
- b) Aplicar la metodología de diseño basado en desplazamientos a otros materiales y sistemas estructurales.
- c) Generar ayudas de diseño para calcular los parámetros *COD* y α para casos distintos al estudiado en este trabajo.
- d) Estudiar el aumento de amortiguamiento como una posible solución para lograr diseños estructurales satisfactorios para estructuras esenciales ubicadas en zonas de terreno blando y con periodo fundamental de vibración similar al periodo del terreno.
- e) Estudiar en mayor profundidad el efecto de las réplicas en sistemas que han sobrevivido al evento principal con diferentes niveles de comportamiento plástico, y estudiar, dentro de este contexto, las deformaciones residuales en los sistemas estructurales.
- f) Evaluar los efectos de las réplicas de banda angosta en estructuras con configuraciones diferentes.
- g) Estudiar la respuesta de contenidos sensibles a la velocidad y aceleración generadas en los entrepisos de las edificaciones.

REFERENCIAS.

REFERENCIAS

- Alcocer, S, Durán R, Flores L, Gutiérrez C y C Reyes (2003), “El sismo de Tecomán Colima del 21 de enero de 2003, observaciones preliminares en el Estado de Colima”, *Reporte preliminar*. Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.
- Alcocer, S (2007), “How have Mexican hospitals performed during recent seismic events?”, *First SMIS-EERI workshop on safe hospitals under natural hazards. Presentation*. Ixtapán de la Sal, Estado de México.
- Amadio, C, M Fragiaco y S Rajgelj (2003), “The effects of repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **32**, 291-308.
- American Society of Civil Engineers (2010), “Minimum design loads for buildings and other structures”, *Standar*, ASCE/SEI 7-10.
- Applied Technology Council (1998), “Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, basic procedures manual”, *Reporte*, FEMA 306.
- Applied Technology Council (2000), “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, *Reporte*, FEMA 356.
- Aschheim, M, E Maurer y J Browning (2007), “Dependency of COD on ground motion intensity and stiffness distribution”, *Structural Engineering and Mechanics*, **27** (4), 425-438.
- Bertero, V, J C Anderson, H Krawinkler y E Miranda, (1991), “Design guidelines for ductility and drift limits: review of state-of-the-practice and state-of-the-art in ductility and drift-based earthquake-resistant design of buildings”, *Reporte*, UCB/EERC-91/15, University of California at Berkeley.
- Bitrán, D (2000), “Características del impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en México en el periodo 1980-99”, *Reporte*, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

- Chopra, A K (2001), *Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering*, Prentice Hall, Second Edition.
- Comerio, M C (2005), “PEER Testbed study on a laboratory building: exercising seismic performance assessment”, *Reporte No. 2005/12*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California en Berkeley.
- Díaz, G, A Terán y C Reyes (2011), “Diseño basado en desplazamientos de estructuras esenciales de baja altura”, *Memorias del XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Aguascalientes, Aguascalientes México.
- Díaz, G, A Terán y C Reyes (2012), “Displacement-based design of essential facilities”, *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (CD)*, Lisbon.
- Díaz, G, A Terán y C Reyes (2013), “Diseño basado en desplazamientos de estructuras esenciales”, *Revista de la sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, En prensa.
- Eurocódigo 8 (2004), “Eurocódigo 8. Proyecto de estructuras sismorresistentes”, Norma Europea, Comité Europeo de Normalización.
- Garza, M, D Rodríguez (1998), *Los desastres en México: una perspectiva multidisciplinaria*, Universidad Iberoamericana, Primera Edición. México.
- Gutiérrez, C, M A Santoyo, R Quaas, M Ordaz, E Guevara, D Muriá y S Singh (1990), “Sismos, serie fascículos”, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Cuarta Edición.
- Hatzigeorgiou G y D Beskos (2009), “Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes”, *Engineering Structures*, 31, 2744-2755.
- Hatzigeorgiou G (2010), “Ductility demand spectra for multiple near- and far-fault earthquakes”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 170-183.
- Hatzigeorgiou G y A Liolios (2010), “Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 1010–1025.
- Kohrs-Sansorny C, F Courboux, M Bour y A Deschamps (2005), “A two-stage method for ground-motion simulation using stochastic summation of small earthquakes”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(4), 1387–1400.

- Nakano, Y, M Maeda, H Kuramoto y M Murakami (2004), "Guideline for post-earthquake damage evaluation and rehabilitation of RC buildings in Japan", *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering (CD)*, Paper No. 124.
- Paz, M (1992), *Dinámica estructural: teoría y cálculo*, Editorial Reverté S. A., Barcelona, España 1999.
- Prakash, V, G H Powell y S Campbell S, (1993), "Drain-2Dx base program description and user guide", *Manual*, University of California.
- Qi, X y J P Moehle, (1991), "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes", *Reporte UCB/EERC-91/02*, University of California at Berkeley.
- Real Academia Española de la Lengua (2001), *Diccionario de la Real Academia Española de la Lengua*, 22ª edición, <http://www.rae.es/RAE/Noticias.nsf/Home?ReadForm>.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1942), "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", *Diario Oficial de los Estado Unidos Mexicanos*, Departamento del Distrito Federal, Tomo CXXXIII, No. 20, julio.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1966), "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", *Diario Oficial de los Estado Unidos Mexicanos*, Departamento del Distrito Federal, julio.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1993), "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, Tomo II, No. 218, agosto.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-BIS, octubre.
- Reyes, C (1999), "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios", *Tesis Doctoral*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rosenblueth E y R Meli (1986), "The 1985 Mexico earthquake: causes and effects in Mexico City ", *Concrete International*, (ACI) 8(5), 23-34.

- Ruiz-García J, J Moreno y A Maldonado (2008), “Evaluation of existing Mexican highway bridges under mainshock-aftershock seismic sequences”, *Memorias del XIV Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica (CD)*, Artículo No. 05-02-0090.
- Ruiz-García J y J Negrete-Manriquez (2011), “Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences”, *Engineering Structures*, 33, 621-634.
- Ruiz-García J (2012), “Mainshock-aftershock ground motion features and their influence in building’s seismic response”, *Journal of Earthquake Engineering*, 16 (5), 719-737.
- Ruiz-García J, A Terán y G Díaz (2012), “Response of essential facilities under narrow band mainshock-after shock seismic sequences”, *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (CD)*
- Salmon, C y J Johnson (1996), *Steel structures, design and behavior*, Addison Wesley Longman, Prentice Hall. USA 1996.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (1999), “Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, Catálogo de Acelerogramas 1960-1999” *CD*.
- Somerville, P G, N Smith, S Punyamurthula y J Sun (1997), “Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project”, *Reporte, SAC/BD-97/04*, SAC Joint Venture.
- Terán-Gilmore A. (1998), “Características Mecánicas y desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado”, *Memorias de XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, I, 564-573.
- Terán-Gilmore, A (2004), “On the use of spectra to establish damage control in regular frames during global predesign”, *Earthquake Spectra*, 20(3), 1-26.
- Terán Gilmore, A y M Espinosa Johnson (2008), “Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la Zona del Lago del Distrito Federal: la resistencia lateral de diseño”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, 78(1), 23-46.

