



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“RESPUESTA DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO
UBICADOS EN TERRENO BLANDO SUJETOS A SECUENCIAS
SISMICAS”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
JULIO DANIEL AGUILAR SOLÍS

ASESOR:
DR. JORGE RUIZ GARCÍA

MORELIA, MICH. ENERO DEL 2012



U. M. S. N. H.

AGRADECIMIENTOS

A MIS PADRES:

A mis padres Ramón y Hortensia por apoyarme en todo y cada instante de mi vida y heredarme los valores y principios que me convirtieron en la persona que hoy soy.

A MI ESPOSA E HIJA:

A mi esposa Ma. Lourdes y a mi hija Dulce por apoyarme incondicionalmente en todo momento de mi carrera y darme ese amor que me impulsa a seguir adelante con mucho entusiasmo día con día, así como estar a mi lado en todas las decisiones buenas y malas que he tomado en mi vida.

A MIS HERMANOS:

A mis hermanos Ramón, Jorge, Gabriela, Luis y Eduardo por enseñarme el valor de la familia, de estar unidos aun así tengamos diferencias entre nosotros.

A MIS AMIGOS:

A mis amigos por compartir muchos momentos felices de mi vida y enseñarme que una bonita amistad durar para siempre, en especial a mis amigos Hilario, Antonio, Deisy, Adrian, Cárabes, David, Eva, Musmé, Oscar, Julio, Eduardo, Alejandro e Isaac.

A MIS MAESTROS:

A mis maestros por dejar huella en mí y enseñarme que no hay obstáculo que no pueda pasar, siempre y cuando sea perseverante en mis objetivos.

A MI ASESOR DE TESIS:

A mi asesor de tesis el Dr. Jorge Ruiz García quien me apoyo con toda su dedicación y esfuerzo en el desarrollo de la tesis y por ser además de un asesor un amigo.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1	MOTIVACIÓN	1
1.2	OBJETIVOS Y ALCANCES	4
1.3	ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	5

CAPÍTULO 2. DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

2.1	DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS	6
2.2	DETERMINACIÓN DE LOS PESOS DE CADA ENTREPISO	8
2.3	ESPECTRO DE DISEÑO	12
2.4	DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS	13
2.5	COMBINACIONES DE FUERZAS SÍSMICAS	14
2.6	REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES	17
2.7	DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS	18
2.8	DETERMINACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE LOS EDIFICIOS	25
2.8.1	Modelación de los edificios	25
2.8.2	Momento de inercia agrietado de las secciones	26
2.8.3	Diagramas momento-curvatura y carga axial-momento	28
2.8.4	Análisis estático no lineal (AENL)	30

CAPÍTULO 3. SELECCIÓN DE LAS SECUENCIAS SÍSMICAS

3.1	INTRODUCCIÓN	32
3.2	SELECCIÓN DE LAS SECUENCIAS SÍSMICAS	33
3.3	ESPECTROS DE RESPUESTA	46

CAPÍTULO 4. RESPUESTA DE LOS EDIFICIOS ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS

4.1	INTRODUCCIÓN	49
4.2	RESPUESTA DE LOS EDIFICIOS	50
4.2.1	Respuesta del edificio de 8 niveles	50
4.2.2	Respuesta del edificio de 16 niveles	61

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

5.1	RESUMEN	71
5.2	CONCLUSIONES	72
5.3	INVESTIGACIONES SUGERIDAS	73

	REFERENCIAS	74
--	--------------------	----

CAPÍTULO



INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

A lo largo de la historia se ha visto la necesidad de diseñar estructuras civiles con un grado de confiabilidad aceptable ante acciones naturales. Por ello, los reglamentos de construcción modernos se actualizan periódicamente, sustentados en numerosos estudios que dan el origen de nuevas especificaciones.

Una parte importante en los reglamentos de construcción es el diseño por sísmico, en el cual se dan lineamientos que traten de garantizar un adeudo en el comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico. Como parte de la filosofía de diseño sísmico, las estructuras se diseñan para que no colapsen ante eventos intensos y sólo sean susceptibles de sufrir daños estructurales reparables ante la incidencia de sismos de intensidad moderada.

Cabe mencionar que las metodologías actuales para el diseño de nuevos edificios o para la evaluación de edificios existentes solo toman en cuenta un evento sísmico principal. Sin embargo, las estructuras ubicadas en zonas de alto peligro sísmico no son expuestas a un

U. M. S. N. H.

solo evento, sino a una secuencia sísmica compuesta por sismos precursores, un evento principal y réplicas.

Por ejemplo, el sismo del 19 de septiembre de 1985 que afectó la ciudad de México resultó ser uno de los más destructivos en su historia debido a su gran intensidad y duración. El epicentro del sismo del 19 de septiembre de 1985 se ubicó cerca de la desembocadura del Río Balsas, frente a las costas de Guerrero y Michoacán, a unos 400 km de la ciudad de México. La profundidad focal ha sido estimada en 16 km. El sismo fue provocado por el movimiento de la placa de Cocos bajo la placa Norteamericana y se considera que el desplazamiento promedio entre las placas fue de 1.4 m., en una superficie de 13,500 km², con un rompimiento de 180 km. En dirección perpendicular, el epicentro se ubicó en la zona de quietud sísmica, de Michoacán, que no se había movido hace mucho tiempo. Después del evento principal, ocurrió una réplica importante el día 20 de septiembre por la tarde. La réplica tuvo una magnitud sísmica igual a 7.5, provocando el colapso de varios edificios que seguramente habían sido dañados por el sismo previo. A pesar de la gran magnitud de la réplica, está no ha sido tan estudiada como el sismo principal que acaparó toda la atención (Fundación, 1988). Los sismos causaron que muchas de las estructuras se dañaran irremediablemente y otras colapsaran (ver Fig. 1.1), lo cual mostró las deficiencias que el reglamento de construcción tenía en la época. Algunos de las deficiencias que se pudieron notar son; la falla por cortante en los marcos dúctiles, falla por torsión, falla por golpeo entre edificios adyacentes etc.

Cabe notar que después de los sismos de 1985 que afectaron la ciudad de México, los reglamentos de construcción del país dieron un giro enorme al observar que no cumplían con lo necesario para satisfacer las demandas (especialmente por sismo) de las diferentes construcciones, delegando completa responsabilidad a dueños, directores responsables de obra y corresponsables técnicos.

U. M. S. N. H.



Figura 1.1 Ejemplos de edificios colapsados a causa del sismo del 19 de septiembre de 1985 que afectó la ciudad de México.

Un aspecto importante que se pretende evaluar en el presente trabajo es la respuesta que tienen los edificios de concreto reforzado ante las réplicas. Algunos investigadores han notado que las réplicas sísmicas pueden incrementar el estado de daño observado después del evento principal, e inclusive provocar el colapso parcial o total de dichas estructuras. En la Fig. 1.2 se muestra un esquema hipotético de una secuencia sísmica y sus consecuencias en la estructura sujeta a este ambiente evento principal-réplicas. Por otra parte, es importante revisar los desplazamientos permanentes en los edificios después de un evento principal y el efecto que lo provocaría una secuencia sísmica, pudiendo así aumentar los desplazamientos permanentes hasta llegar al colapso o poder regresar el edificio a su posición (Maldonado, 2006).

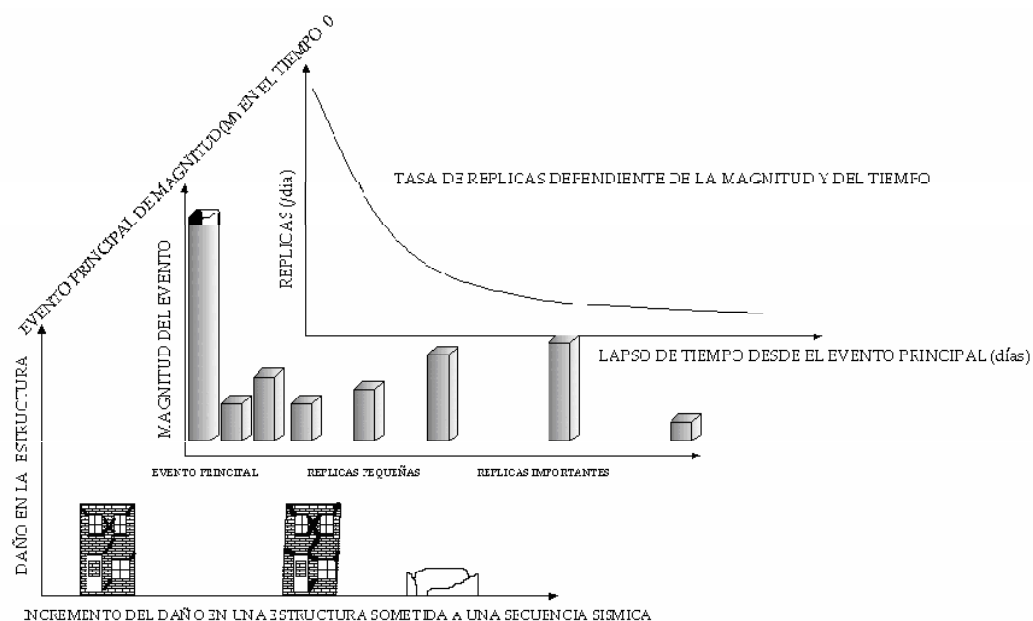


Figura 1.2 Esquema conceptual de un ambiente evento principal-réplicas (Maldonado, 2006).

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo general de la presente tesis consiste en evaluar la respuesta de edificios de concreto reforzado sujetos a secuencias sísmicas evento principal-réplicas. Los edificios fueron diseñados con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal edición 2004, los cuales están ubicados en la zona de terreno blando de la ciudad de México. En particular, se emplearon los lineamientos descritos en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S, 2004) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C, 2004).

Los objetivos particular de la tesis son los siguientes:

- 1) Diseñar dos edificios de concreto reforzado de 8 y 16 niveles con las NTC-C (2004) y las NTC-S (2004).
- 2) Seleccionar secuencias sísmicas reales y generar secuencias sísmicas artificiales evento principal-réplicas con características similares a las reales.
- 3) Evaluar la respuesta de los edificios de concreto reforzado ante secuencias sísmicas reales y artificiales.

U. M. S. N. H.

El objetivo de la tesis es proporcionar información que puedan servir para la evaluación del reglamento actual, con el fin de poder dar una mayor confiabilidad al estar diseñando edificios de concreto reforzado, cabe mencionar que en el estudio se consideraron secuencias sísmicas artificiales de sismos reales escalados y no se considero la interacción suelo-estructura.

1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Esta tesis está organizada en cinco capítulos. A continuación se indica el contenido de cada capítulo.

En el **Capítulo 1** se describe la problemática a abordar en esta tesis, los objetivos y la organización de este documento.

En el **Capítulo 2** se describe el proceso de diseño de dos edificios de concreto reforzado de 8 y 16 niveles. Los edificios se diseñaron de acuerdo a los lineamientos de las NTC-C (2004) y el Apéndice A de las NTC-S (2004), con la ayuda del software ECOgcW versión 2.24 (2009). Asimismo, se presenta los resultados de los análisis estáticos no lineales llevados a cabo para los dos edificios afín de determinar su curva de capacidad.

En el **Capítulo 3** se explican las consideraciones que se hicieron para generar secuencias sísmicas artificiales evento principal-réplicas. Se generaron secuencias artificiales dada la limitación en contar con secuencias sísmicas reales (es decir, registradas en estaciones acelerográficas).

En el **Capítulo 4** se presentan los resultados (en términos del desplazamiento máximo, aceleraciones de piso y distorsiones de entrepiso) de la evaluación de los edificios de concreto reforzado sujetos ante 56 secuencias sísmicas artificiales.

En el **Capítulo 5** se describen las principales conclusiones debido a los resultados obtenidos en los análisis de los edificios de concreto reforzados así como algunas recomendaciones que pudieran servir en la actualización del reglamento actual.

DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

2.1 DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS

Se diseñaron dos edificios de concreto reforzado, de 8 y 16 niveles a base de marcos dúctiles utilizando las NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO DEL DISTRITO FEDERAL versión 2004 y las NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO (Apéndice A).

El uso de los edificios es de oficinas (grupo B), se ubicaron en terreno blando con un periodo predominante del suelo de $T_s = 1.5$ s para el edificio de 8 niveles y de $T_s = 2$ s para el edificio de 16 niveles, en ambos edificio se usó un factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 3. Se utilizó un $f'_c = 300$ kg/cm² con un módulo de elasticidad del concreto igual a 242,487.1 kg/cm². Las características geométricas en planta y elevación se muestran en la Fig. 2.1.

El edificio de 8 niveles es regular cumpliendo con los requisitos de la sección 6 del NTCDS (condiciones de irregularidad) a diferencia del edificio de 16 niveles que no cumple con el requisito 2 de la sección 6 del las NTCDS, en el que la relación de su altura a la dimensión menor de su base es mayor que 2.5, por lo cual se tuvo que afectar por

U. M. S. N. H.

irregularidad reduciendo a el factor de reducción (Q') de acuerdo a la sección 6.4 Corrección por irregularidad.

En la tabla 2.1 se muestra los periodos fundamentales y en la tabla 2.2 las secciones nominales de los edificios de concreto reforzado.

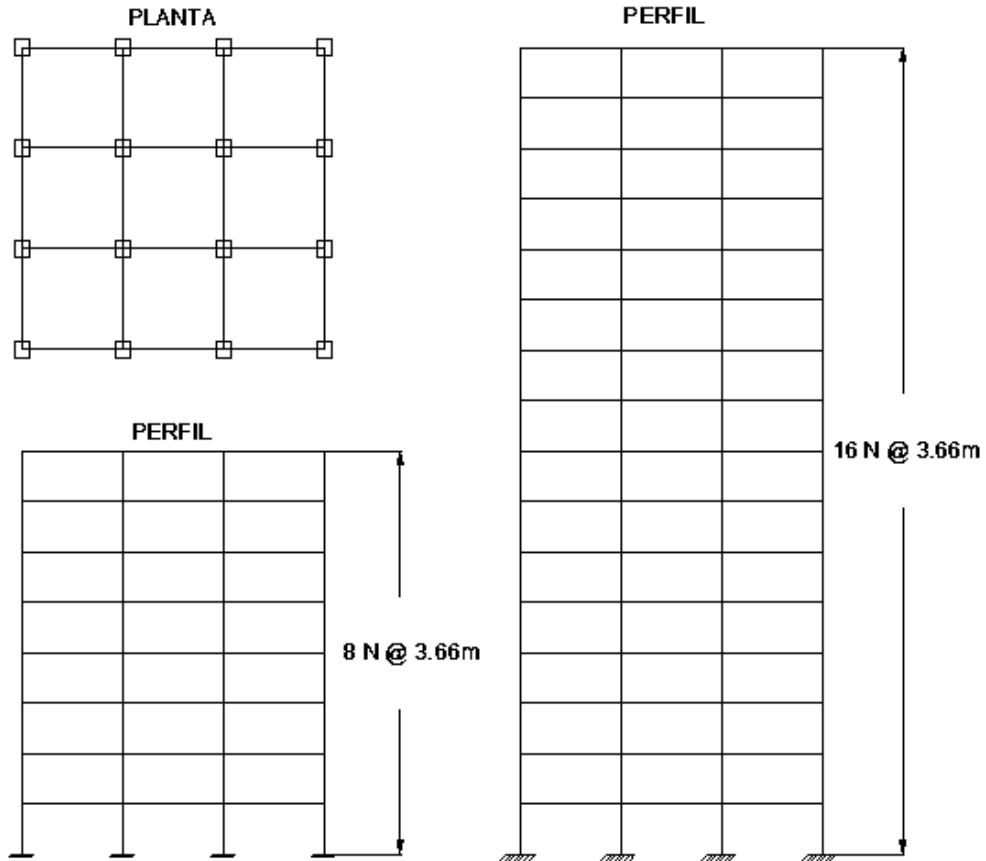


Figura.-2.1 Características geométricas en planta y elevación.

Tabla 2.1.- Periodos fundamentales

Número de niveles	Periodo fundamental T_e (s)
8	0.87
16	1.22

U. M. S. N. H.

Tabla 2.2.- Secciones nominales.

Nivel	8 Niveles		16 Niveles	
	Trabe (cm)	Columna (cm)	Trabe (cm)	Columna (cm)
1	50x80	70x70	60x100	110x110
2	50x80	70x70	60x100	110x110
3	50x80	70x70	60x100	110x110
4	50x80	70x70	60x100	110x110
5	40x80	65x65	60x100	110x110
6	40x80	65x65	60x100	110x110
7	40x50	65x65	55x100	95x95
8	40x50	65x65	55x100	95x95
9			55x100	95x95
10			50x85	95x95
11			50x85	80x80
12			50x85	80x80
13			45x65	80x80
14			45x65	80x80
15			45x65	80x80
16			45x65	80x80

2.2 DETERMINACIÓN DE LOS PESOS DE CADA ENTREPISO

Las tablas 2.3, 2.4, 2.5 y 2.6 mostradas a continuación contienen los pesos de los diferentes elementos (losa, vigas y columnas) de los edificios de 8 y 16 niveles, así como el peso total que se concentra en cada entrepiso para su posterior análisis, en la Figura 2.2 se puede apreciar la contribución de los diferentes materiales que participan en las losas de azotea y de entrepisos.

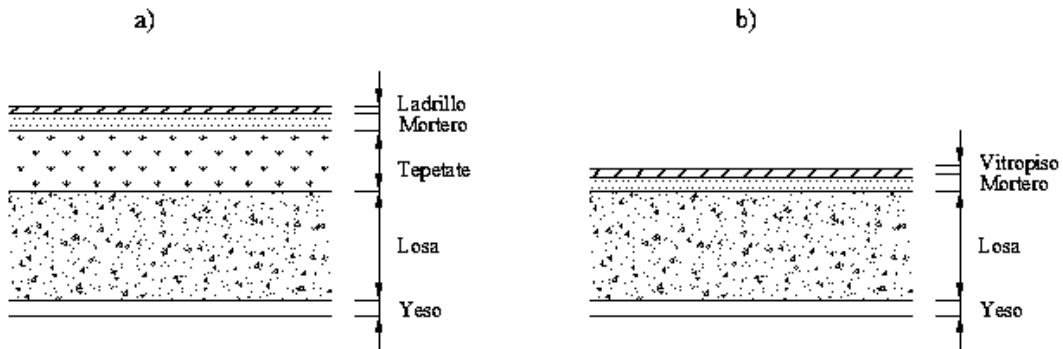


Figura 2.2 Espesores de los diferentes materiales de la losas, a) losa de azotea, y b) losa de entrepiso

Tabla 2.3 Pesos de los niveles por metro cuadrado.

Concepto	Losa de azotea		Peso (t/m ²)
	Peso específico (t/m ³)	espesor (m)	
Loseta de ladrillo	1.6	0.01	0.016
Mortero	2.1	0.02	0.042
Tepetate	1.1	0.07	0.077
Losa	2.4	0.12	0.288
Yeso	1.5	0.02	0.03
Carga adicional	-	-	0.04
CM			0.493
CVa		Wa(NTC)	0.070
Carga instalaciones			0.035
		WT=	0.598 t/m²

U. M. S. N. H.

Tabla 2.3 (Continuación) Pesos de los niveles por metro cuadrado.

Concepto	Losa de entrepiso		Peso (t/m ²)
	Peso específico (t/m ³)	espesor (m)	
Vitro piso	-	-	0.015
Mortero	2.1	0.02	0.042
Losa	2.4	0.12	0.288
Yeso	1.5	0.02	0.030
Carga adicional	-	-	0.040
CM			0.415
Cva		Wa(NTC)	0.180
Carga instalaciones			0.035
		WT=	0.630 t/m²

Tabla 2.4.-Peso por metro lineal de las vigas en cada nivel.

Nivel	Peso específico (t/m ³)	Pesos de las vigas por metro					
		8 Niveles			16 Niveles		
		Ancho (m)	alto (m)	Peso (t/m)	Ancho (m)	alto (m)	Peso (t/m)
1	2.4	0.5	0.8	0.96	0.60	1.00	1.440
2	2.4	0.5	0.8	0.96	0.60	1.00	1.440
3	2.4	0.5	0.8	0.96	0.60	1.00	1.440
4	2.4	0.5	0.8	0.96	0.60	1.00	1.440
5	2.4	0.4	0.8	0.768	0.60	1.00	1.440
6	2.4	0.4	0.8	0.768	0.60	1.00	1.440
7	2.4	0.4	0.5	0.48	0.55	1.00	1.320
8	2.4	0.4	0.5	0.48	0.55	1.00	1.320
9	2.4				0.55	1.00	1.320
10	2.4				0.50	0.85	1.020
11	2.4				0.50	0.85	1.020
12	2.4				0.50	0.85	1.020
13	2.4				0.45	0.65	0.702
14	2.4				0.45	0.65	0.702
15	2.4				0.45	0.65	0.702
16	2.4				0.45	0.65	0.702
VS*	2.4	0.25	0.4	0.24	0.25	0.4	0.24

*Vigas secundarias

U. M. S. N. H.

Tabla 2.5 Peso por metro lineal de columnas en cada nivel

Nivel	Peso específico (t/m ³)	Pesos de las Columnas					
		8 Niveles			16 Niveles		
		Lado (m)	Lado (m)	Peso (t/m)	Lado (m)	Lado (m)	Peso (t/m)
1	2.4	0.70	0.70	1.18	1.10	1.10	2.900
2	2.4	0.70	0.70	1.18	1.10	1.10	2.904
3	2.4	0.70	0.70	1.18	1.10	1.10	2.904
4	2.4	0.70	0.70	1.18	1.10	1.10	2.900
5	2.4	0.65	0.65	1.01	1.10	1.10	2.904
6	2.4	0.65	0.65	1.01	1.10	1.10	2.904
7	2.4	0.65	0.65	1.01	0.95	0.95	2.170
8	2.4	0.65	0.65	1.01	0.95	0.95	2.166
9	2.4				0.95	0.95	2.170
10	2.4				0.95	0.95	2.166
11	2.4				0.80	0.80	1.540
12	2.4				0.80	0.80	1.536
13	2.4				0.80	0.80	1.540
14	2.4				0.80	0.80	1.536
15	2.4				0.80	0.80	1.540
16	2.4				0.80	0.80	1.536

Tabla 2.6 Pesos concentrado en los diferentes niveles.

Nivel	Pesos concentrado a cada nivel								
	Trabes S (t)	8 Niveles				16 Niveles			
		Trabes P (t)	Columnas (t)	Losa (t)	W (t)	Trabes P (t)	Columnas (t)	Losa (t)	W (t)
1	31.58	168.42	68.87	302.98	571.85	252.63	170.06	302.98	757.25
2	31.58	168.42	68.87	302.98	571.85	252.63	170.06	302.98	757.25
3	31.58	168.42	68.87	302.98	571.85	252.63	170.06	302.98	757.25
4	31.58	168.42	64.12	302.98	567.11	252.63	170.06	302.98	757.25
5	31.58	134.74	59.38	302.98	528.68	252.63	170.06	302.98	757.25
6	31.58	134.74	59.38	302.98	528.68	252.63	148.45	302.98	735.65
7	31.58	84.21	59.38	302.98	478.15	231.58	126.84	302.98	692.98
8	31.58	84.21	29.69	287.59	433.07	231.58	126.84	302.98	692.98
9	31.58					231.58	126.84	302.98	692.98
10	31.58					178.95	108.39	302.98	621.91
11	31.58					178.95	89.95	302.98	603.46
12	31.58					178.95	89.95	302.98	603.46
13	31.58					123.16	89.95	302.98	547.67
14	31.58					123.16	89.95	302.98	547.67
15	31.58					123.16	89.95	302.98	547.67
16	31.58					123.16	44.97	287.59	487.31
SUMA=					4251.25				10560.00

2.3 ESPECTRO DE DISEÑO.

En el espectro para diseño sísmico se consideró los efectos del periodo dominante del terreno T_s , para lo cual, se adoptó como ordenada espectral de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la gravedad usando las expresiones A.1 del apéndice A de las NTC-S y para obtener el espectro de diseño reducido, la ordenada espectral se dividió entre los factores de ductilidad y sobrerresistencia que se obtienen con las expresiones A.9 y A.10 del apéndice A de las NTC-S, obteniéndose como resultado los siguientes espectros para diseño sísmico (Figura 2.3). El espectro de diseño elástico está representado por una línea negra y el espectro reducido por ductilidad y resistencia por una línea gris.

El coeficiente sísmico, c , el coeficiente de aceleración del terreno, a_0 , los periodos característicos de diseño, T_a y T_b y el coeficiente k se obtuvieron en función del periodo dominante del sitio, usando las expresiones A.2, A.3, A.4, A.5 y A.6 del apéndice A de las NTC-S. Se ignoró la interacción suelo-estructura por lo que el factor de amortiguamiento suplementario (β) es igual a uno, los resultados se muestran en la tabla 2.7.

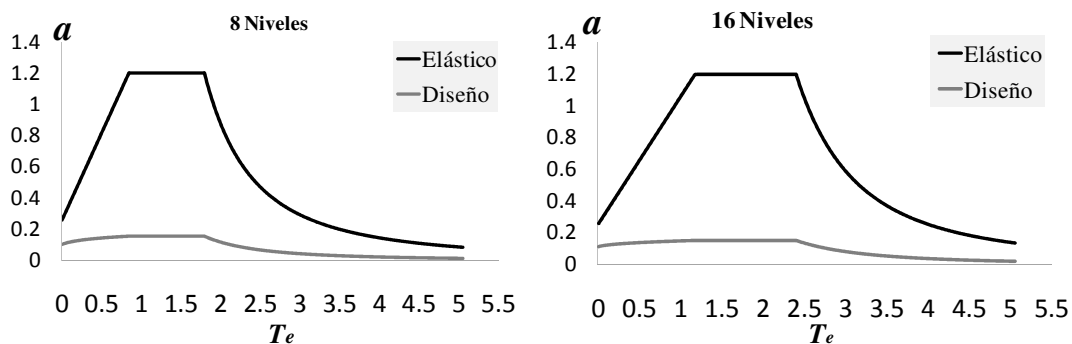


Figura 2.3 Espectro de diseño elástico y reducido por ductilidad y sobrerresistencia.

U. M. S. N. H.

Tabla 2.7 Coeficientes y periodos obtenidos con las expresiones del Apéndice A de las NTC-S.

Nivel	T _e (s)	T _s (s)	c	a _o (g)	T _a (s)	T _b (s)	K	p
8	0.87	1.5	1.2	0.25	0.85	1.8	0.5	2.62709
16	1.22	2	1.2	0.25	1.175	2.4	0.35	2.85887

2.4 DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS.

Como el periodo natural de vibración de la estructura (T_e) resultó menor que el periodo característico (T_b), se utilizó la ecuación A.11 del Apéndice A de las NTC-S para la determinación de las fuerzas sísmica, en tabla 8 se muestran los coeficientes obtenidos para cada edificio dependiendo de su periodo dominante del suelo y su periodo natural de vibración para la determinación de a'.

$$F_i = W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} a' \quad (A.11)$$

Tabla 2.8 Coeficientes que dependen de T_s y T_e para determinación de a'.

Nivel	Q	Q'	R	Q'*R	a'
8	3	3.83	2	7.66	0.157
16	3	3.94*	2	7.89	0.152

Tabla 2.9.- Fuerzas sísmicas del edificio de 8 niveles

Nivel	W _i (t)	h _i (cm)	W _i h _i (t-cm)	F _i (t)	V (t)
8	433.07	29.28	12680.39	125.95	125.95
7	478.15	25.62	12250.28	121.68	247.64
6	528.68	21.96	11609.81	115.32	362.96
5	528.68	18.30	9674.84	96.10	459.06
4	567.11	14.64	8302.45	82.47	541.53
3	571.85	10.98	6278.92	62.37	603.90
2	571.85	7.32	4185.95	41.58	645.48
1	571.85	3.66	2092.97	20.79	666.27
SUMA=	4251.25		67075.61	666.27	

U. M. S. N. H.

Tabla 2.10 Fuerzas sísmicas del edificio de 16 niveles

Nivel	W_i (t)	h_i (cm)	$W_i h_i$ (t-cm)	F_i (t)	V (t)
16	487.3052502	58.56	28537	150.419	150.419
15	547.668927	54.9	30067	158.486	308.906
14	547.668927	51.24	28063	147.921	456.826
13	547.668927	47.58	26058	137.355	594.181
12	603.458847	43.92	26504	139.705	733.886
11	603.458847	40.26	24295	128.063	861.949
10	621.905247	36.6	22762	119.979	981.928
9	692.983647	32.94	22827	120.323	1102.251
8	692.984	29.28	20291	106.954	1209.205
7	692.984	25.62	17754	93.584	1302.789
6	735.645	21.96	16155	85.153	1387.943
5	757.254	18.3	13858	73.046	1460.988
4	757.254	14.64	11086	58.436	1519.425
3	757.254	10.98	8315	43.827	1563.252
2	757.254	7.32	5543	29.218	1592.470
1	757.254	3.66	2772	14.609	1607.079
SUMA=	10560.000		304885	1607.08	

En ambos casos el T_s es mayor que un segundo por lo que a_{\min} es igual a 0.05 y el cortante mínimo será igual a $a_{\min}W$, en nuestro caso el cortante basal en los edificios (V_0) es superior al cortante mínimo ($a_{\min}W$).

2.5 COMBINACIONES DE FUERZAS SÍSMICAS.

Los estados de carga que se generaron son las fuerzas sísmicas por el método estático que de acuerdo su posición de aplicación se clasifican en NG_x , NG_y , SF_x1 , SF_y1 , SF_x2 y SF_y2 (Fig. 2.4), esto cumpliendo con la sección 8.5 de las NTC-S. Los estados NG_x y NG_y están aplicadas en el centro de cortante, estos estados coincide con el centro geométrico vista en planta de los edificio por la regularidad que se tiene. Los estados SF_x1 , SF_y1 , SF_x2 y SF_y2 son el resultado del efecto de torsión, en el cual se usa la expresión 8.8 de las NTC-S para la determinación de su posición de aplicación. Ambos edificios son regulares en planta por lo que la distancia que se tomo resulto ser la mínima igual al 10% de la distancia medida en la base en dirección del análisis.

U. M. S. N. H.

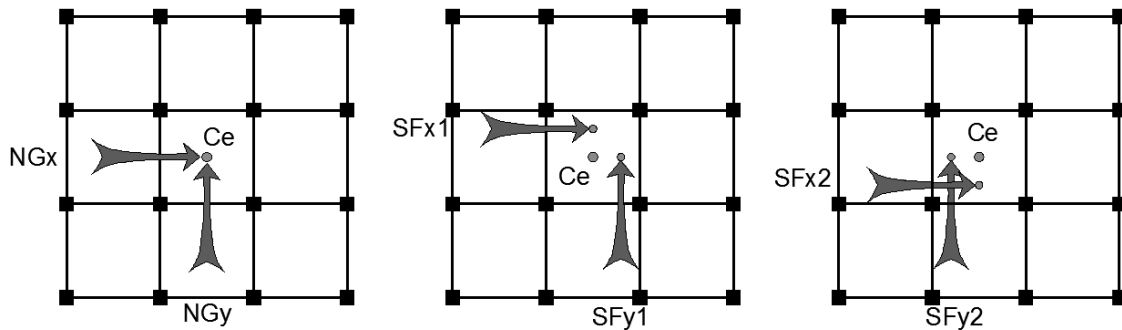


Figura 2.4 Estados de carga y su posición de aplicación.

Con los estados de cargas SF_{x1} , SF_{y1} , SF_{x2} y SF_{y2} se generaron 32 combinaciones de acuerdo a la sección 8.7 efectos bidireccionales, lo cual dice que ambos componentes horizontales se combinaran en cada dirección en que se analice la estructura el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto. En la tabla 10 se muestran las 32 combinaciones afectadas por el factor de carga correspondiente.

Una vez que se aplicaron las combinaciones de la tabla 10 se extrajeron las envolventes de los elementos mecánicos de cada elemento estructural y se tomo el criterio de hacer familias de elementos para su diseño, por ejemplo, del uno al cuarto nivel la envolvente de momentos de las vigas del edificio de 8 niveles diferían poco uno del otro por lo que se tomo la envolvente de momentos más desfavorable para el diseño de las vigas (Fig. 2.5), el mismo criterio se usó para el edificio de 16 niveles.

U. M. S. N. H.

Tabla 2.10 Combinaciones de carga

Combinación	Combinación
1 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 1.1SIFX1 + 0.33SIFY1$	17 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 0.33SIFX1 + 1.1SIFY1$
2 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 1.1SIFX1 - 0.33SIFY1$	18 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 0.33SIFX1 - 1.1SIFY1$
3 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 1.1SIFX1 + 0.33SIFY1$	19 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 0.33SIFX1 + 1.1SIFY1$
4 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 1.1SIFX1 - 0.33SIFY1$	20 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 0.33SIFX1 - 1.1SIFY1$
5 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 1.1SIFX2 + 0.33SIFY1$	21 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 0.33SIFX2 + 1.1SIFY1$
6 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 1.1SIFX2 - 0.33SIFY1$	22 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 0.33SIFX2 - 1.1SIFY1$
7 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 1.1SIFX2 + 0.33SIFY1$	23 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 0.33SIFX2 + 1.1SIFY1$
8 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 1.1SIFX2 - 0.33SIFY1$	24 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 0.33SIFX2 - 1.1SIFY1$
9 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 1.1SIFX1 + 0.33SIFY2$	25 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 0.33SIFX1 + 1.1SIFY2$
10 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 1.1SIFX1 - 0.33SIFY2$	26 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 0.33SIFX1 - 1.1SIFY2$
11 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 1.1SIFX1 + 0.33SIFY2$	27 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 0.33SIFX1 + 1.1SIFY2$
12 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 1.1SIFX1 - 0.33SIFY2$	28 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 0.33SIFX1 - 1.1SIFY2$
13 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 1.1SIFX2 + 0.33SIFY2$	29 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 0.33SIFX2 + 1.1SIFY2$
14 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 1.1SIFX2 - 0.33SIFY2$	30 $1.1CM1 + 1.1CV1 + 0.33SIFX2 - 1.1SIFY2$
15 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 1.1SIFX2 + 0.33SIFY2$	31 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 0.33SIFX2 + 1.1SIFY2$
16 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 1.1SIFX2 - 0.33SIFY2$	32 $1.1CM1 + 1.1CV1 - 0.33SIFX2 - 1.1SIFY2$

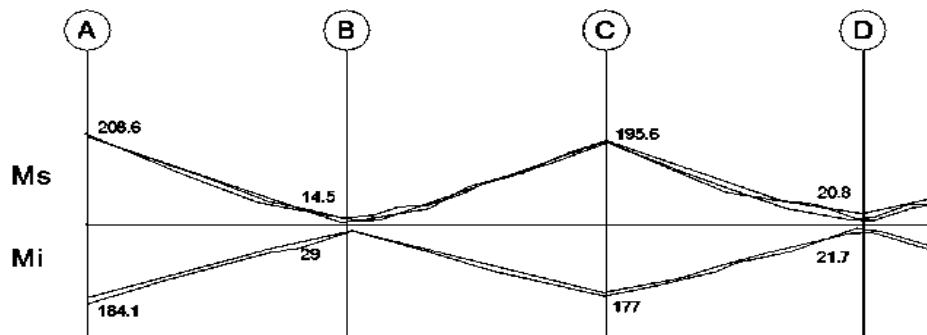


Figura 2.5 Envolventes de momentos.

2.6 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES.

Una vez que se realizó el análisis estático lineal se revisaron los desplazamientos laterales máximos de cada entrepiso (ver tabla 2.11), cumpliendo con lo especificado en la sección A.4 revisión por desplazamiento laterales. En la revisión por servicio el desplazamiento máximo permisible es igual a 1.65 cm para el edificio de 16 niveles y 1.6 cm para el de 8 niveles, suponiendo que no habrá elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, los desplazamientos de los edificios (ver tabla 2.11) son pequeños comparándolos con los desplazamiento máximos permisibles, cumpliendo con el requisito. En el caso de la revisión por colapso, encontramos que los edificios se diseñarán como marcos dúctiles con una distorsión máxima permisible igual a 0.030 de igual manera son menores comparándolos con las distorsiones máximas (tabla 2.11), por lo que también se cumple el requisito.

Tabla 2.11 Desplazamientos laterales y distorsiones máximos

Nivel	8 Niveles		16 Niveles	
	Desplazamiento [cm]	Distorsión	Desplazamiento [cm]	Distorsión
1	0.744	0.0122	0.447	0.00732
2	0.977	0.01602	0.716	0.01174
3	0.948	0.01554	0.780	0.01278
4	0.867	0.01421	0.789	0.01293
5	0.860	0.0141	0.778	0.01276
6	0.739	0.01211	0.763	0.0125
7	0.717	0.01176	0.833	0.01366
8	0.614	0.01006	0.816	0.01337
9			0.783	0.01284
10			0.825	0.01353
11			0.983	0.01611
12			0.920	0.01509
13			0.950	0.01558
14			0.939	0.01539
15			0.728	0.01194
16			0.490	0.00803

2.7 DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS.

En el diseño de los elementos se empleo un $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ (concreto de clase I) con un módulo de elasticidad del concreto igual a $242,487.11 \text{ kg/cm}^2$ ($E_c = 14000 \cdot \sqrt{f'_c}$) y un módulo de elasticidad del acero igual a 4200 kg/cm^2 . Se consideró el efecto P-D y se emplearon las NTC-C aplicando las especificaciones del capítulo 7 para marcos dúctiles, en su caso. En todas las intersecciones de los elementos vigas-columna, se les consideró como nudos rígidos y deberán cumplir con los requisitos correspondientes a las NTC-C. Las vigas se diseñaron como viga Tee en momento positivo y como viga rectangular con el momento negativo, las columnas se diseñaron como secciones cuadradas. En los edificios se revisó que las secciones propuestas cumplieran con la sección 2.6 torsión de las NTC-DCEC y los requisitos de fuerza cortante para diseño de vigas y columnas de marcos dúctiles, secciones 7.2.4 y 7.3.5 de las NTC-C. En la resistencia mínima a flexión de columnas sección 7.3.2 se cumple con la condición de la expresión 7.2 donde dice que la suma al paño del nudo de los momentos resistentes de las columnas que llegan a ese nudo sean mayor o igual a uno punto cinco veces la suma al paño del nudo de los momentos resistentes de las vigas que llegan al nudo, ambos momentos calculados con un factor de resistencia igual a uno.