- Terán, A, S Duarte y C Arroyo, (2009), “El programa hospital seguro, una nueva filosofía de diseño de espacios para la salud. El caso de la clínica de Pemex en Ciudad del Carmen, Campeche”, *Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puebla, Puebla México.
- Teran-Gilmore, A y J O Jirsa, (2010), “SMIS-EERI Workshop on Safe Hospital under Natural Hazards”, *9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering (CD)*.
- Terán, A, G Díaz y C Reyes, (2010), “Estudio sobre el factor de importancia utilizado durante el diseño sismorresistente de hospitales”, *Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato México.
- Terán, A, J Ruiz y G Díaz, (2012), “Respuesta de estructuras desplantadas en suelos blandos ante secuencias sísmicas”, *Memorias del XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Guerrero México.
- Wong, B (2009), *Plastic analysis and design of steel structures*, Butterworth-Heinemann, Elsevier Ltd. USA 2009.

APÉNDICE A.

APÉNDICE A. VALIDACIÓN DEL SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD UTILIZADO EN EL ESTUDIO.

Para ilustrar la pertinencia de estimar las demandas de distorsión de entrepiso en marcos rígidos regulares a partir del uso del modelo de un grado de libertad mencionado y utilizado en el cuerpo principal de esta tesis, se aplica el modelo para predecir las demandas de desplazamiento de azotea, distorsión máxima y distorsión plástica de un conjunto de edificios cuyo sistema estructural exhibe diferentes geometrías. Se comparan las demandas obtenidas mediante el análisis estructural dinámico no lineal de las estructuras utilizadas contra las demandas estimadas mediante el uso de un sistema de un grado de libertad. Los resultados muestran la cercana coincidencia de los resultados en ambos casos con lo que se puede justificar el uso del sistema de un grado de libertad utilizado a lo largo del presente estudio.

A.1 Sistema de un Grado de Libertad

De acuerdo a los alcances del presente trabajo, los cuales abarcan solamente el estudio de estructuras regulares, se puede afirmar que para estimar la respuesta de un edificio regular cuando se le sujeta a una excitación sísmica, es posible utilizar en ciertos casos sistemas simples. En el caso particular del trabajo aquí reportado, se utiliza un sistema equivalente de un grado de libertad planteado conforme a lo discutido por Terán (2004). El planteamiento de las propiedades estructurales del sistema de un grado de libertad que representa a una edificación contempla los siguientes pasos:

- a) Se definen algunas propiedades del edificio, tal como su altura total (H), periodo fundamental de vibración (T), coeficiente sísmico (c , definido como el cortante basal último que desarrolla el sistema normalizado por su peso), y porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ). La Figura A.1 ilustra la definición que en este estudio se asume para el coeficiente sísmico, W denota el peso total del edificio.
- b) Se establece entonces el sistema equivalente de un grado de libertad a través de asignarle a su periodo fundamental de vibración, coeficiente sísmico y porcentaje de amortiguamiento crítico, los valores de T , c y ξ respectivamente, establecidos para el edificio.

Una vez establecido el sistema equivalente de un grado de libertad, se le sujeta a la acción del sismo bajo consideración, y se establecen sus demandas sísmicas. En esta parte del trabajo se consideran las demandas de distorsión máxima, distorsión plástica y de desplazamiento lateral (δ_{SIGL}). En función del número de pisos del edificio y el valor de la ductilidad demandada al sistema (μ_{SIGL}), es posible estimar la demanda máxima de desplazamiento de azotea del edificio conforme a lo siguiente (ecuaciones previamente establecidas y repetidas aquí):

$$\delta_{max} = \alpha \delta_{S1GL} \quad (AI.1)$$

donde α es un factor que se calibra a partir del estudio analítico de edificios con sistemas estructurales similares al que se estudia. Con base en las recomendaciones del FEMA 306 (Applied Technology Council, 1998) y en los estudios llevados a cabo por Terán (2004), la Tabla AI.1 presenta valores de α que pueden ser utilizados para el caso de edificios estructurados con base en marcos resistentes a momento regulares. En caso de que el valor de μ_{S1GL} sea menor que uno o se encuentre en el rango que va de uno a dos, es necesario interpolar con base en los valores incluidos en la tabla mencionada.

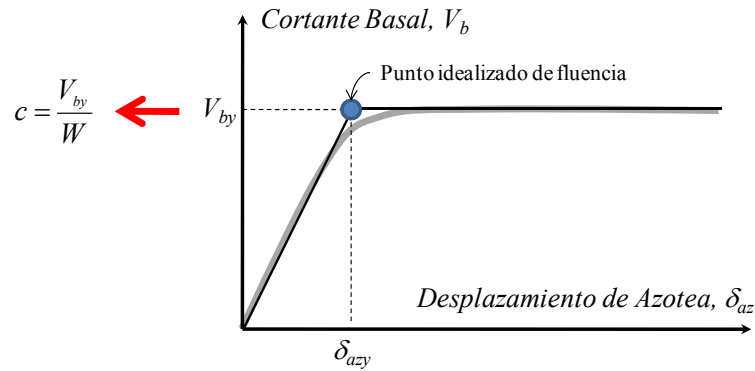


Figura A.1 Definición de coeficiente sísmico a partir de curva de capacidad

Tabla A.1 Valores de α para marcos resistentes a momento regulares

Número de pisos	α	
	$\mu_{S1GL} = 1$	$\mu_{S1GL} = 2+$
1	1.00	1.00
2	1.20	1.10
3	1.30	1.20
4	1.35	1.20
5+	1.40	1.20

Una vez que se tiene la máxima demanda de desplazamiento de azotea, es posible hacer una estimación de la máxima demanda de distorsión de entrepiso (DI_{max}):

$$DI_{max} = \frac{\delta_{maxCOD}}{H} \quad (AI.2)$$

donde COD es un coeficiente que considera que la demanda de distorsión de entrepiso no es constante a lo largo de la altura del edificio. Con base en las discusiones planteadas por Qi y Moehle (1991) y Bertero et al. (1991), y en los estudios llevados a cabo por Terán (2004), la Tabla AI.2 ofrece valores de COD para marcos rígidos regulares. Mientras que en el caso de que el valor de μ_{S1GL} sea menor que 1 debe usarse un COD igual a 1.2, cuando esta demanda se encuentre en el rango que va de 1 a 2, es necesario interpolar con base en los valores incluidos en la tabla.

Tabla AI.2 Valores de COD para marcos resistentes a momento regulares

μ_{SIGL}	COD
1	1.2
2+	1.5 a 1.8

A lo largo del presente estudio se considera que un sistema que ha permanecido elástico ($\mu_{SIGL} \leq 1$) durante la excitación sísmica no sufre daño estructural; ya que, el nivel de daño estructural exhibe una alta correlación con las demandas de deformación no lineal. Debido a lo anterior, es necesario delimitar las porciones de deformación elástica y plástica involucradas en el valor de DI_{max} que corresponde a un sistema estructural que ha incurrido en su rango plástico de comportamiento ($\mu_{SIGL} > 1$). Para ello, es necesario establecer primero la máxima distorsión elástica en el edificio (la cual corresponde al desplazamiento δ_{azy} mostrado en la Figura A.1):

$$DI_{max}^{el} = \frac{\delta_{azy} COD}{H} \quad (AI.3)$$

La componente plástica de la distorsión máxima de entrepiso puede entonces estimarse como:

$$DI_{max}^{pl} = DI_{max} - DI_{max}^{el} \quad (AI.4)$$

A.2 Marcos de Concreto 3C

Para desarrollar el estudio de validación del sistema de un grado de libertad utilizado, se consideraron estructuras de concreto de 3 crujeas (3C) y con un número variable de pisos (ver Figura A.2). Conforme a lo discutido en detalle por Terán (1998), los edificios fueron diseñados conforme a la versión del año 1987 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, para un coeficiente de comportamiento sísmico de 4 y la Zona del Lago del Distrito Federal. Conforme a las consideraciones de modelado discutidas por Terán (1998), se prepararon modelos de análisis no lineales para los edificios, y se obtuvieron sus curvas de capacidad a partir de una serie de análisis estáticos no lineales. La Tabla AI.3 resume las principales características y propiedades estructurales establecidas para los edificios a partir de sus curvas de capacidad y su modelado no lineal.