En el edificio de 16 niveles se optó por recurrir a un análisis dinámico modal ya que algunos elementos no alcanzaban a cumplir con el requisito de fuerza cortante. En el análisis modal se encontró que el cortante basal requerido en la sección 9.3 de las NTC-C resultó menor que el ochenta por ciento de la ordena espectral por el peso basal entre el factor de reducción ($a \cdot W_0 / Q'$) calculados con el periodo fundamental de la estructura, por lo que se tuvo que aumentar las fuerzas sísmicas hasta llegar a este valor, con el cual estos elementos fueron diseñados.

En las Figuras 2.6 y 2.7 se muestran la clasificación adoptada para las secciones de columnas y trabes para los edificios de 8 y 16 niveles.

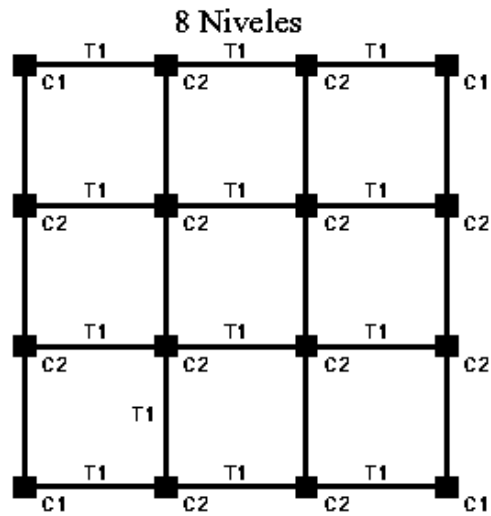


Figura 2.6 Clasificación adoptada para las secciones de columnas y traves para el marco de 8 niveles.

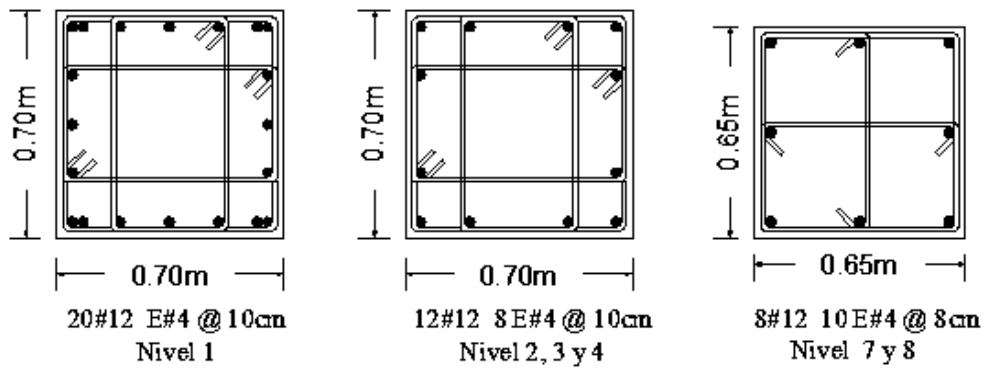


Figura 2.6a Armado de columnas C1

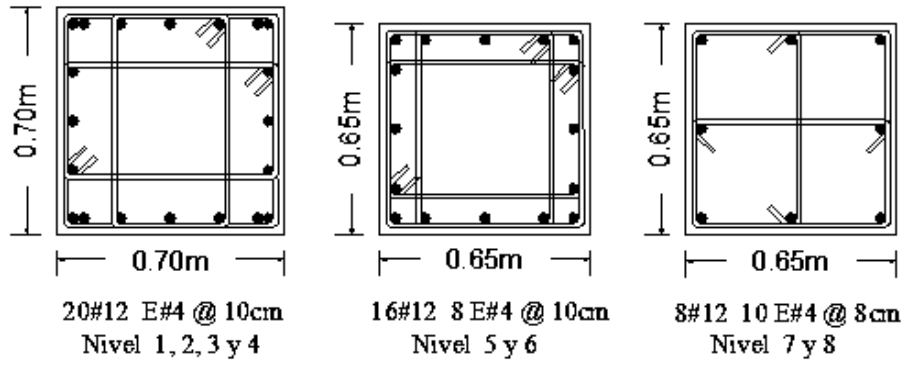


Figura 2.6b Armado de columnas C2

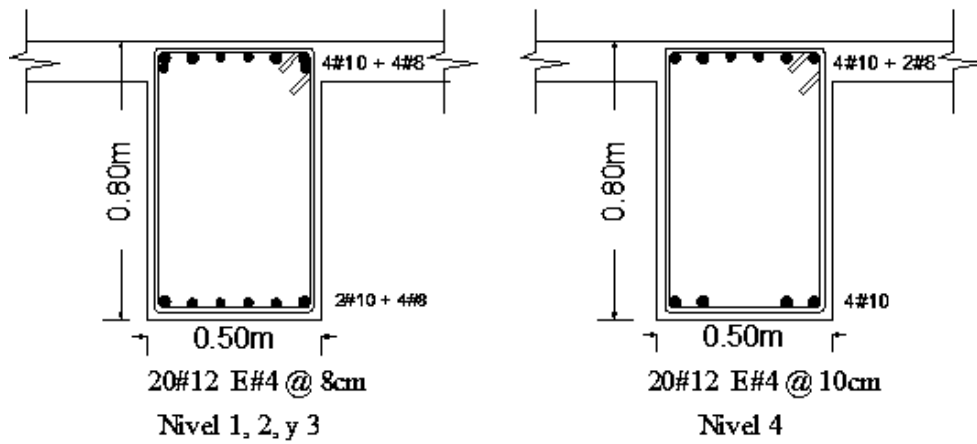


Figura 2.6c Armado de traves T1

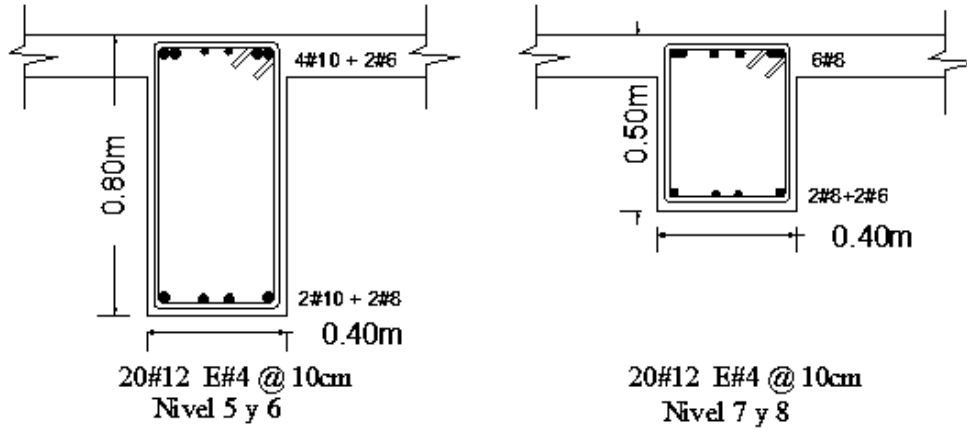


Figura 2.6c (Continuación) Armado de traves T1

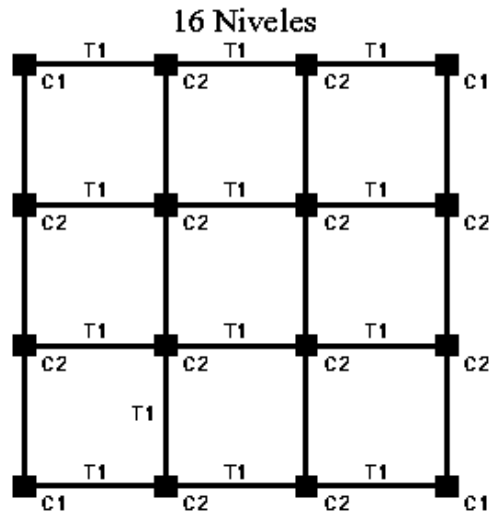


Figura 2.7 Clasificación adoptada para las secciones de columnas y traves para el marco de 16 niveles.

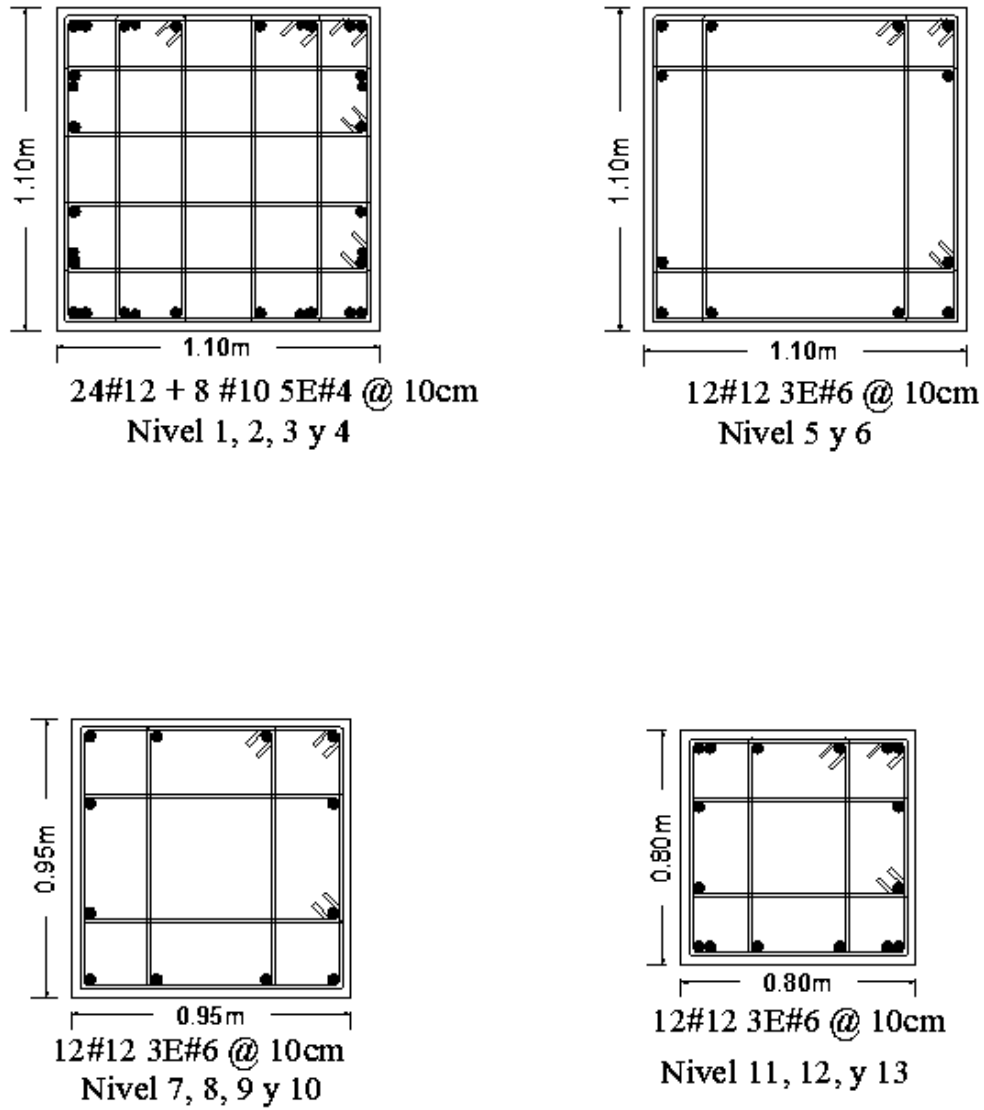
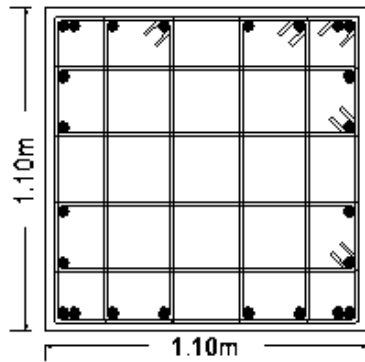
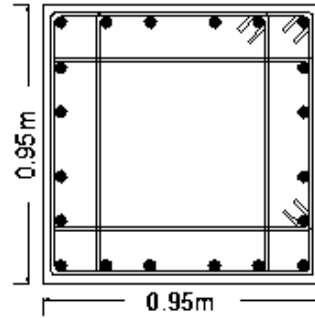


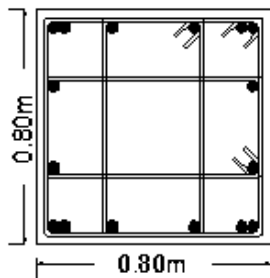
Figura 2.7a Armado de columnas C1



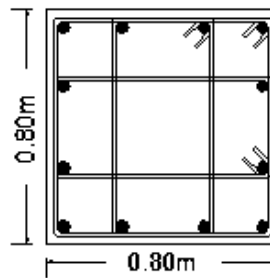
24 #12 5E#4 @ 10cm
Nivel 1, 2, 3, 4, 5 y 6



20 #12 3E#4 @ 9cm
Nivel 7, 8, 9 y 10



16 #12 3E#4 @ 10cm
Nivel 11, 12 y 13



12 #12 3E#4 @ 10cm
Nivel 14, 15 y 16

Figura 2.7b Armado de columnas C2

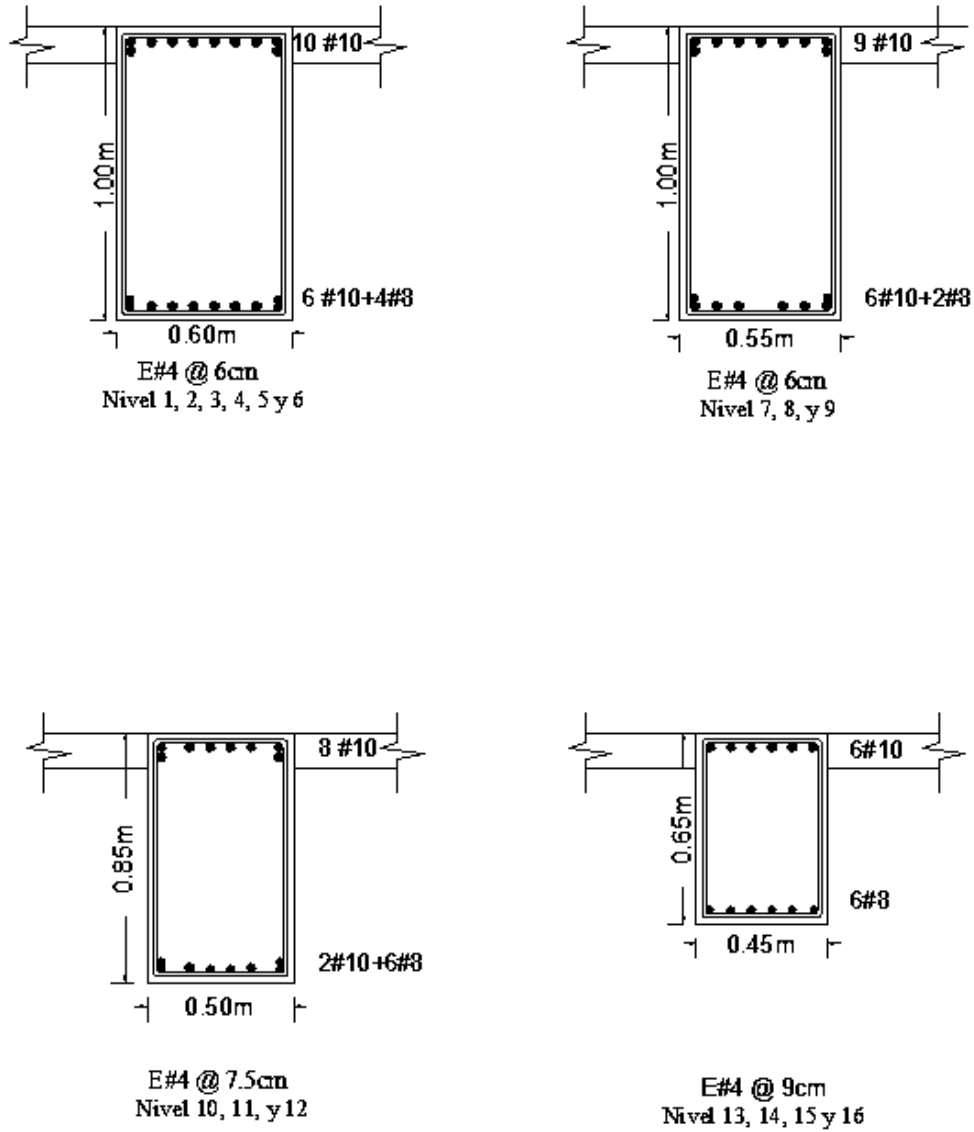


Figura 2.7c Armado de traves T1

2.8 DETERMINACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE LOS EDIFICIOS

En análisis no lineal de los edificios se utilizó el software RUAUMOKO 2D de la Universidad de Canterbury (Carr, 2008).

Consideraciones en el estudio no lineal:

- 1) Se tomo el momento de inercia agrietado (I_{ag}) de las secciones.
- 2) No se tomo en cuenta la contribución de la losa.
- 3) Se utilizó el tiempo-historia dinámica usando la constante media de aceleración de Newmark.
- 4) Análisis inelástico tiempo-historia.
- 5) Rigidez inicial de amortiguamiento de Rayleigh.

2.8.1 Modelación de los edificios

En el análisis es necesario introducir todos los diferentes elementos (secciones) que contribuyen en la rigidez de los edificios en estudio, por lo que se vio en la necesidad de modelar únicamente dos de los marcos en 2D por ser estructuras regulares, se unió un marco interior con uno exterior por medio de una trabe que contiene una inercia muy grande a comparación de las diferentes secciones de los elementos de la estructura en la Fig. 2.8 se aprecia la unión de los marcos. A cada uno de los marcos se le agrego el peso correspondiente, concentrado en los nodos de cada nivel.

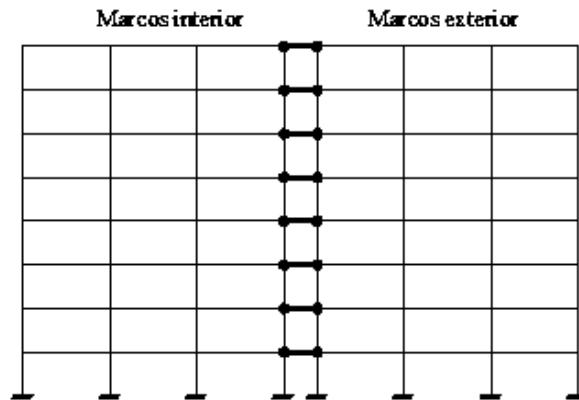


Figura 2.8 Marcos ligados del edificio de 8 niveles por medio de una trabe con una inercia muy grande.

2.8.2 Momento de inercia agrietado de las secciones.

En la determinación del momento de inercia agrietado se utilizó el método de la sección transformada, que consiste en transformar el acero en un área equivalente de concreto y se analiza la sección “toda de concreto” (ver Fig.2.10) mediante la teoría elástica convencional (Park and Paulay et al., 1983).

La sección agrietada toma en cuenta la parte de concreto que está sometida a compresión y no así la parte que esta a tensión por las propiedades que tiene el concreto en resistir estos tipos de esfuerzos, una vez obtenida la sección agrietada se determina el momento de inercia el cual será por definición el momento de inercia agrietado (I_{ag}) el cual se usará en el análisis no lineal de los edificios de concreto reforzado.

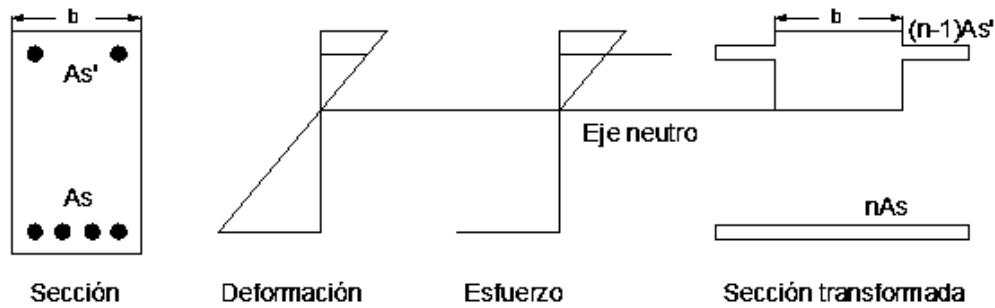


Figura2.10 Sección transformada para flexión después del agrietamiento (Park and Paulay, 1983)

El momento de inercia agrietado obtenido en las vigas es el promedio de los momentos de inercia agrietados en los extremos bajo la consideración de que las vigas se deforman en doble curvatura, en las columnas únicamente se tomo el momento de inercia correspondiente a un extremo ya que la distribución del acero es uniforme, en la Tabla 2.12 y 2.13 se muestran los momentos de inercia agrietado (I_{ag}), momento de inercia bruto (I_g) y la relación de que tienen (I_{ag}/I_g), de todas las secciones de los edificios. Se tomo la consideración de que cuando el momento de inercia agrietado sea menor que el 50% del momento de inercia bruto, éste se tomará igual $0.5 \cdot I_g$.

Tabla 2.12 Momento de inercia agrietado de las la vigas de los edificios de concreto reforzado.

VIGA	8 Niveles			16 Niveles		
	I_{ag} (cm^4)	I_g (cm^4)	I_{ag}/I_g (cm^4)	I_{ag} (cm^4)	I_g (cm^4)	I_{ag}/I_g (cm^4)
T1	1321386	2133333	0.619	3464925	5000000	0.693
T2	1149059	2133333	0.539	3055353	4583333	0.667
T3	978191	1706667	0.573	1780456	2558854	0.696
T4	237262	416667	0.569	681775	1029844	0.662

Tabla 2.13 Momento de inercia agrietado de las columnas de los edificios de concreto reforzado.

8 Niveles				16 Niveles			
Sección	I_{ag} (cm ⁴)	I_g (cm ⁴)	I_{ag}/I_g	Sección	I_{ag} (cm ⁴)	I_g (cm ⁴)	I_{ag}/I_g
70X70	1835196	2000833	0.917	110x110	7771516	12200833	0.637
	1193206	2000833	0.596		6659825	12200833	0.546
60X60	944070	1487552	0.635	95X95	3913740	12200833	0.321
	545703	1487552	0.367		2576019	6787552	0.380
				80X80	3767991	6787552	0.555
					2194476	3413333	0.643
					1644175	3413333	0.482

2.8.3 Diagramas momento-curvatura y carga axial-momento

Para la determinación de los diagramas de interacción de las columnas y el diagrama momento-curvatura de las vigas se utilizó el programa XTRACT (Fig. 2.11) versión 3.0.8 (TRC y Charles Chadwell, 2007), en el cual se introdujeron las secciones transversales en los nudos de todas las diferentes secciones que hay, junto con todas las características necesarias; como la separación de los estribos, el área del núcleo de concreto confinado y no confinado, número de varillas longitudinales y su posición en la sección, etc.,

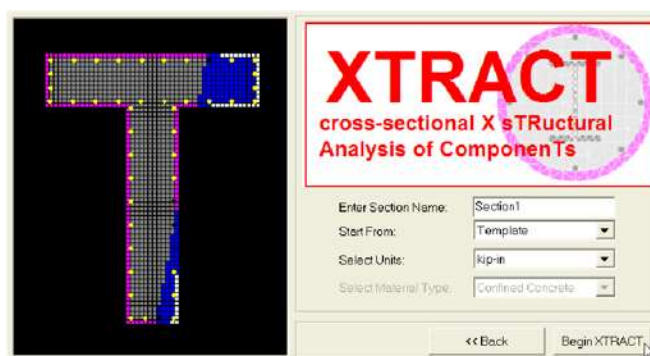


Figura 2.11 Programa utilizado en la determinación de los diagramas de interacción y momento-curvatura

U. M. S. N. H.

Una vez obtenidos los diagramas de las secciones, se localizaron los puntos de importancia para la realización del análisis estático no lineal, en la Fig. 2.12 se muestra un ejemplo de la obtención de los diagramas de una viga y una columna, en la Fig. 2.12a se tiene el diagrama de momento-curvatura positivo y negativo de la viga T1 en la Fig. 2.12c el diagrama de interacción de la columna C1 planta baja del edificio de 8 niveles y en las Figs. 2.12b y 1.12d se muestra la idealización de los diagramas para cargar el programa RUAUMOKO-2D.

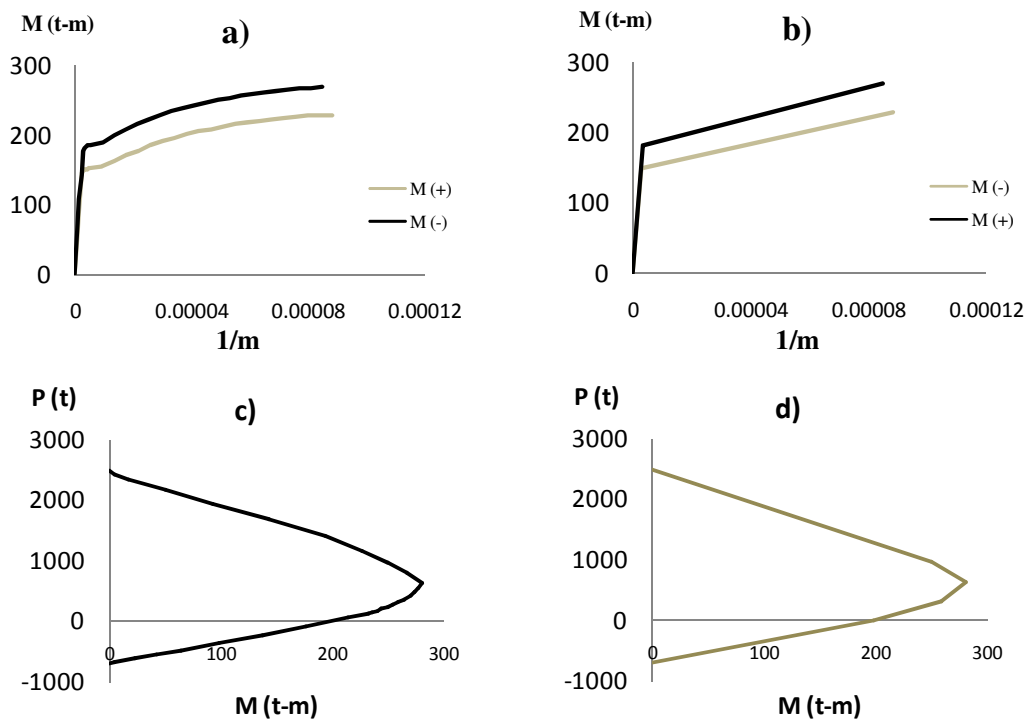


Figura 2.12 Diagramas de momento-curvatura de la viga T1 y el diagrama de interacción de la columna C1 planta baja del edificio de 8 niveles.

2.8.4 Análisis estático no lineal (AENL)

En el análisis estático no lineal (AENL “*push-over*” en inglés). Una vez que el edificio está preparado con sus cargas gravitacionales y contiene todos los parámetros lineal y no lineal necesarios, se carga lateralmente con fuerzas producidas previamente con el método estático (NTC-S) de forma que vayan aumentando con el tiempo hasta llegar a un desplazamiento objetivo, en la Figura 2.8 se muestra la representación de aplicación de las fuerzas.

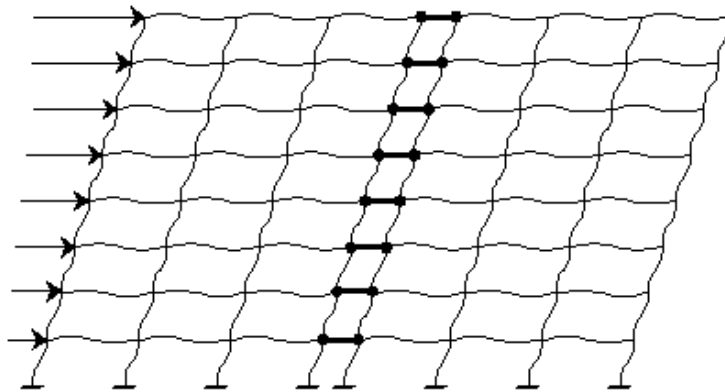


Figura 2.9 Análisis estático no lineal (AENL)

El objetivo del análisis no lineal es poder evaluar el comportamiento de los edificios estimando sus demandas de resistencia y deformación mediante una serie de análisis estáticos consecutivos. Este tipo de análisis puede verse como un método que permite predecir la fuerza sísmica y la demanda de deformación en una estructura, debido a que toma en cuenta la redistribución de las fuerzas internas que ocurre cuando la estructura se somete a fuerzas que sobrepasan el límite elástico de la estructura (Krawinkler et al., 1998).

Una vez que se aplicaron las cargas laterales correspondientes para el análisis estático no lineal, se obtuvo la gráfica mostrada en la Fig. 2.13, en la ordenada de las gráficas se encuentra el cortante basal entre el peso de la estructura y en la abscisa el desplazamiento de la azotea dividido entre la altura del edificio en por ciento, en la Fig. 2.13a se muestra la

curva correspondiente al edificio de 8 niveles y en la Fig. 2.13b la curva del edificio de 16 niveles.

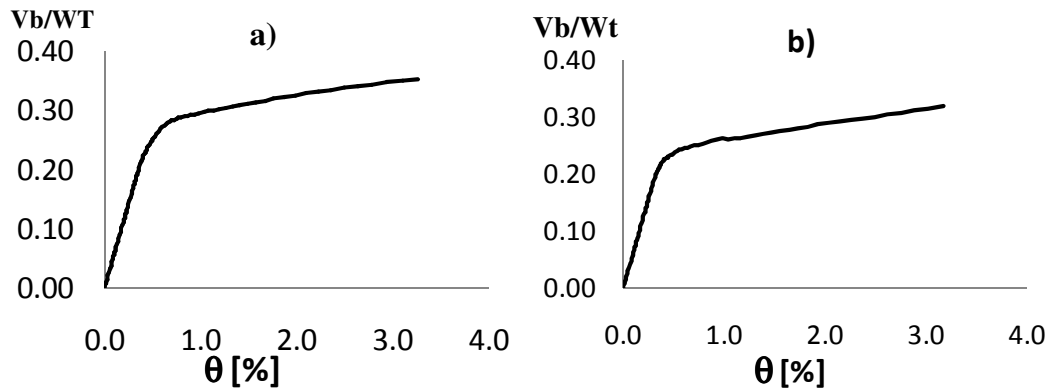


Figura 2.13 Curvas del AENL de los edificios de concreto reforzado, a) 8 niveles y b) 16 niveles.

Observando los resultados de las gráficas de la Fig.2.13 y comparamos con la ordenada reducida por ductilidad y sobrerresistencia, a' (tabla 2.8), se puede deducir que los edificios están bien diseñados conforme a las NTC-S apéndice A, en el edificio de 8 niveles se cuenta con una resistencia del orden de 100% mayor para lo cual fue diseñado y el edificio de 16 niveles del orden de 60 % mayor para lo cual se diseño.

CAPÍTULO



SELECCIÓN DE LAS SECUENCIAS SÍSMICAS

3.1 INTRODUCCIÓN

Idealmente, la evaluación de las demandas sísmicas que actúan sobre una estructura requiere de la disponibilidad de acelerogramas (i.e., historias de aceleración) que representan el peligro sísmico de la región donde se encuentra ubicada dicha estructura. En particular, dichos acelerogramas deben presentar características de intensidad (amplitud), contenido de frecuencia y duración que sean compatibles con escenarios sísmicos específicos. Más aún, si se desea evaluar la respuesta de estructuras ante secuencias sísmicas evento principal-réplicas, es necesario contar con historias de aceleración reales registradas en estaciones acelerográficas. Desafortunadamente, un estudio previo desarrollado por Maldonado (2006) evidenció que secuencias sísmicas registradas en estaciones acelerográficas ubicadas en terreno blando son escasas.

El objetivo de este capítulo consiste en presentar la metodología empleada en este estudio para generar secuencias sísmicas artificiales, con la finalidad de emplearse para evaluar la respuesta de los edificios de concreto descritos en el capítulo anterior.

3.2 SELECCIÓN DE LAS SECUENCIAS

Idealmente, la respuesta de estructuras ante réplicas debería considerar secuencias sísmicas reales. Sin embargo, a partir del catálogo de las historias de aceleración disponibles en la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuerte editado por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Maldonado (2006) sólo identificó una secuencia sísmica registrada en estaciones de terreno blando. Dicha secuencia se registro en la estación Central de Abastos (CDAF) durante los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 que afectaron a la ciudad de México. En la Figura 3.1 se muestran la secuencia sísmica y las secuencias sísmicas escaladas para las componentes N00E y N90E (el criterio de escalamiento se explicará más adelante).

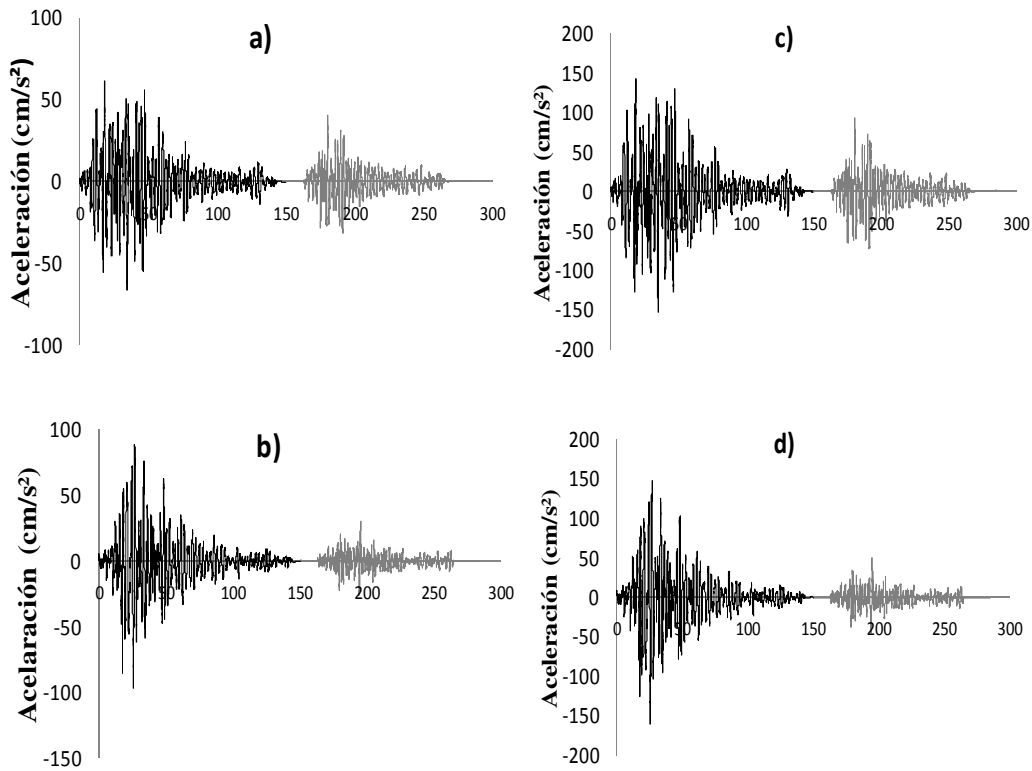


Figura 3.1 Evento principal-réplica registrada en la estación Central de Abastos en septiembre de 1985 en la ciudad de México; a) CDAF85N00E; b) CDAF85N90E, y secuencias escaladas; c) CDAF85N00E; d) CDAF85N90E.

U. M. S. N. H.

Por ello, es necesario emplear secuencias artificiales para la evaluación de los edificios descritos en el capítulo anterior. Para la creación de las secuencias artificiales, investigaciones previas han empleado dos criterios: 1) el repetido, y 2) el aleatorio. El primero se basa en tomar el evento principal y colocar el mismo como réplica, mientras que el segundo criterio consiste en considerar un conjunto de eventos principales de los cuales se generara las combinaciones evento principal-réplica de forma aleatoria sin que se repita en una misma combinación el mismo evento. El primer criterio no considera la diferencia en las características del evento principal y réplica, mientras que el segundo intenta representar la relación entre las características del evento principal y la réplica. Estudios recientes han mostrado que ambos criterios tienden a sobre-estimar la respuesta real (Ruiz García y Negrete-Manríquez, 2011). Sin embargo, el criterio repetido es el que conduce a una mayor sobre-estimación de la respuesta, por lo que se adoptó el criterio aleatorio para genera las secuencias sísmicas artificiales.

Para fines de generar las secuencias sísmicas artificiales, se consideró un conjunto de acelerogramas registrados en estaciones ubicadas en terreno blando y que contarán con un periodo predominante del terreno muy cercano al periodo de los edificios en estudio. Lo anterior se atribuye al presentarse el fenómeno de resonancia. De esta manera, se seleccionaron 8 acelerogramas registrados en cuatro estaciones durante cuatro eventos sísmicos históricos. En la Tabla 3.1 se indican las características principales de los acelerogramas seleccionados, mientras que en la Figura 3.2 se muestra la ubicación de las estaciones seleccionadas.

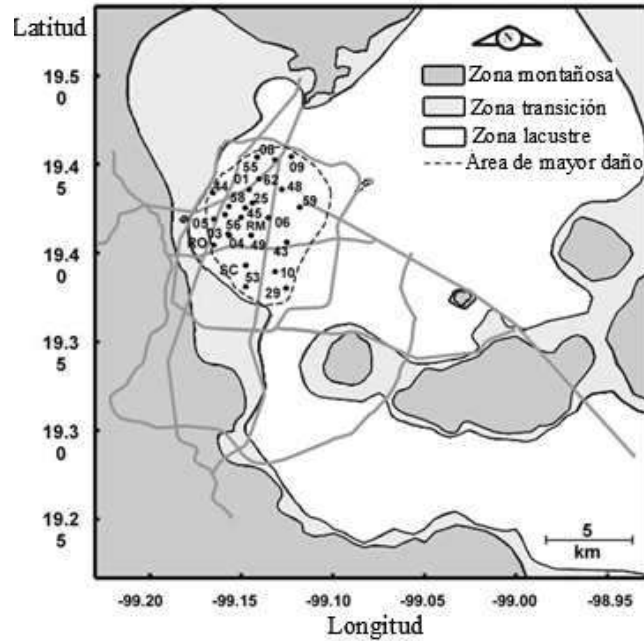


Figura 3.2 Ubicación de las estaciones en la ciudad de México.