A.2.1 Registros de suelo blando $T_g \approx 2.0$ seg., utilizados a lo largo del estudio

Como primera parte en el estudio de validación del sistema de un grado de libertad, los modelos de análisis no lineal de los siete edificios fueron sujetos a la acción de los registros comprendidos en la Tabla AI.4, los cuales corresponden a los registros utilizados a lo largo del cuerpo principal del presente trabajo. Todos los registros se escalonaron para

igualar la velocidad máxima del registro MX08, el cual corresponde a la componente Este-Oeste del movimiento registrado durante 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT EO). La Figura A.3 muestra espectros de pseudo-aceleración (S_a) para ductilidades máximas (μ) de 1, 2, 3 y 4. Los espectros corresponden a la media más una desviación estándar de los espectros correspondientes a los eventos bajo consideración mostrados en la Tabla AI.4.

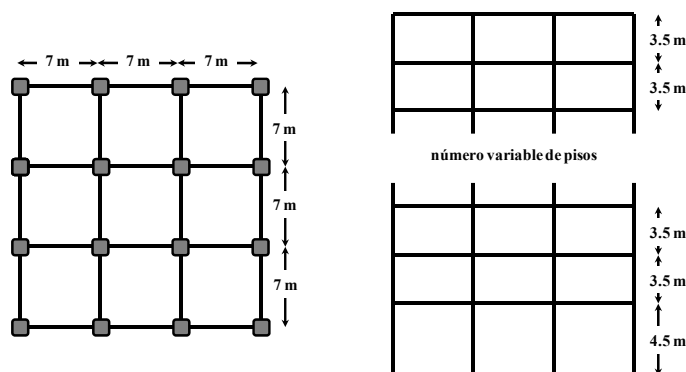


Figura A.2 Configuración estructural de marcos resistentes a momento en consideración

Tabla A.3 Características y propiedades estructurales de edificios bajo consideración

Edificio	Número de Pisos, N	Altura Total (m), H	Periodo (seg), T	Coefficiente Sísmico, c
1	4	13.50	0.83	0.297
2	6	19.50	1.17	0.206
3	8	25.50	1.28	0.211
4	8	25.50	1.37	0.185
5	10	31.50	1.46	0.198
6	12	37.50	1.48	0.206
7	16	49.50	1.86	0.196

Vale la pena destacar que en congruencia con la caracterización estadística de los espectros mostrados en la Figura A.3, las demandas se presentan como la media más una desviación estándar de la correspondiente a cada uno de los registros sísmicos utilizados. Para los fines del presente trabajo, las envolventes de demandas de desplazamiento de azotea, de distorsión de entrepiso y de rotación plástica mostradas en la Figura A.4, fueron obtenidas bajo la consideración de que el comportamiento histerético de vigas y columnas se modela con un comportamiento elasto-plástico, y que a los dos primeros modos de vibrar de cada edificio corresponde el 5% del amortiguamiento crítico. En cuanto a la Figura A.4c, se muestra la media de las rotaciones plásticas máximas desarrolladas en los extremos de todas las vigas ubicadas en el piso con mayores demandas plásticas (θ_p^{prom}).

Para verificar la validez de utilizar un sistema simple para estimar las demandas sísmicas de un sistema de múltiples grados de libertad regular, se establecieron, conforme a lo discutido en este estudio, modelos equivalentes de un grado de libertad para los edificios antes mencionados. Por congruencia, los modelos equivalentes consideraron 5% de amortiguamiento crítico y comportamiento elasto-plástico perfecto, y se sujetaron a la acción de los movimientos referidos antes y mostrados en la Tabla AI.4. Dentro de los

posibles valores de COD para sistemas que exhiben comportamiento plástico ($\mu_{SIGL} \geq 2$), se utilizó un valor de 1.7 (ver Tabla AI.2). Nótese de la Figura A.4 que los modelos de un grado de libertad estiman de manera razonable las demandas de deformación en los edificios, tanto a nivel local como a nivel global.

Tabla A.4 Registros considerados para terreno blando con $T_g \approx 2.0$ seg.

Registro	Fecha	Componente	T_g (seg)
SCT	09/19/85	EO	2.0
Tlahuac	09/19/85	EO	2.1
Tlahuac	09/21/85	EO	1.9
Tlahuac	09/21/85	NS	2.0
Alameda	04/25/89	EO	2.1
Alameda	04/25/89	NS	2.1
Garibaldi	04/25/89	EO	2.2

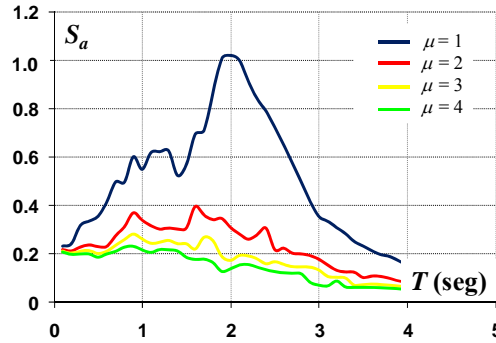


Figura A.3 Espectros de resistencia para movimientos del terreno en suelo blando

En cuanto a la Figura A.4c, la comparación presentada en ella muestra que los promedios de las rotaciones plásticas máximas pueden ser estimadas de manera razonable y conservadora a partir de los valores de la componente plástica de la distorsión máxima de entrepiso (Ecuación AI.4). Nótese que si la Figura A.4c muestra las medias de rotación plástica máxima para un piso, esto implica que en algunos extremos de algunas vigas la rotación plástica máxima excederá ese valor promedio. No deja de ser de interés plantear para los edificios bajo consideración una manera de establecer la máxima rotación plástica de entrepiso a partir de la componente plástica de distorsión de entrepiso ofrecida por el sistema equivalente de un grado de libertad. Para ello, se define $\Delta\theta_{max}$ conforme a lo siguiente:

$$\Delta\theta_{max} = \theta_p^{max} - DI_{max}^{pl} \quad (AI.5)$$

donde θ_p^{max} es la mayor entre todas las rotaciones plásticas máximas desarrolladas en las vigas del entrepiso con las mayores demandas plásticas. La Figura A.4d muestra valores de $\Delta\theta_{max}$ para los siete edificios. De la figura puede verse que los valores de $\Delta\theta_{max}$ tienden a caer en un rango de valores que va de 0.0 a 0.004, para el caso particular hasta aquí reportado.