Tabla 3.1 Características de los acelerogramas.

Fecha	Magnitud (M_s)	Nombre de la estación	No. de estación	Componente	AMT (cm/s^2)	T_g (s)
24/10/1993	6.6	U. Colonia IMSS	44	EW	15.00	1.34
25/04/1989	6.9	U. Colonia IMSS	44	EW	39.60	1.28
25/04/1989	6.9	San Simón	53	EW	30.50	1.56
25/04/1989	6.9	Roma	RO	EW	54.70	1.27
10/12/1994	6.3	Roma	RO	EW	12.00	1.39
14/09/1995	7.1	Roma	RO	EW	37.40	1.31
10/12/1993	6.3	SCT	SC	EW	15.00	1.89
19/09/1985	8.1	SCT	SC	EW	167.9	2.66

Dado que los acelerogramas seleccionados presentaban bajos niveles de aceleración máxima del terreno (AMT), se procedió a escalarlos, en amplitud, para representar niveles de intensidad más grandes. Para ello, se tomo como referencia la velocidad máxima del terreno del registro obtenido en la estación SCT (61.14 cm/s), componente EW, durante el terremoto del 19 de septiembre de 1985. El procedimiento fue el siguiente: 1) integrar los acelerogramas de los ocho registros obteniendo con ello las gráficas de velocidades, de las

U. M. S. N. H.

cuales se extrajeron las velocidades máximas de cada uno, 2) el registro SCT19SEEW contiene la velocidad máxima y se utiliza para dividir entre cada una de las velocidades máximas de los demás registros, obteniendo con esto un factor, 3) el factor obtenido se utilizo para multiplicar los datos correspondiente a la velocidad de cada sismo, y 4) derivar cada una de las gráficas de velocidad, llegando así a los sismos escalados (ver Fig. 3.5).

Para la utilización de las secuencias reales, también se tuvieron que escalar con el mismo criterio anterior en la Fig. 3.1 se muestran estas secuencias escaladas.

Con el fin de obtener resultados con mayor exactitud para el estudio y a falta de más registro con las características necesarias, se optó por crear combinaciones de estos tomando el criterio aleatorio, en el cual se coloco un registro como evento principal y un segundo registro como secuencia sísmica, dando un intervalo de tiempo de treinta segundos entre ellos (Fig. 3.2), así se realizaron todas las combinaciones de los registros, evitando que el evento principal sea el mismo que la secuencia sísmica, obteniendo como resultado cincuenta y seis registros combinados, cabe mencionar que estos estudios especifican que la respuesta de los edificios ante secuencias artificiales es diferente ante secuencias reales, sobre todo cuando la secuencia es repetida. De ahí que las combinaciones realizadas más adelante no se repitieron las secuencias en un mismo registro combinado.

En la tabla 3.3 se muestran los ocho registros ya escalados que se utilizaron para las combinaciones, así como su duración total, duraciones efectivas a 90% y 95% y sus aceleraciones máximas. En la tabla 3.4 se muestra las combinaciones en el que a cada registro se le asigna un número para identificarlo a la hora de hacer las combinaciones. En las combinaciones se colocan dos números, el primero indica el evento principal y el segundo la secuencia con los números asignados respectivamente (Fig. 3.3).

En eventos sísmicos históricos se ha observado las réplicas pueden tener una intensidad, medida por la aceleración máxima del terreno, mayor que el evento principal. Este escenario sísmico han causado repercusiones significativas en los edificios que pudieron sufrir algún tipo de daño estructural a consecuencia del evento principal y en algunos casos hasta el colapso del los mismos debido a la acción de la réplica.

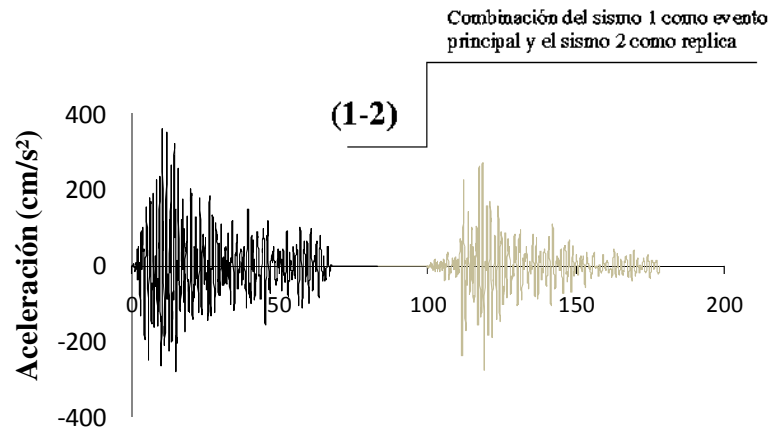


Figura 3.3 Identificación en la combinación de los sismos.

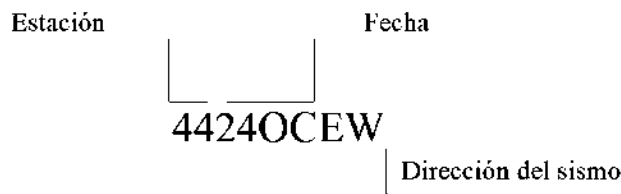


Figura 3.4 Nomenclatura para la identificación del sismo.

Tabla 3.4 Duración total, duración efectiva a 90% y 95% y su aceleración máxima de los acelerogramas escalados que se usaran para el estudio.

No. de sismo	REGISTRO	Total (100%)	Efectiva (95%)	Efectiva (90%)	AMT (cm/s ²)
(1)	4424OCEW	68.06	56.96	53.00	362.41
(2)	4425ABEW	80.00	58.22	52.78	275.35
(3)	5325ABEW	150.00	76.58	60.94	263.80
(4)	RO10DIEW	100.02	72.70	60.64	309.38
(5)	RO14SEEW	150.00	83.64	69.14	335.82
(6)	RO25ABEW	100.00	53.46	45.66	268.07
(7)	SCT10DIEW	68.40	50.00	44.70	224.00
(8)	SCT19SEEW	163.42	86.98	70.14	167.00

A continuación se muestran las 56 combinaciones de los 8 registros obtenidos mostrados en la tabla 3.5, con los cuales se llevo a cabo el estudio de los edificios de 8 y 16 niveles.

Tabla 3.5 Combinaciones de los acelerogramas escalados.

Evento principal	Grupo	Combinaciones						
4424OCEW	1	(1-2)	(1-3)	(1-4)	(1-5)	(1-6)	(1-7)	(1-8)
4425ABEW	2	(2-1)	(2-3)	(2-4)	(2-5)	(2-6)	(2-7)	(2-8)
5325ABEW	3	(3-1)	(3-2)	(3-4)	(3-5)	(3-6)	(3-7)	(3-8)
RO10DIEW	4	(4-1)	(4-2)	(4-3)	(4-5)	(4-6)	(4-7)	(4-8)
RO14SEEW	5	(5-1)	(5-2)	(5-3)	(5-4)	(5-6)	(5-7)	(5-8)
RO25ABEW	6	(6-1)	(6-2)	(6-3)	(6-4)	(6-5)	(6-7)	(6-8)
SCT10DIEW	7	(7-1)	(7-2)	(7-3)	(7-4)	(7-5)	(7-6)	(7-8)
SCT19SEEW	8	(8-1)	(8-2)	(8-3)	(8-4)	(8-5)	(8-6)	(8-7)

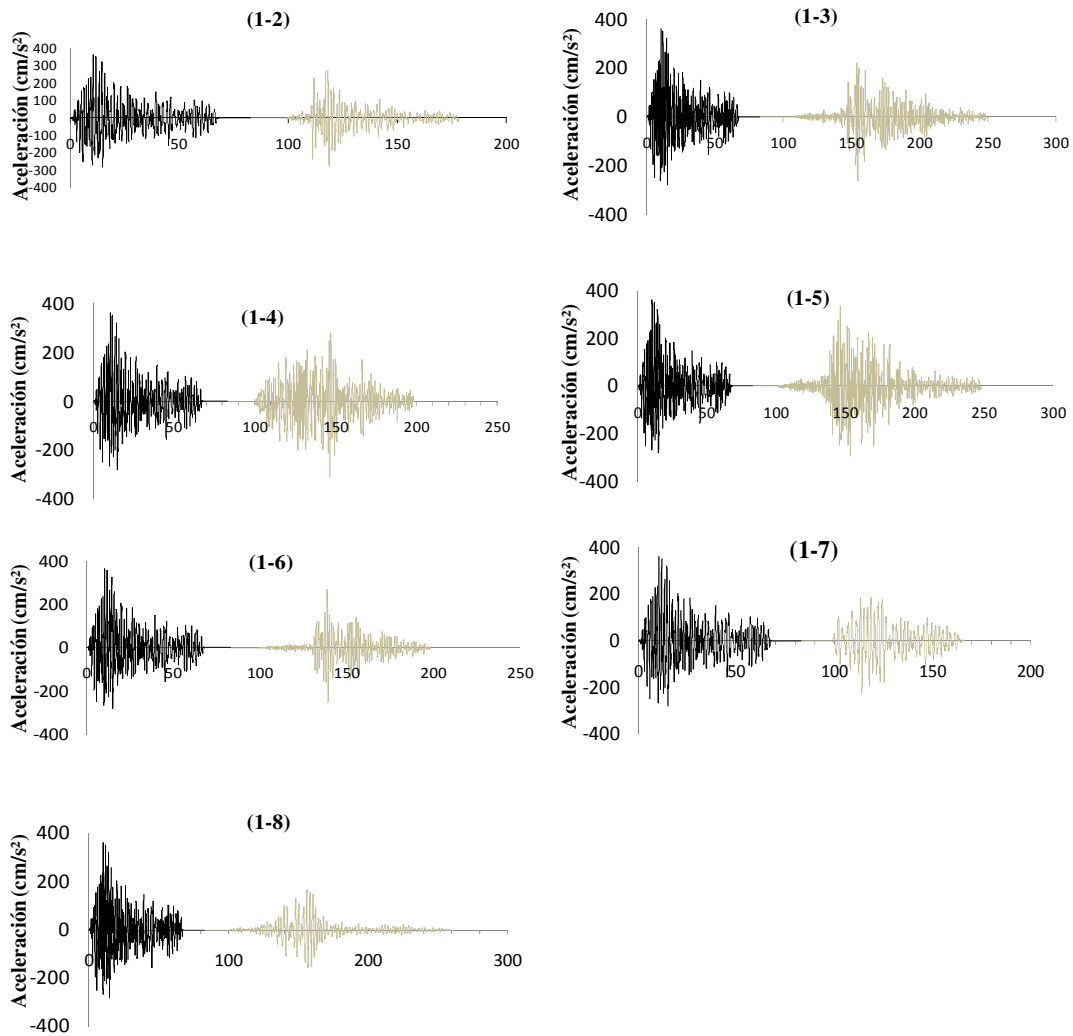


Figura 3.5 Combinaciones de los ocho registros en terreno blando del Grupo 1

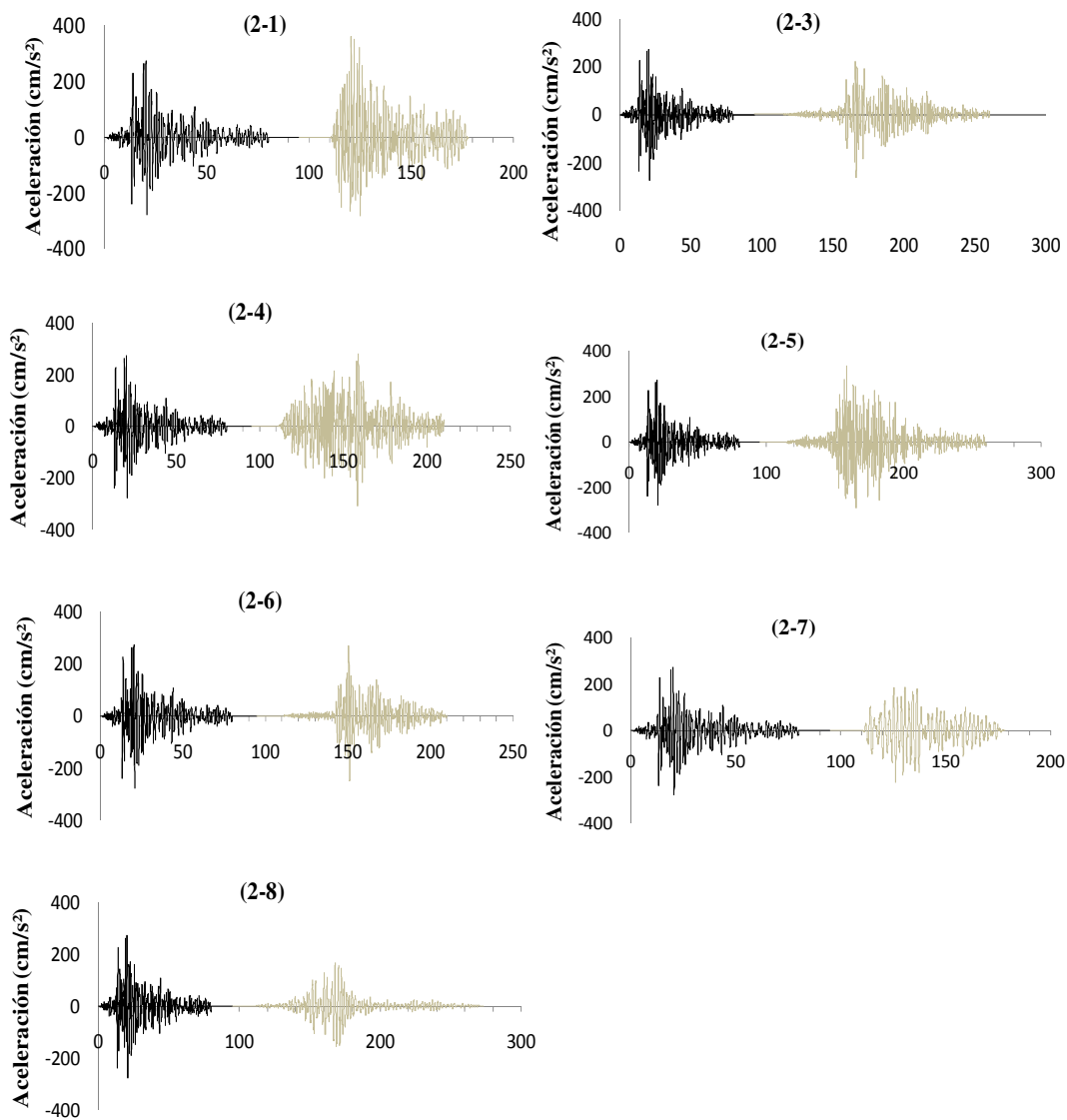


Figura 3.5 (Continuación) Combinaciones de los ocho registros en terreno blando del Grupo 3

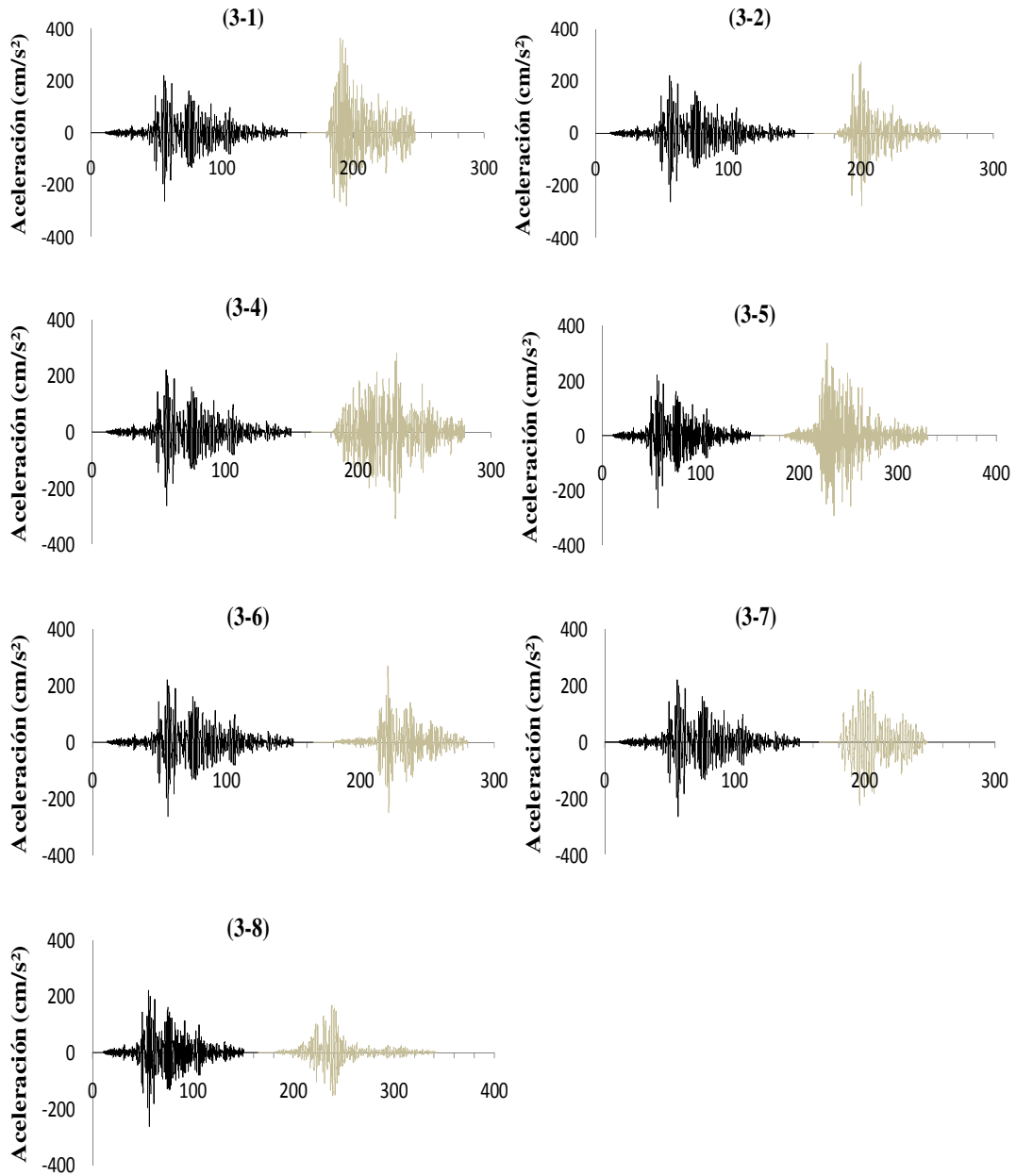


Figura 3.5 (Continuación) Combinaciones de los ocho registros en terreno blando del Grupo 3

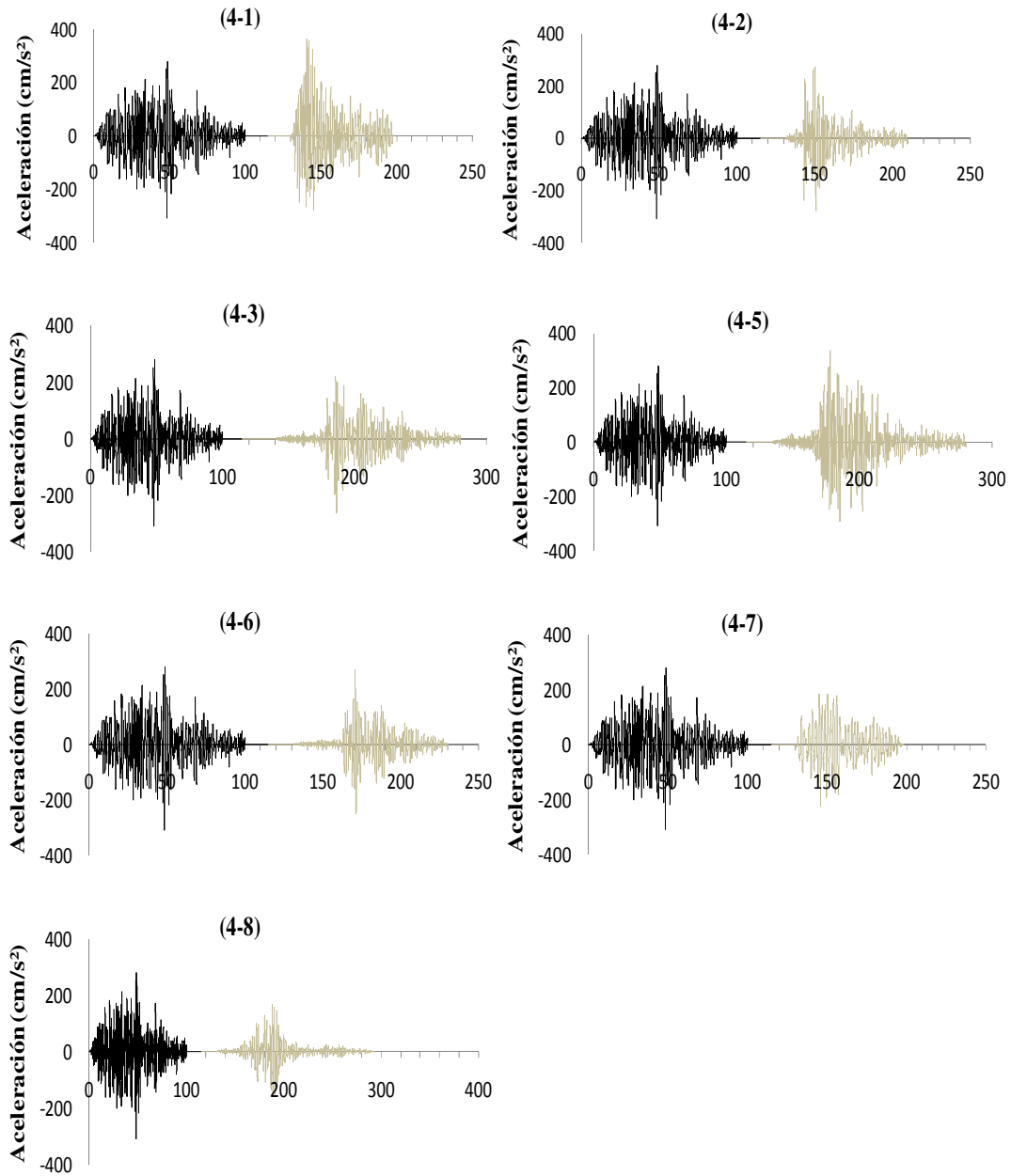


Figura 3.5 (Continuación) Combinaciones de los ocho registros en terreno blando del Grupo 4

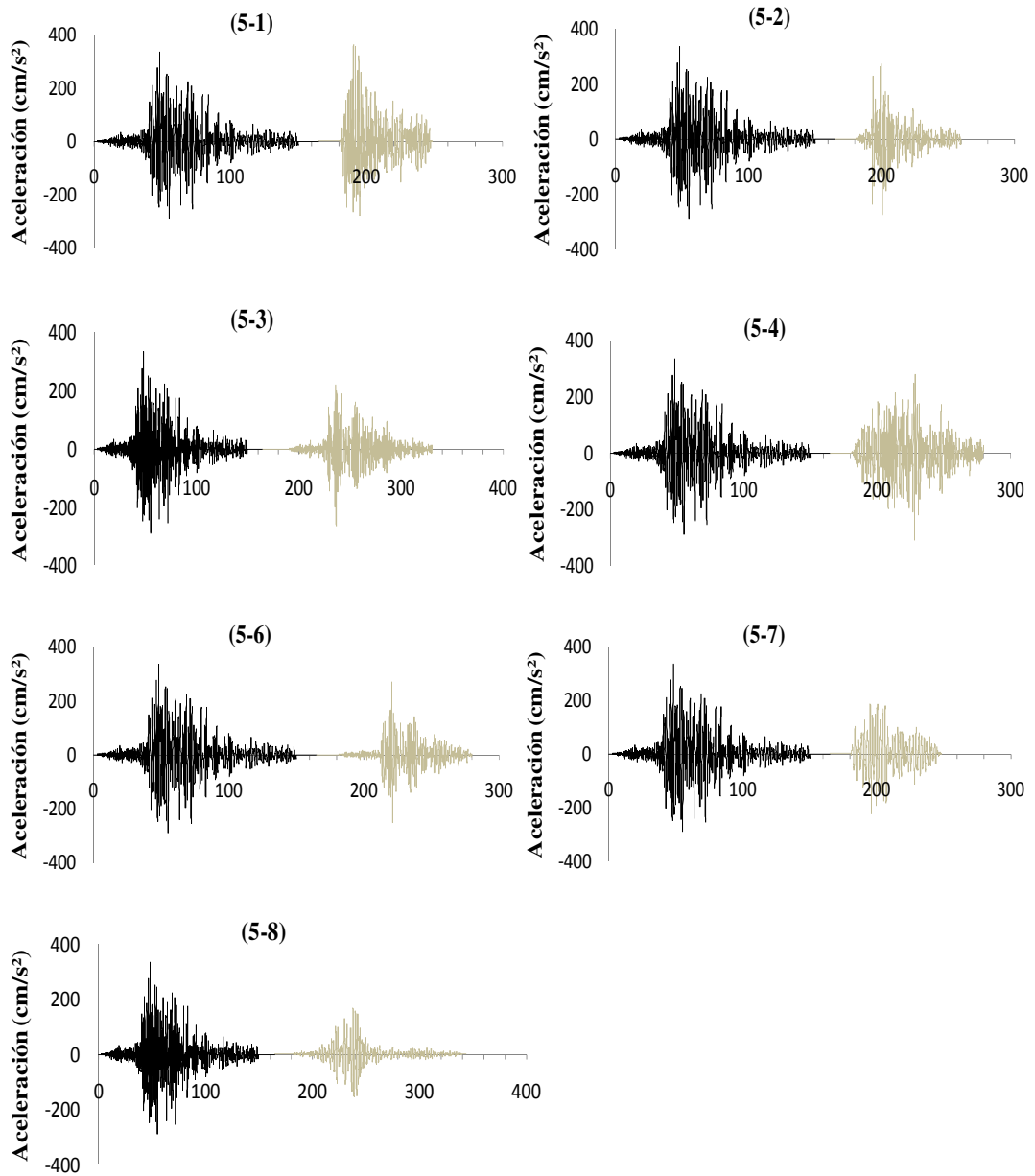


Figura 3.5 (Continuación) Combinaciones de los ocho registros en terreno blando del Grupo 5

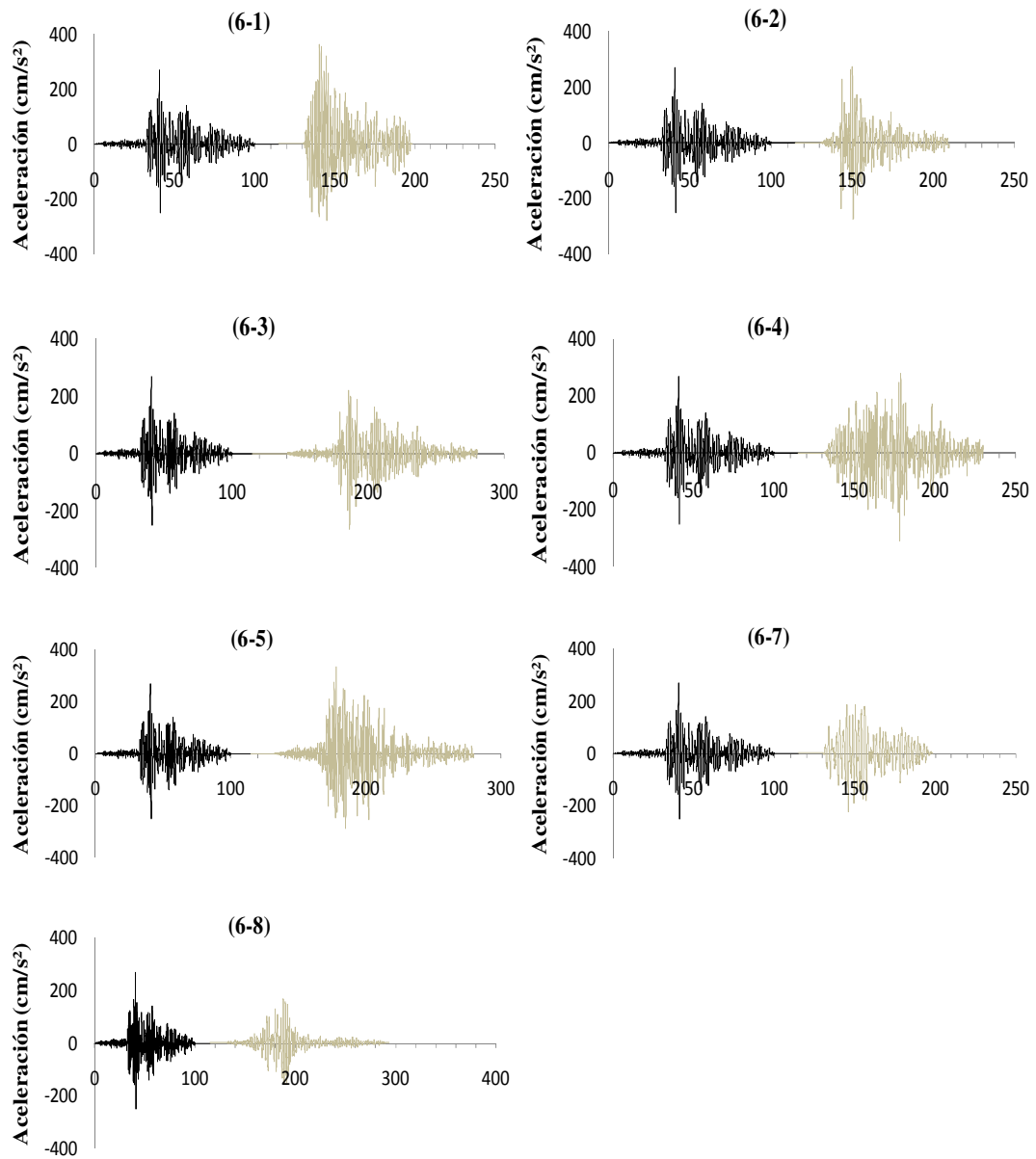


Figura 3.5 (Continuación) Combinaciones de los ocho registros en terreno blando del Grupo 6

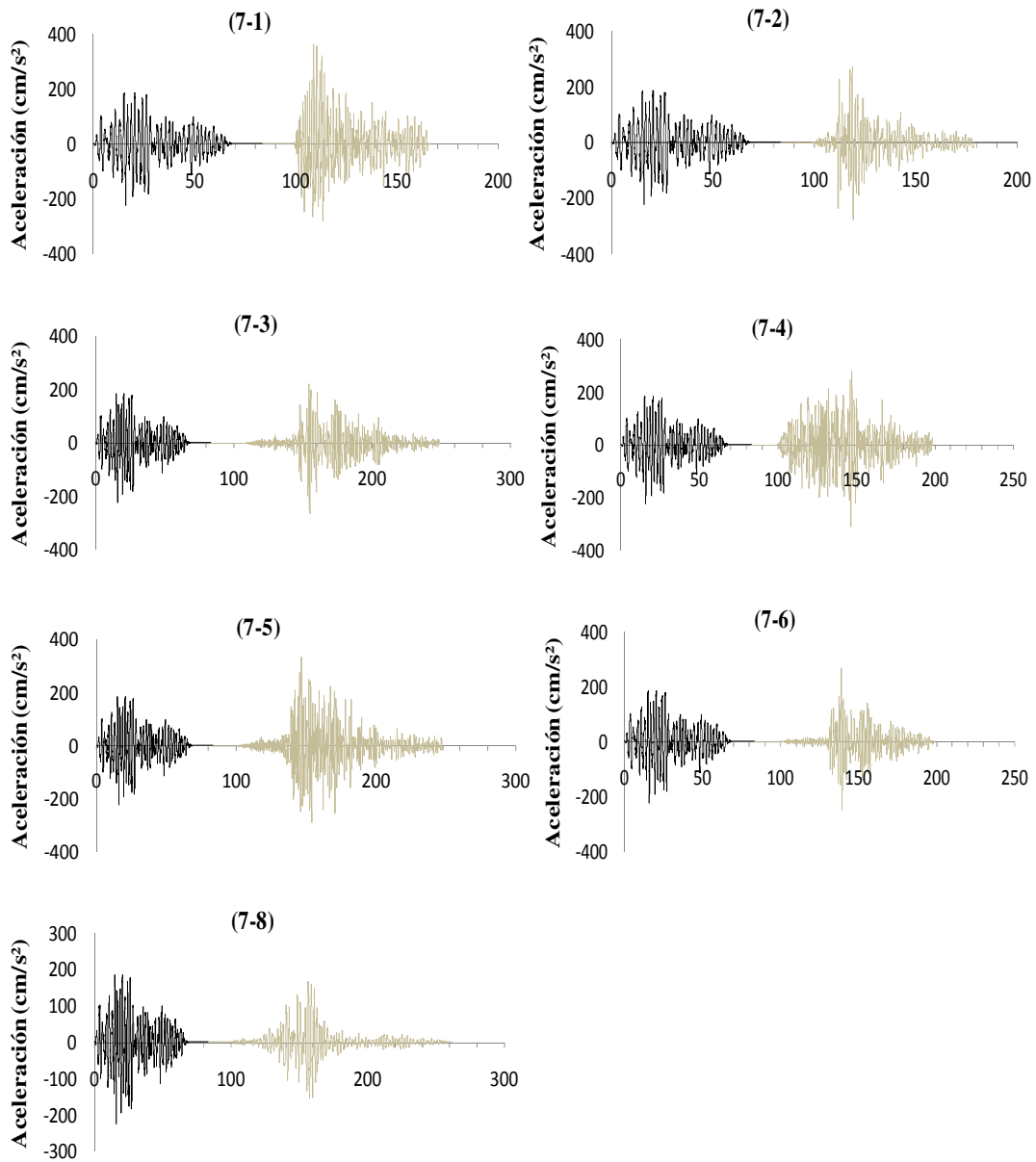


Figura 3.5 (Continuación) Combinaciones de los ocho registros en terreno blando del Grupo 7

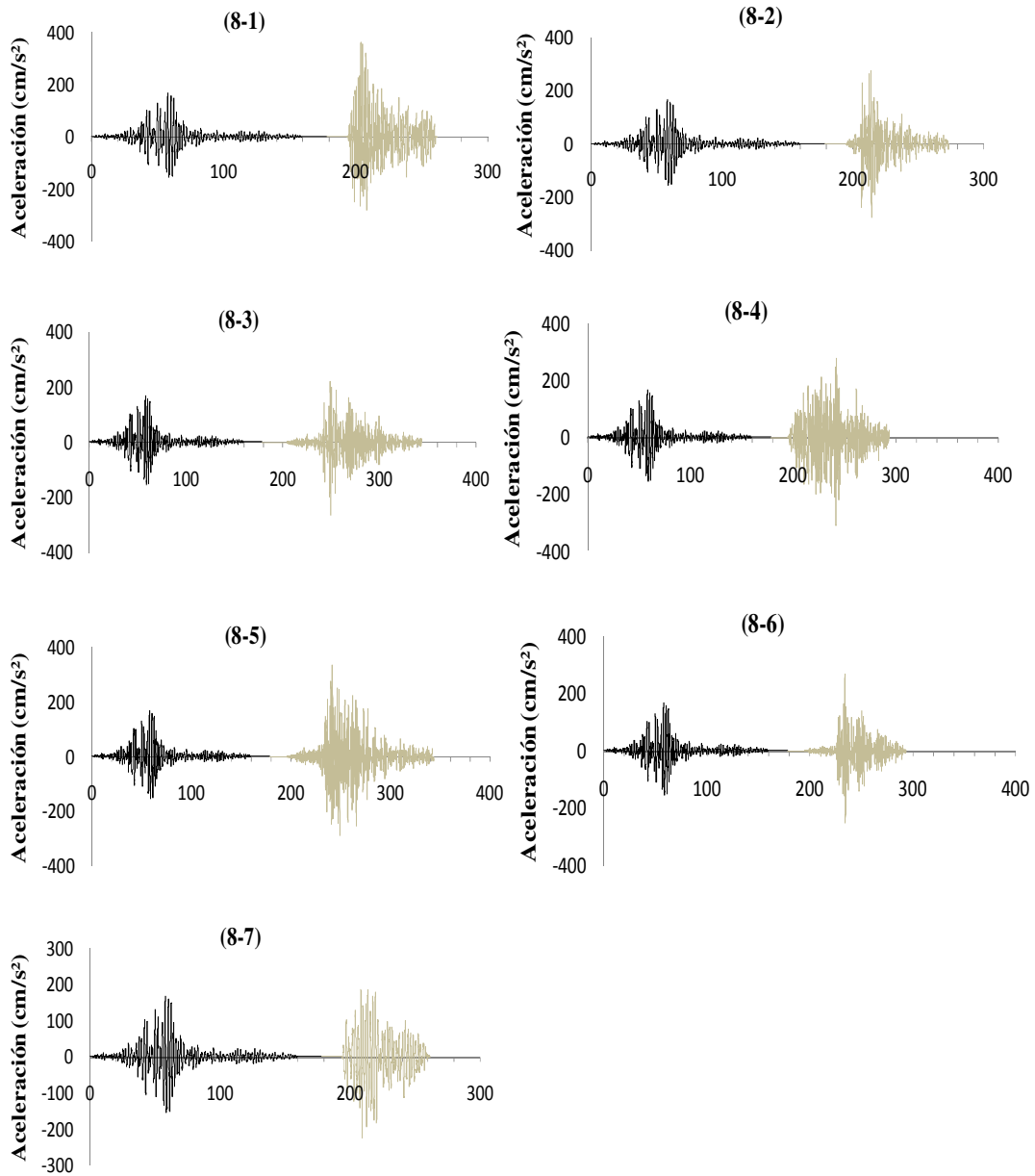


Figura 3.5 (Continuación) Combinaciones de los ocho registros en terreno blando del Grupo 8

3.3 ESPECTROS DE RESPUESTA

En las Fig. 3.6 se presentan los espectros de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento obtenidos a partir de los registros obtenidos en la estación Central de Abasto de la ciudad de México. Con una línea negra continua se presentan los espectros de respuesta del evento principal (EP) y con una línea gris continua los correspondientes a la réplica (R), en sus dos componentes N00E y N90E. Se puede observar que el evento principal domina en estos casos dado que sus ordenadas son de mayor amplitud que las ordenadas de las réplicas. Asimismo, el periodo dominante de los eventos principales está alrededor de los 3 segundos (ver tabla 3.6). Cabe notar que dicho periodo dominante está alejado de los periodos fundamentales de los edificios diseñados en el capítulo anterior, por lo que estos registros no se emplearon en el conjunto de eventos principales utilizados para generar las secuencias sísmicas artificiales.