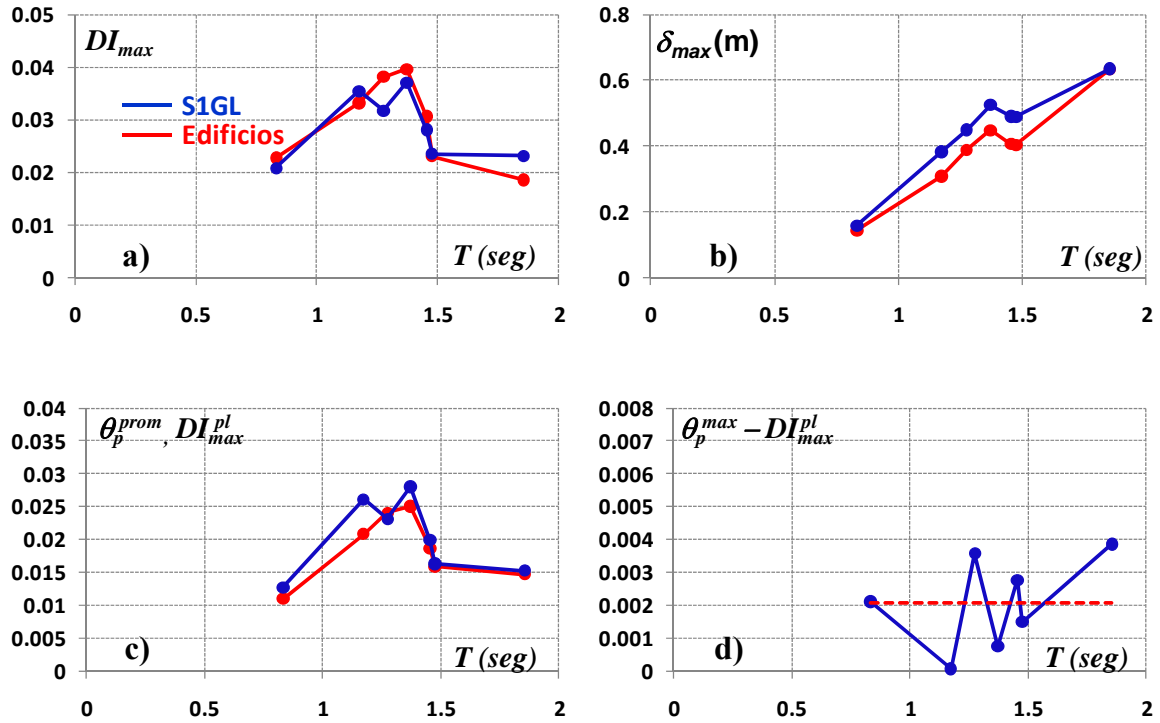


Figura A.4 Envolventes de respuesta, para registros de suelo blando $T_g \approx 2.0$ seg: a) Distorsión máxima de entrepiso, b) Desplazamiento máximo de azotea, c) Promedio de rotación plástica máxima, d) Diferencia entre la mayor rotación plástica máxima y la máxima distorsión plástica de entrepiso

A.2.2 Validación del sistema de un grado de libertad para registros de diversas características

Para lograr una validación del sistema de un grado de libertad utilizado a lo largo del presente trabajo más robusta y para la cual no solo se utilizaran los registros con los que se ha desarrollado el estudio en cuestión, los edificios definidos antes también se sujetaron a la acción de los 40 registros sísmicos incluidos en la Tabla A1.5. Los registros se agruparon en cuatro categorías, dos de las cuales pertenecen a registros de terreno blando (severos y moderados, en cuanto a su magnitud) y dos categorías más agrupan registros pertenecientes a terrenos de transición, el primer par de registros exhibe periodos dominantes de aproximadamente 2 seg., mientras que las otras dos categorías se caracterizan por presentar $T_g \approx 1$ seg.

Dado que se carece de registros de sismos de gran magnitud en la Zona del Lago, este grupo de registros (Severo-Blando, sismo severo en terreno blando) se compone de diez registros sintéticos generados mediante un algoritmo de simulación de dos etapas, el cual se basa en la suma estocástica de pequeños movimientos (Kohrs-Sansorny et al., 2005). El acelerograma utilizado como semilla para la generación de los registros sintéticos fue el registrado en la estación SCT durante el sismo de Michoacán en 1985, este mismo registro fue utilizado en el grupo de registros Severo-Blando. Los once registros del grupo exhiben diferentes aceleraciones máximas y éstos fueron utilizados sin ser escalados.

Tabla AI.5 Registros utilizados para la validación del sistema de un grado de libertad

Grupo	Estación	Fecha	Componente	A_{max} (cm/seg ²)
Severo-Blando	SCT (registrado)	09/85	E-O	169
Severo-Blando	Sintético (Semilla SCT)	04/89	E-O	202
Severo-Blando	Sintético (Semilla SCT)	04/89	E-O	203
Severo-Blando	Sintético (Semilla SCT)	04/89	E-O	128
Severo-Blando	Sintético (Semilla SCT)	04/89	E-O	126
Severo-Blando	Sintético (Semilla SCT)	04/89	E-O	228
Severo-Blando	Sintético (Semilla SCT)	04/89	E-O	144
Severo-Blando	Sintético (Semilla SCT)	04/89	E-O	215
Severo-Blando	Sintético (Semilla SCT)	04/89	E-O	148
Severo-Blando	Sintético (Semilla SCT)	04/89	E-O	248
Severo-Blando	Sintético (Semilla SCT)	04/89	E-O	242
Moderado-Blando	CU	09/95	E-O	25
Moderado-Blando	CU	09/95	N-S	27
Moderado-Blando	Garibaldi	09/95	E-O	31
Moderado-Blando	Garibaldi	09/95	N-S	29
Moderado-Blando	Hospital Juárez	09/95	E-O	40
Moderado-Blando	Tlatelolco	09/95	E-O	30
Moderado-Blando	Tlatelolco	09/95	N-S	27
Moderado-Blando	Alameda	09/95	E-O	41
Moderado-Blando	Alameda	09/95	N-S	35
Severo-Transición	Mariano Escobedo	04/89	N-S	19
Severo-Transición	Mariano Escobedo	04/89	E-O	21
Severo-Transición	Mariano Escobedo	09/95	N-S	27
Severo-Transición	Mariano Escobedo	09/95	E-O	21
Severo-Transición	Mariano Escobedo	06/99	N-S	18
Severo-Transición	Mariano Escobedo	06/99	E-O	21
Severo-Transición	Coyoacán	04/89	N-S	30
Severo-Transición	Coyoacán	04/89	E-O	28
Severo-Transición	Coyoacán	06/99	N-S	36
Severo-Transición	Coyoacán	06/99	E-O	44
Moderado-Transición	Xotepingo	04/89	N-S	34
Moderado-Transición	Xotepingo	04/89	E-O	31
Moderado-Transición	Xotepingo	09/95	N-S	24
Moderado-Transición	Xotepingo	09/95	E-O	16
Moderado-Transición	Xotepingo	07/96	N-S	9
Moderado-Transición	Xotepingo	07/96	E-O	7
Moderado-Transición	Xotepingo	01/97	N-S	18
Moderado-Transición	Xotepingo	01/97	E-O	14
Moderado-Transición	Xotepingo	06/99	N-S	5
Moderado-Transición	Xotepingo	09/99	N-S	27

El grupo Moderado-Blando (sismo moderado, terreno blando), se compone de nueve registros propios de los terrenos blandos del Valle de México, registrados durante el sismo

de baja intensidad ocurrido en septiembre de 1995. Se consideraron registros de cinco estaciones diferentes y éstos se escalaron para alcanzar una aceleración máxima del terreno (A_{max}) de 0.04g (aproximadamente el 25% de la aceleración máxima mostrada por el registro SCT E-O 85) antes de ser utilizados en los análisis no lineales.

El grupo Severo-Transición (sismo severo en terreno de transición), está conformado por diez acelerogramas registrados en dos diferentes estaciones situadas en la zona de transición de la Ciudad de México durante eventos sísmicos de baja intensidad ocurridos en 1989, 1995 y 1999. Para desarrollar los análisis dinámicos, los registros fueron escalados linealmente para que alcanzaran una aceleración máxima de 0.175g, la cual, de acuerdo al RCDF (2004), corresponde a sitios con periodo fundamental de 1.0 seg. Por último, el grupo Moderado-Transición (sismo de magnitud moderada, registrado en terrenos de transición) se formó por diez acelerogramas registrados en una sola estación durante los eventos sísmicos de baja intensidad ocurridos en los años 1989, 1995, 1996, 1997 y 1999. Los registros se escalaron linealmente para alcanzar una aceleración máxima del terreno de 0.04g.

Se decidió usar los cuatro grupos mencionados, ya que, los registros incluidos en los grupos de suelo blando tienden a inducir mayores deformaciones laterales a los edificios de 10, 12 y 16 niveles, mientras que los registros pertenecientes a los suelos de transición impondrán mayores demandas a los edificios de 4, 6 y 8 niveles. El uso de los 40 registros comentados antes, es un intento por cubrir una amplia gama de características dinámicas e intensidades en los acelerogramas de tal manera que el uso del sistema de un grado de libertad (S1GL) pueda ser robustamente validado. Es importante hacer notar que los movimientos se agruparon utilizando diferentes criterios, por un lado, un grupo incluye acelerogramas registrados en una sola estación durante diferentes eventos sísmicos, y por otro lado, se agrupan acelerogramas de diferentes estaciones pero correspondientes a un solo sismo.

En la Figura A.5 se muestran espectros de pseudo-aceleración (S_a) y pseudo-desplazamiento (S_d), para todos los registros y para 5% del amortiguamiento crítico. Nótese que las variaciones en los espectros de S_d mostradas en las Figuras A.5b, d, f y h, reflejan las consecuencias de agrupar los registros de acuerdo a criterios tan diferentes. En las Figuras A.6 a A.10 se comparan las demandas locales y globales de deformación estimadas para los marcos mediante análisis no lineales del S1GL contra los resultados obtenidos por el modelado de los marcos estudiados. Se consideró un amortiguamiento del 5% del crítico para los S1GL y para los dos primeros modos de vibración de las siete estructuras estudiadas. Para sistemas que desarrollan ductilidades mayores que 2 se consideró que $COD = 1.7$ (Tabla A.2).

Las demandas de δ_{max} , DI_{max} y DI_{max}^{pl} en las estructuras para el grupo Severo-Blando, se resumen en la Figura A.6. En el caso de los modelos de múltiples grados de libertad, las demandas de DI_{max}^{pl} fueron estimadas mediante el promedio de las demandas de rotación plástica máxima en las vigas del piso con mayores demandas de rotación plástica. En la figura, los círculos corresponden a los resultados obtenidos mediante los sismos sintéticos, las líneas en negro corresponden a las demandas obtenidas del registro SCT85EO. Existe

una buena aproximación entre las demandas estimadas mediante el S1GL y las obtenidas de los sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL).

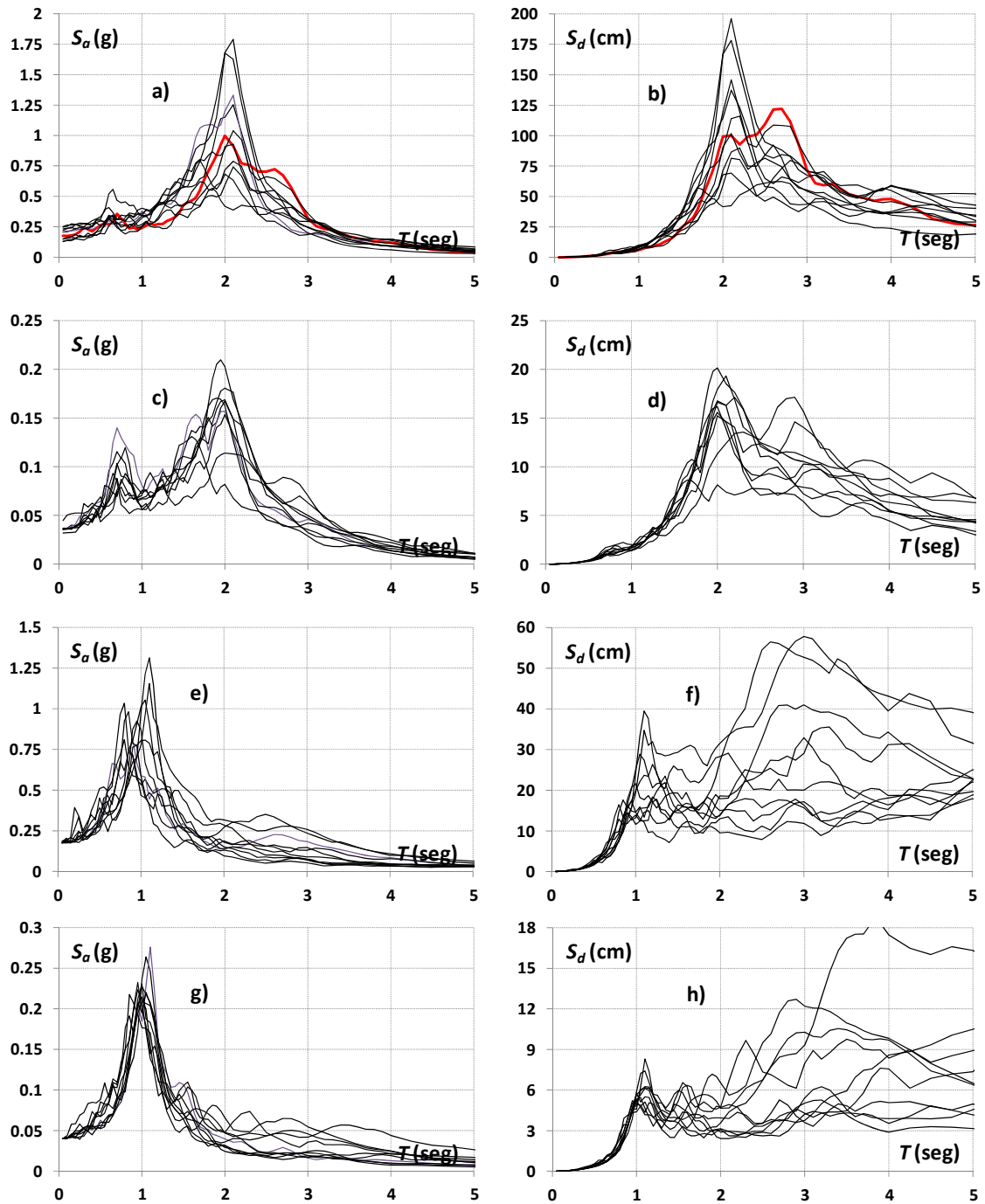


Figura A.5. Espectros de respuesta para los registros en consideración: a) Pseudo-aceleración, *Severo-Blando*; b) Desplazamiento, *Severo-Blando*; c) Pseudo-aceleración, *Moderado-Blando*; d) Desplazamiento, *Moderado-Blando*; e) Pseudo-aceleración, *Severo-Transición*; f) Desplazamiento, *Severo-Transición*; g) Pseudo-aceleración, *Moderado-Transición*; h) Desplazamiento, *Moderado-Transición*