En la Fig. 3.7 se puede observar con una línea gris discontinua el espectro promedio de respuesta de las 58 combinaciones, y con una línea negra continua el espectro de respuesta del promedio de los 8 registros que se utilizaron como evento principal. Con una línea gris continua presentamos el espectro de respuesta de la estación de Central de Abastos en septiembre de 1985 en la ciudad de México en una dirección (N00E) y con una línea gris de color bajo en otra dirección (N90E).

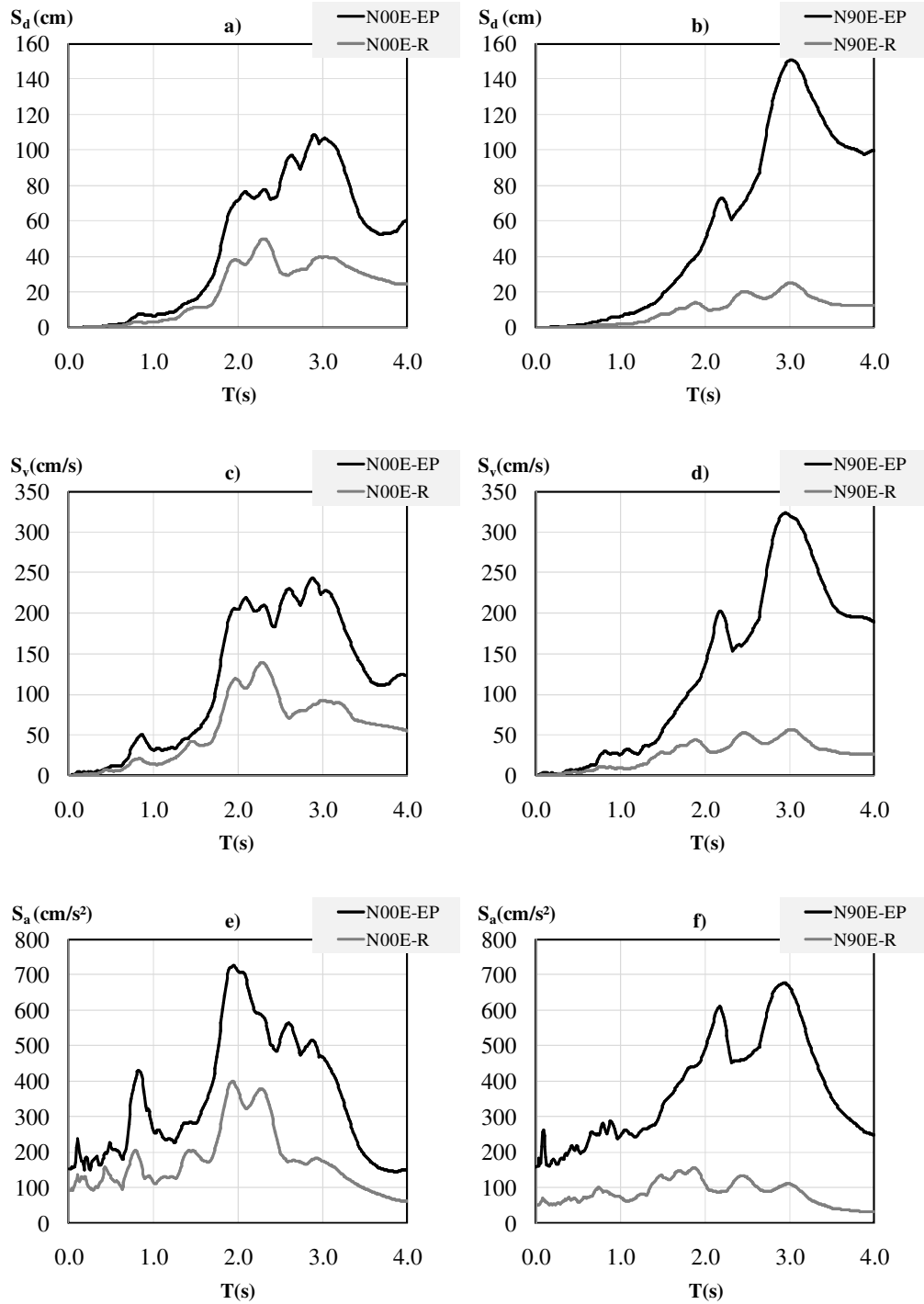


Figura 3.6 Espectros de respuesta de los registros de CDAF85N00E y CDAF85N90E con sus respectivas réplicas; a) Espectro de S_d para la componente N00E, b) Espectro de S_d componente N90E, c) Espectro de S_v componente N00E, d) Espectro de S_v componente N90E, e) Espectro de S_a componente N00E, f) Espectro de S_a componente N90E.

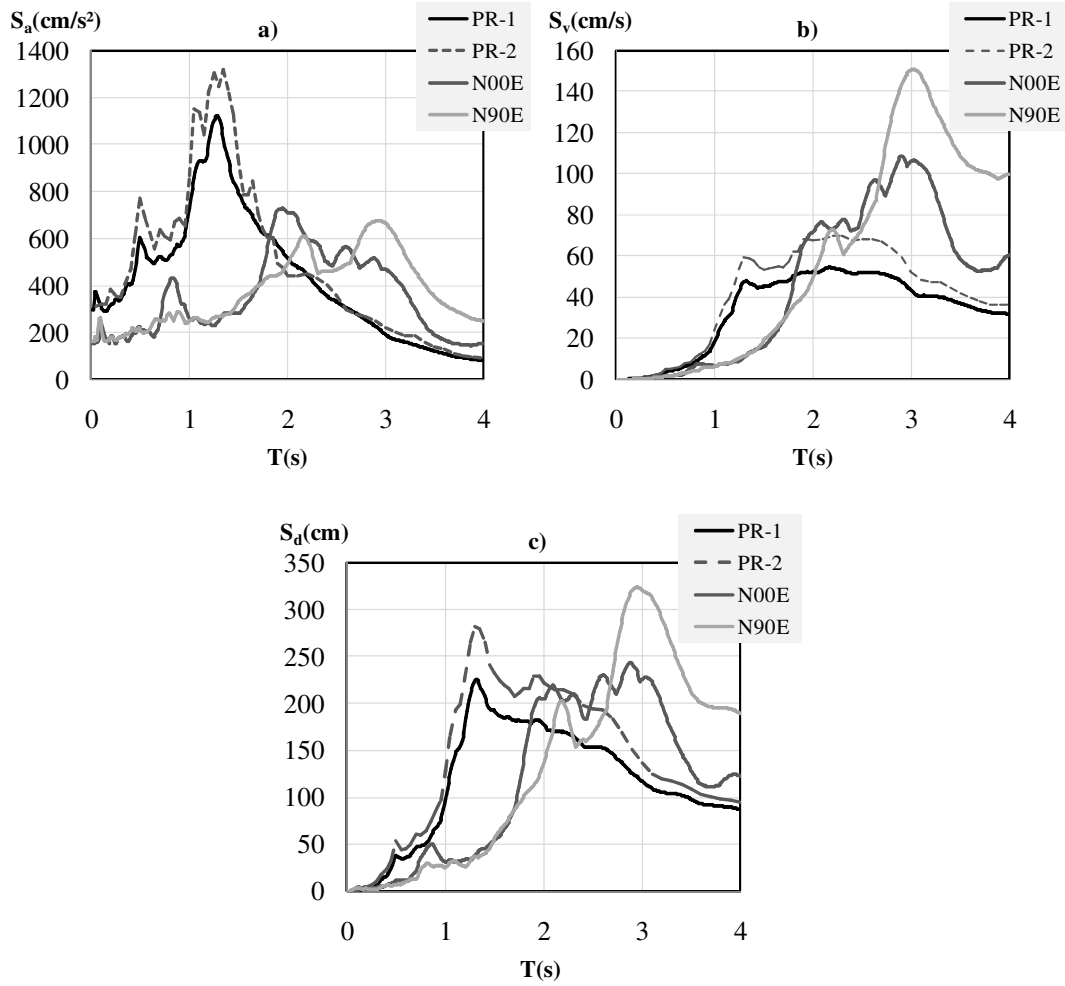


Figura 3.7 Espectros de respuesta de aceleración (S_a), velocidad (S_v) y desplazamiento (S_d), del promedio de los 8 eventos principales (PR-1), el promedio de las 56 secuencias sísmicas (PR-2) y los eventos principales de los registros de la estación de Central de Abastos en septiembre de 1985.

Tabla 3.6 Características de los registros de la estación de Central de Abastos en septiembre de 1985 en la ciudad de México.

REGISTROS	AMT(cm/s ²)	T _g (s)
CDAF85N00E	727.9375	2.88
CDAF85N90E	677.4776	2.96
CDAF85N00E-R	399.9553	2.28
CDAF85N90E-R	156.3715	3.01

CAPÍTULO



RESPUESTA DE LOS EDIFICIOS ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los principales resultados de la evaluación de la respuesta de los dos edificios de concreto reforzado, descritos en la el Capítulo 2, ante las secuencias sísmicas artificiales, descritas en el Capítulo 3. Se mostrarán los efectos que tienen las secuencias sísmicas en las demandas máximas de desplazamiento lateral, distorsión de entrepiso y aceleración de piso. Los resultados sugieren que los reglamentos modernos deberían de incluir especificaciones necesarias para que durante el diseño de edificios ubicados en terreno blando se tome en cuenta la acción de secuencias sísmicas evento principal-réplica, y no sólo la acción del evento principal.

4.2 RESPUESTA DE LOS EDIFICIOS

La respuesta dinámica no-lineal de cada uno de los edificios ante el conjunto de secuencias artificiales se obtuvo con el software RUAUMOKO-2D (Carr, 2008). Para fines de ilustración, en la Fig. 4.1 se muestra el modelo del edificio de 8 niveles sometido ante un evento principal y una réplica. Posteriormente, se obtuvo la tendencia central, medida por la media aritmética, de cada uno de los parámetros de respuesta. A continuación, se presentan los resultados (en términos del desplazamiento máximo de piso, aceleración máxima de piso y distorsión máxima de entrepiso) para cada uno de los edificios estudiados.

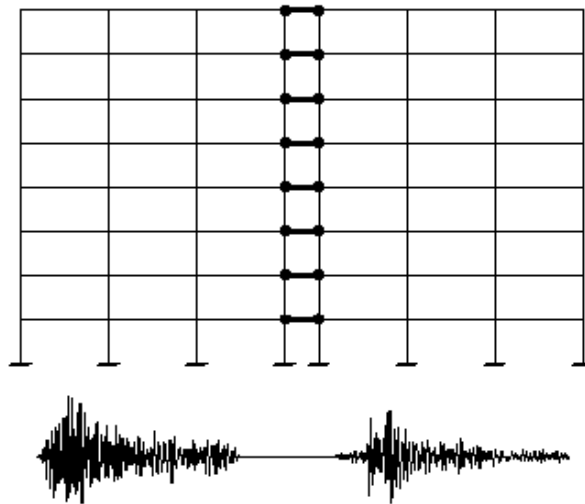


Figura 4.1. Ilustración del edificio de 8 niveles sometido ante un evento principal y una réplica

4.2.1 Respuesta del edificio de 8 niveles

En principio, en las Figs. 4.2a-4.2c se muestra la respuesta del edificio de 8 niveles ante las secuencias reales registradas en la estación CDAF durante los sismos de septiembre de 1985. Cabe recordar que las secuencias también fueron escaladas, como se describió en el Capítulo 3. Debe notarse que las respuestas no sufrieron ningún incremento, dado que la respuesta estuvo dominada por el evento principal, lo cual se atribuye a que la réplica, tenía, aún escalada, amplitudes de aceleración pequeñas comparándolas con las aceleraciones del evento principal.

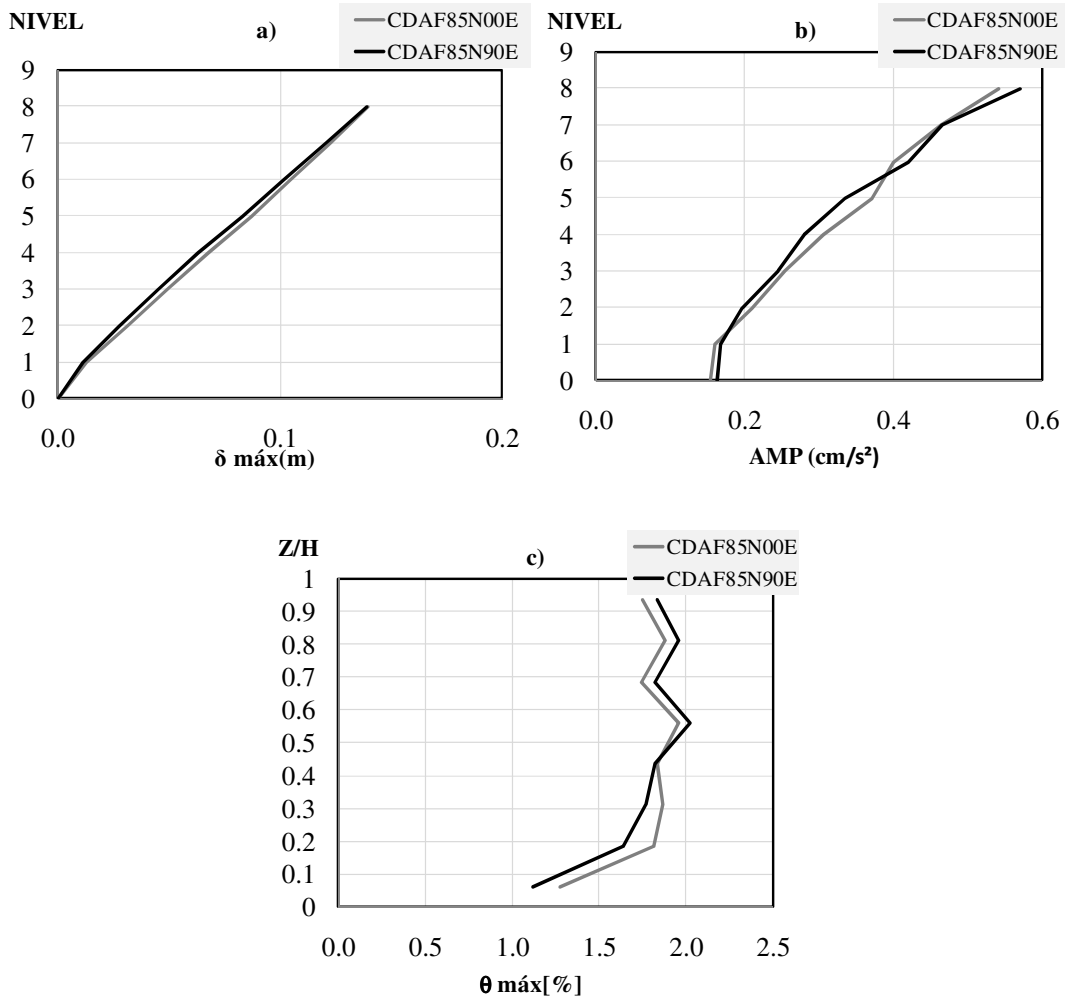


Figura 4.2 Perfiles obtenidos para el edificio de 8 niveles sujeto ante las secuencias reales escaladas de la estación CDAF en septiembre de 1985: a) Desplazamientos máximos; b) aceleraciones máximas de piso; c) distorsiones máximas de entrepiso.

A continuación se presentan los resultados obtenidos con el conjunto de 56 secuencias artificiales descritas en el Capítulo 3. En las figuras 4.4, 4.5 y 4.6 se muestran los resultados de la respuesta en términos del desplazamiento máximo de piso, distorsión máxima de entrepiso y la aceleración máxima de piso. Con el fin de identificar el efecto de las réplicas en la respuesta, se presentan los resultados obtenidos a partir de cada uno de los 8 grupos de secuencias artificiales (ver tabla 3.5). En cada figura se indica la respuesta ante cada secuencia individual, mientras que en línea negra punteada se indica la respuesta obtenida a

U. M. S. N. H.

partir del evento principal que generó las 7 secuencias artificiales en el grupo. Asimismo, en línea negra continua se indica la respuesta promedio de los 8 eventos principales (denominada PR-2) y en línea roja se indica la respuesta promedio de las 56 secuencias artificiales (denominada PR-1). En las tablas 4.1, 4.2 y 4.3 se indican los porcentajes de incremento en desplazamiento, distorsión y aceleración debido a la acción de las secuencias con respecto al evento principal correspondiente (en la parte superior se indican los eventos principales y en la parte izquierda se indica el evento principal empleado como réplica).

A partir de la Fig. 4.4, se puede observar que en los grupos 1 al 6, se inducen grandes desplazamientos en el edificio, en algunos casos hasta más del 100% (ver tabla 4.1) debido a que se emplea el registro 7 como réplica. Asimismo, es interesante notar que los acelerogramas 7 y 8, registrados en la estación SCT, provocan desplazamientos y distorsiones de entrepiso relativamente bajos (del orden de 0.5%). Esto puede atribuirse a que estos registros tienen un periodo predominante del terreno de 1.89 y 2.66 segundos, sensiblemente mayor que el periodo fundamental del edificio. Sin embargo, cuando se considera la acción de las secuencias sísmicas artificiales, el aumento en los desplazamientos es evidente, en algunos casos del orden de 380% (ver tabla 4.1). Lo anterior puede atribuirse a que las réplicas artificiales tienen periodos dominantes del terreno que son cercanos al periodo del edificio después del evento principal. En la Fig. 4.5 se observa que la distribución de distorsiones de entrepiso no se concentra en algún nivel y tiende a ser uniforme en la altura. Como se indicó anteriormente, cuando se empleó el registro 7 como réplica, la distorsión de entrepiso excedió el 3% especificado en el reglamento para prevención de colapso (línea gris discontinua).

En la Fig. 4.6 se muestran los perfiles de aceleraciones máximas de entrepiso, normalizado respecto a la gravedad. En general, puede observarse que la respuesta ante los eventos principales tiende a ser parabólica. Es interesante notar que la acción de las réplicas también tiende a incrementar esta demanda sísmica.