En la Figura A.7 se muestran para el grupo Severo-Blando, la respuesta promedio para cada edificio y su correspondiente coeficiente de variación (COV), estimado mediante la normalización de la desviación estándar de la respuesta de cada edificio por su respectiva media (promedio). Nótese que además de estimar de manera confiable cada una de las demandas promedio, el SIGL es capaz también de estimar la variación alrededor del promedio de las demandas sísmicas requeridas. EL valor grande de COV observado para las demandas de DI_{max}^{pl} para el edificio de 4 niveles, es resultado de las pequeñas rotaciones plásticas demandadas al edificio por el grupo de registros. En la Figura A.8a se grafica para el grupo Severo-Blando la media de las rotaciones incrementales ($\Delta\theta_{max}$, Ecuación A1.5) para los siete edificios. La línea horizontal de la figura, la cual tiene una ordenada aproximada de 0.003 corresponde al valor promedio para todos los edificios.

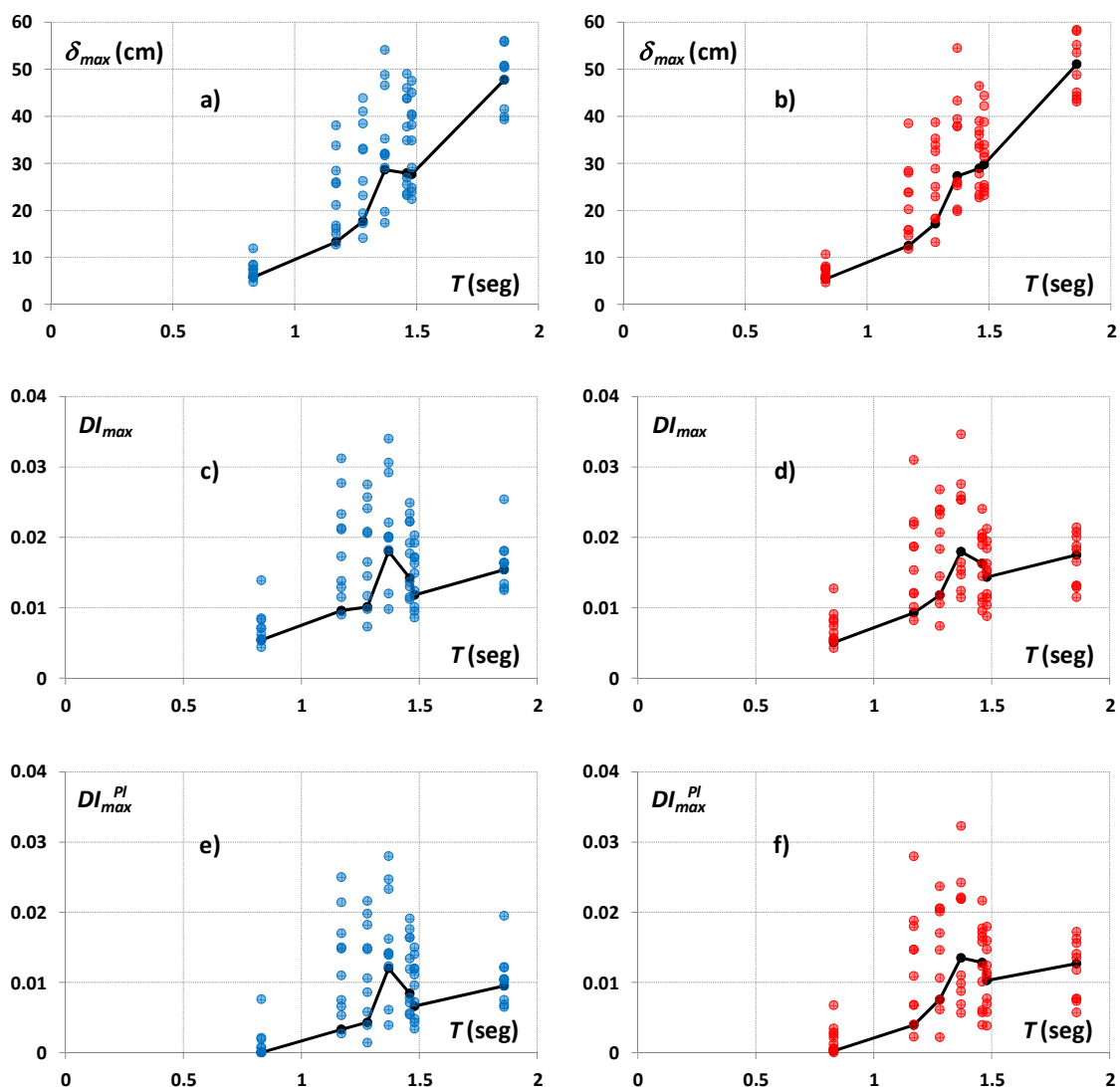


Figura A.6 Demandas sísmicas para el grupo *Severo-Blando*: a) Desplazamiento de azotea, *SMGL*; b) Desplazamiento de azotea, *SIGL*; c) Distorsión de entrepiso, *SMGL*; d) Distorsión de entrepiso, *SIGL*; e) Distorsión plástica de entrepiso, *SMGL*; f) Distorsión plástica de entrepiso, *SIGL*

La Figura A.9 muestra un muy buen ajuste entre los resultados obtenidos para las demandas de deformación global estimadas mediante el sistema de un grado de libertad y los sistemas de múltiples grados de libertad para el grupo de registros Moderado-Blando. En la figura no se incluyen valores de DI_{max}^{pl} dado que los modelos estructurales permanecieron elásticos para los registros incluidos en el grupo.

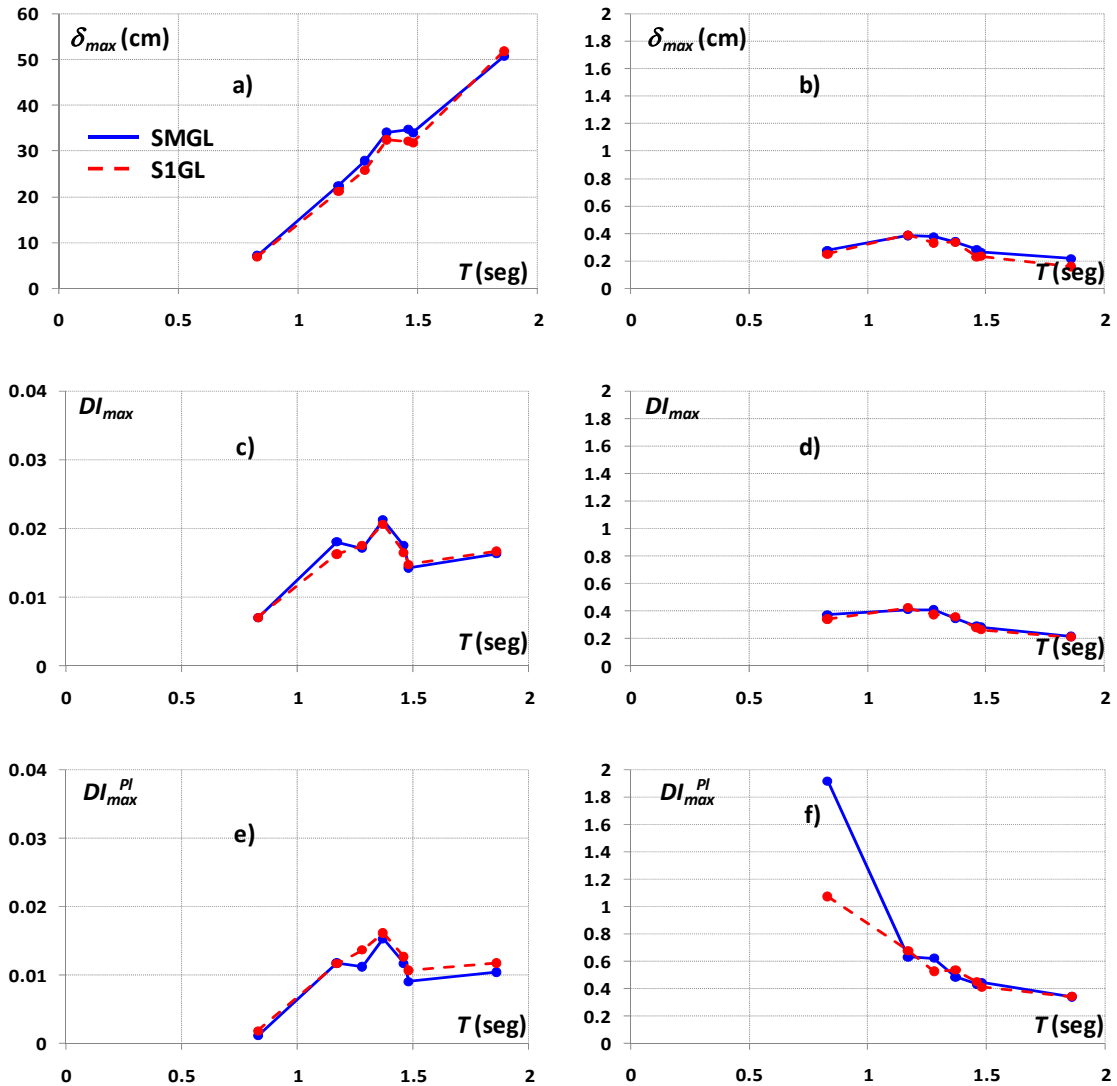


Figura A.7 Comparación de demandas sísmicas, Grupo *Severo-Blando*: a) Media del desplazamiento de azotea; b) COV del desplazamiento de azotea; c) Media de la distorsión de entrepiso; d) COV de la distorsión de entrepiso; e) Media de la distorsión plástica de entrepiso; f) COV de la distorsión plástica de entrepiso

En la Figura A.10, la cual muestra demandas de deformación local y global para los grupos Severo-Transición y Moderado-Transición, se puede observar una buena correspondencia entre las demandas estimadas mediante el S1GL y las obtenidas con los SMGL. Los valores de COV no se muestran pero corresponden de la misma manera que las medias de las demandas mostradas. Observe que el edificio de 16 niveles tiene un periodo

fundamental de 1.9 seg., el cual es cerca del doble del periodo dominante de los movimientos de terreno utilizados, bajo estas circunstancias, la respuesta del edificio está altamente influenciada por los modos superiores de vibración. Lo anterior se refleja por una ligera subestimación de las demandas sísmicas mostradas, esta subestimación se observa principalmente para el grupo Severo-Transición. Se observa que el modelo refinado de 16 niveles presenta sus demandas máximas de distorsión de entrepiso en los niveles superiores, este último comportamiento no puede ser reproducido por el S1GL utilizado en el estudio.

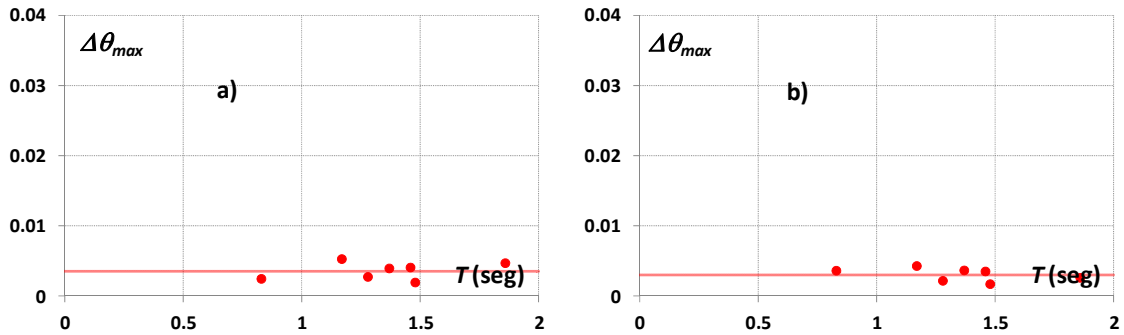


Figura A.8 Rotación incremental: a) Severo-Blando; b) Severo-Transición

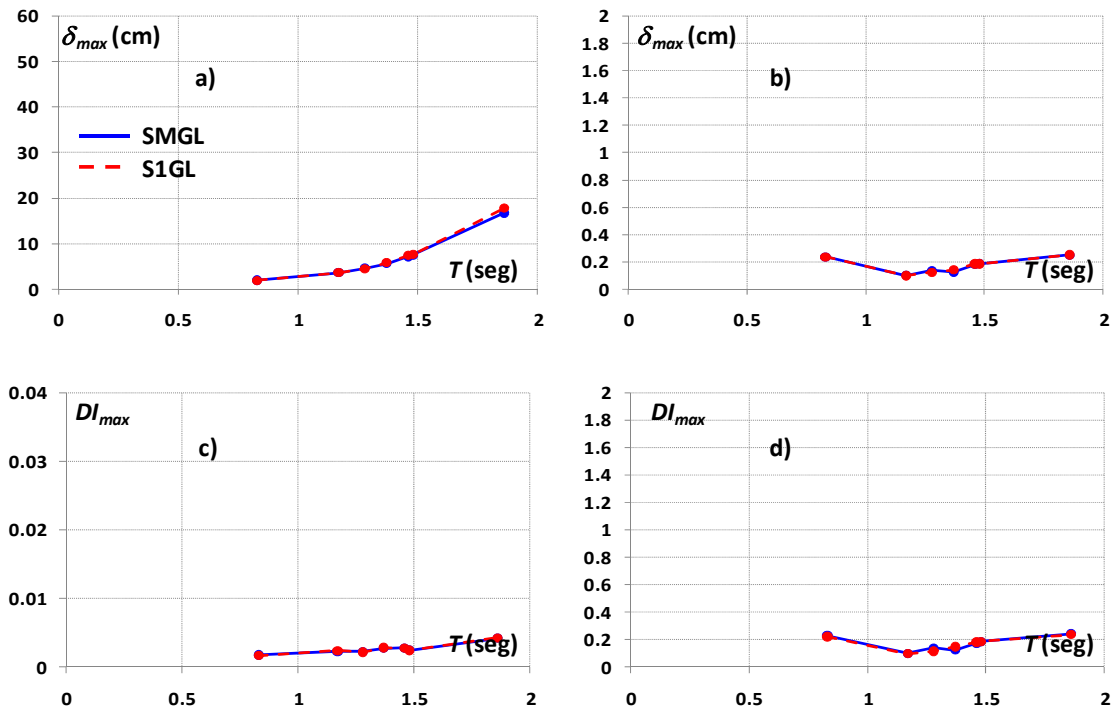


Figura A.9 Comparación de demandas sísmicas, para el grupo Moderado-Blando: a) Media del desplazamiento de azotea; b) *COV* del desplazamiento de azotea; c) Media de la distorsión de entrepiso; d) *COV* de la distorsión de entrepiso

En la Figura A.8b se muestra para el grupo Severo-Transición la media de las rotaciones incrementales. La línea horizontal de la figura tiene una ordenada de 0.0025, la

cual corresponde al promedio del diferencial de todos los edificios. Nótese que existe una similitud entre los valores de $\Delta\theta_{max}$, estimada para los grupos Severo-Blando y Severo-Transición. Lo anterior sugiere que el valor del diferencial de rotación plástica máxima es una propiedad inherente a cada edificio e independiente de las características de los movimientos de terreno. En el caso de los edificios de 4 y 16 niveles, existe cierta diferencia entre los valores de $\Delta\theta_{max}$, estimados para cada grupo, esto es consecuencia de las pequeñas demandas plásticas en el edificio de 4 niveles inducidas por el grupo Severo-Blando y en el edificio de 16 niveles inducidas por el grupo Severo-Transición (en el caso de comportamiento elástico $\Delta\theta_{max} = 0$).

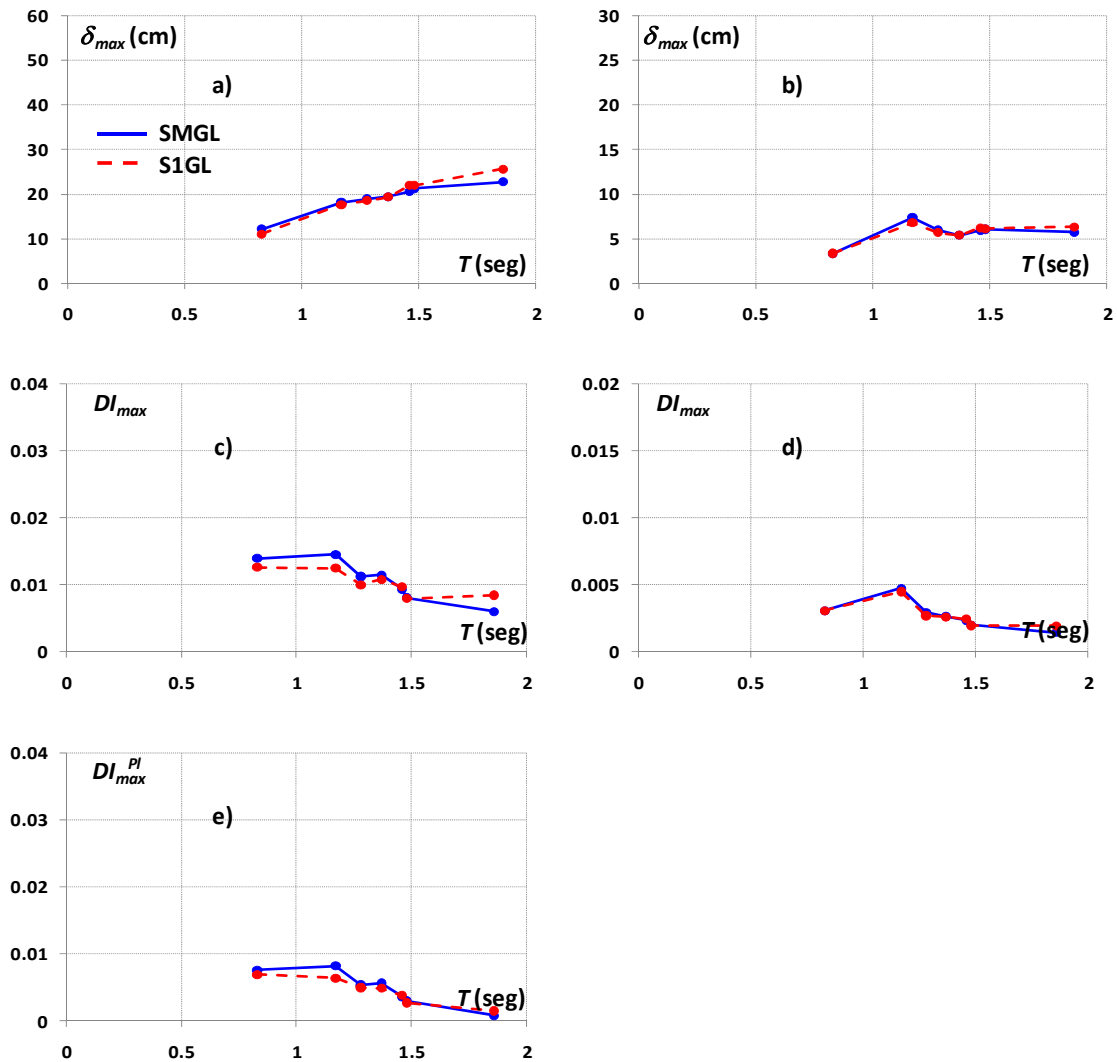


Figura A.10 Comparación de demandas sísmicas, para tipo de suelo *Transición*:
a) Media del desplazamiento de azotea, *Severo*; b) Media del desplazamiento de azotea, *Moderado*;
c) Media de la distorsión de entrepiso, *Severo*; d) Media de la distorsión de entrepiso, *Moderado*;
e) Media de la distorsión plástica de entrepiso, *Severo*

Aunque el sistema de un grado de libertad aquí estudiado no puede capturar de manera aceptable la contribución de modos superiores de vibración en la respuesta de las estructuras, se puede afirmar que su uso proporciona una idea razonable de las demandas de

deformación global y local en los siete edificios considerados. Para el caso de edificios con periodos fundamentales de vibración mayores que el periodo dominante del registro, la respuesta sísmica en los pisos superiores puede ser subestimada por el S1GL estudiado, en tal caso, se necesitaría modificar el S1GL para que considere el efecto de modos superiores. Para los fines del cuerpo principal del presente estudio el S1GL estudiado aporta información aceptable y con la suficiente precisión para los fines requeridos.