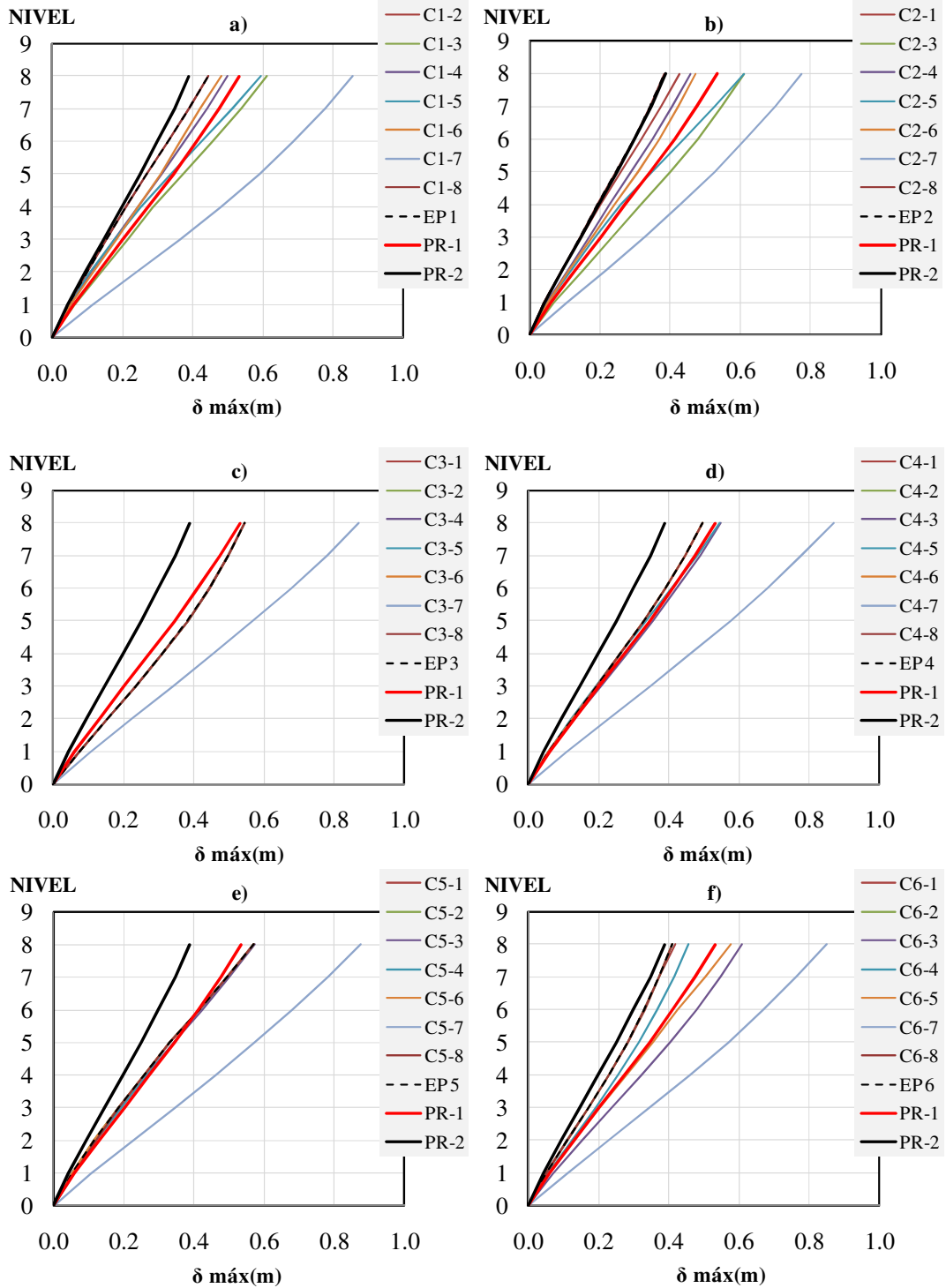


Figura 4.4 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el edificio de 8 niveles sujeto ante los grupos de secuencias sísmicas artificiales: a) Grupo 1; b) Grupo 2; c) Grupo 3; d) Grupo 4; e) Grupo 5 y f) Grupo 6.

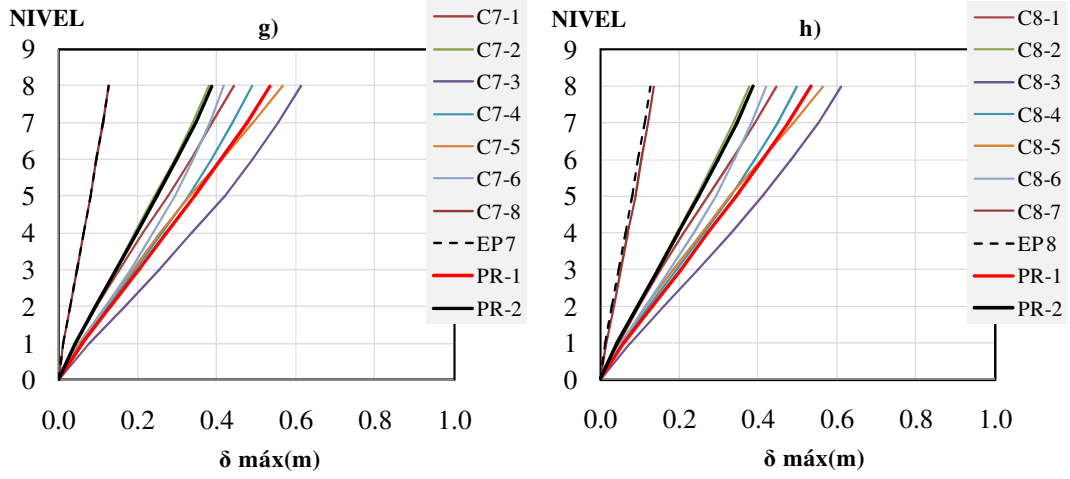


Figura 4.4 (continuación) Perfiles de desplazamiento obtenidos para el edificio de 8 niveles sujeto ante los grupos de secuencias sísmicas artificiales: g) Grupo 7; h) Grupo 8.

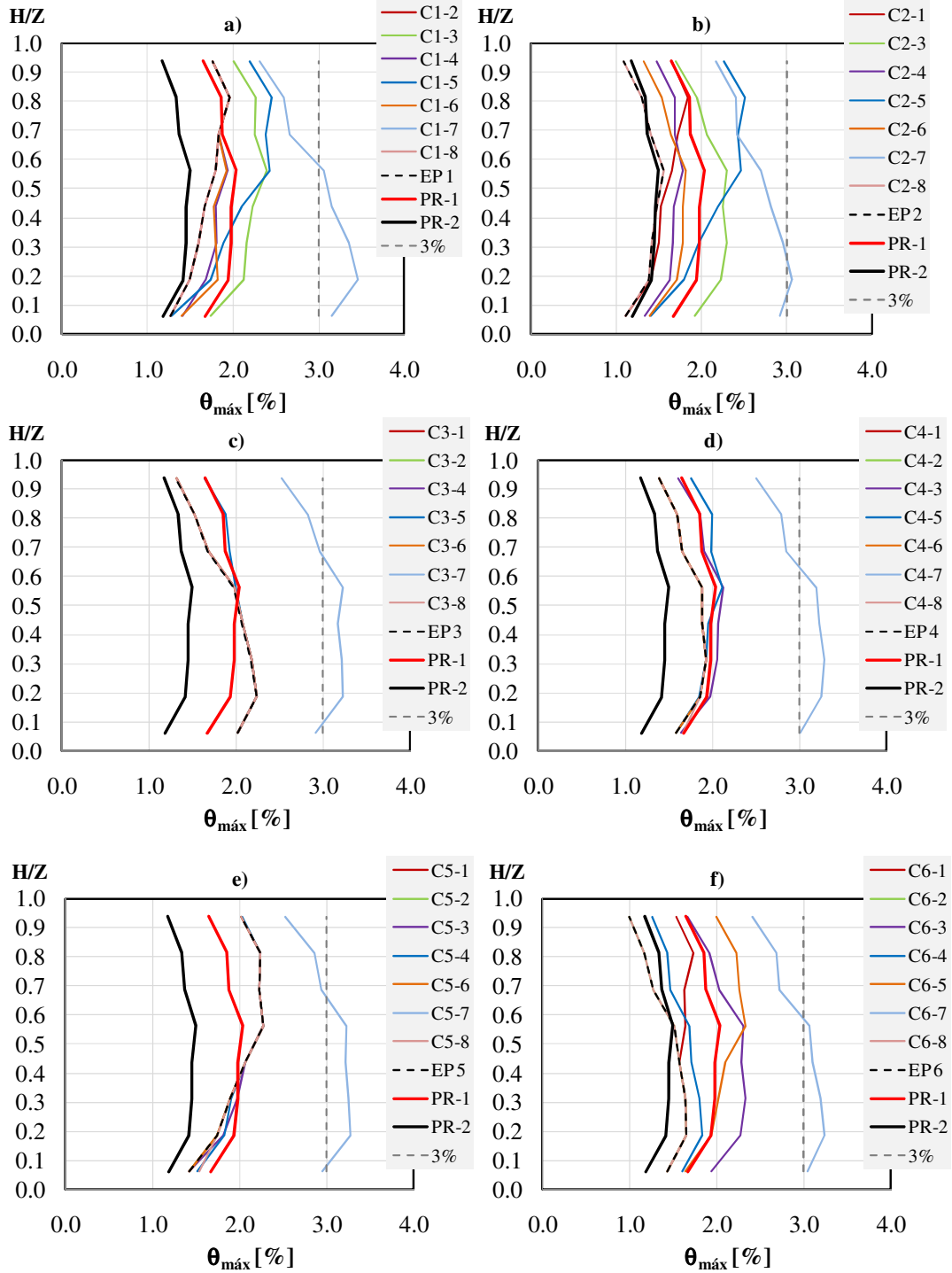


Figura 4.5 Perfiles de distorsión máxima obtenidos para el edificio de 8 niveles sujeto ante los grupos de secuencias sísmicas artificiales: a) Grupo 1; b) Grupo 2; c) Grupo 3; d) Grupo 4; e) Grupo 5 y f) Grupo 6.

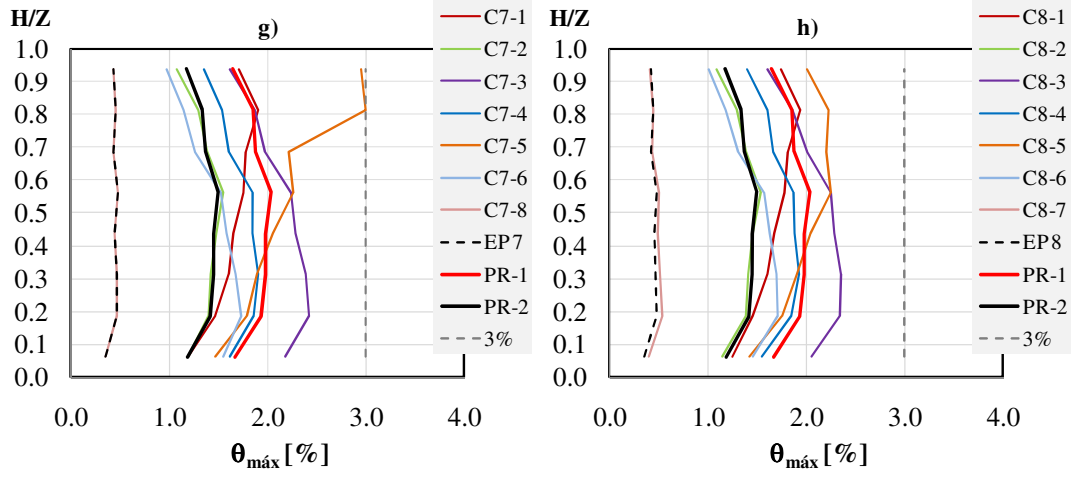


Figura 4.5 (continuación) Perfiles de distorsión máxima obtenidos para el edificio de 8 niveles sujeto ante los grupos de secuencias sísmicas artificiales: a) Grupo 7 y b) Grupo 8.

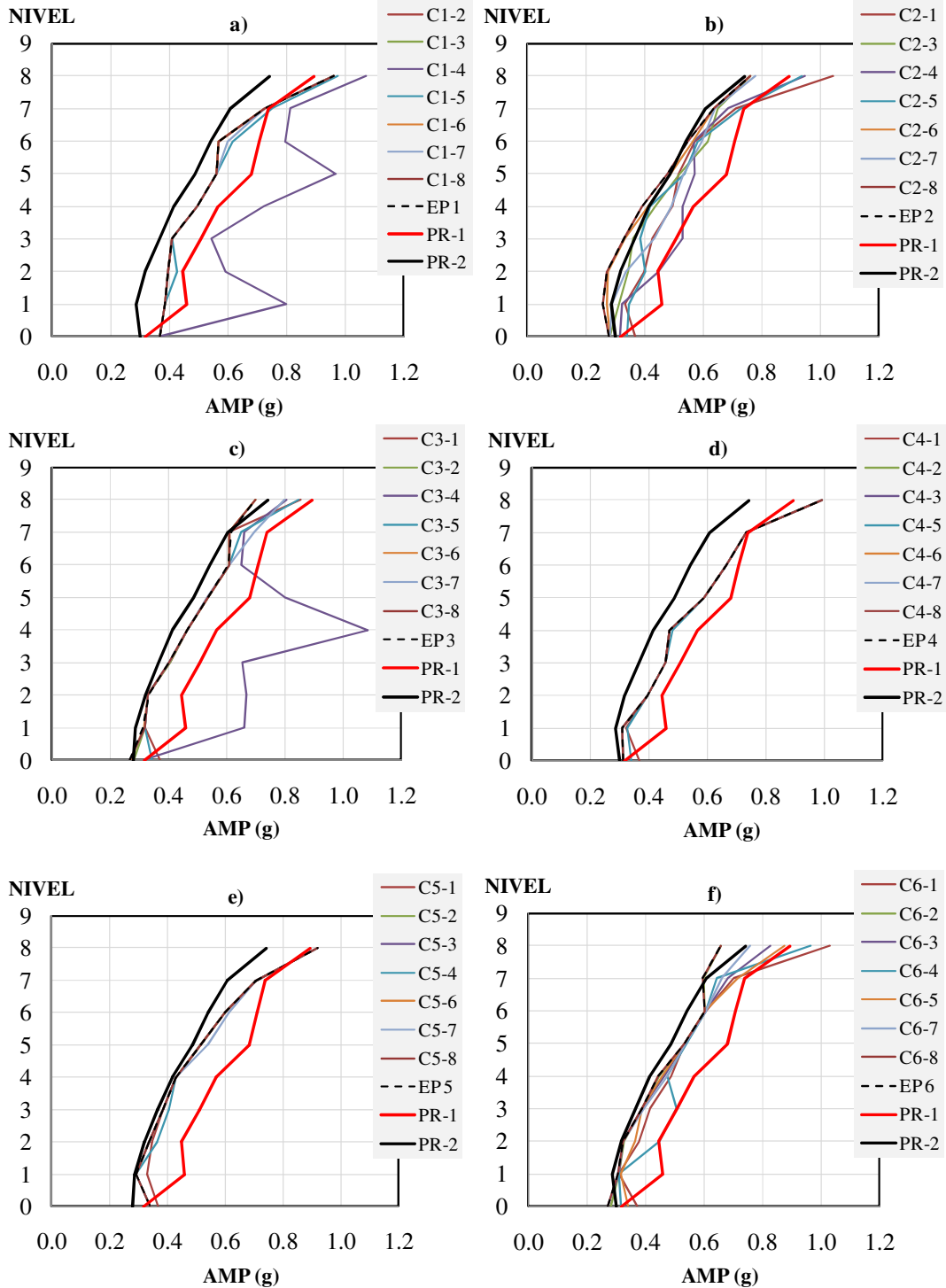


Figura 4.6 Perfiles de aceleración máxima de piso (AMP) obtenidos para el edificio de 8 niveles sujeto ante los grupos de secuencias sísmicas artificiales: a) Grupo 1; b) Grupo 2; c) Grupo 3; d) Grupo 4; e) Grupo 5 y f) Grupo 6.

U. M. S. N. H.

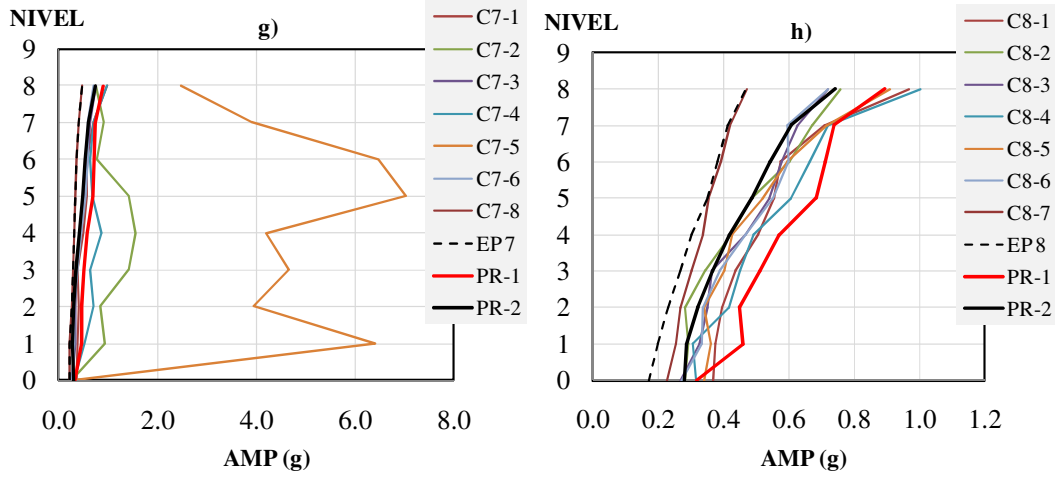


Figura 4.6 (continuación) Perfiles de aceleración máxima de piso (AMP) obtenidos para el edificio de 8 niveles sujeto ante los grupos de secuencias sísmicas artificiales: a) Grupo 7 y b) Grupo 8.

Tabla 4.1 Porcentaje de aumento en desplazamiento máximos de la azotea con respecto al evento principal del edificio de 8 niveles debido a la réplica.

		Evento principal							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Répica	1	-	11.5	0.1	0.0	0.0	2.0	246.6	251.4
	2	0.0	-	0.1	0.0	0.0	0.0	195.9	197.2
	3	37.6	59.9	-	10.6	0.6	47.8	378.0	380.3
	4	12.7	19.8	0.1	-	0.0	10.9	281.1	292.3
	5	33.4	60.0	0.1	10.1	-	40.4	341.7	344.2
	6	8.6	23.5	0.1	0.0	0.0	-	225.7	231.1
	7	92.8	102.5	59.7	75.4	53.9	106.4	-	7.8
	8	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-

U. M. S. N. H.

Tabla 4.2 Porcentaje de aumento en distorsiones máximas de la azotea con respecto al evento principal del edificio de 8 niveles debido a la réplica.

	Evento principal								
	1	2	3	4	5	6	7	8	
Réplica	1	-	53.0	0.4	0.0	0.0	53.8	299.6	319.2
	2	0.0	-	0.4	0.0	0.0	0.0	151.2	160.1
	3	14.1	57.4	-	15.4	0.0	66.6	279.1	284.4
	4	0.0	36.5	0.4	-	0.0	26.5	217.0	236.0
	5	25.0	109.1	25.2	25.9	-	99.6	591.0	382.5
	6	0.0	22.1	0.4	0.0	0.0	-	128.8	141.8
	7	31.4	100.8	92.9	79.5	24.6	140.7	-	0.1
	8	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	-

Tabla 4.3 Porcentaje de aumento en aceleraciones máximas de la azotea con respecto al evento principal del edificio de 8 niveles debido a la réplica.

	Evento principal								
	1	2	3	4	5	6	7	8	
Réplica	1	-	36.9	21.8	0.0	0.0	56.1	100.7	107.3
	2	0.0	-	0.0	0.0	0.0	0.0	56.1	62.5
	3	0.0	0.0	-	0.0	0.0	25.3	57.1	54.2
	4	11.3	24.2	15.0	-	0.0	46.2	104.4	115.0
	5	1.1	22.9	21.2	0.0	-	33.0	411.4	94.6
	6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	44.8	54.0
	7	0.0	2.2	14.1	0.0	0.0	14.8	-	0.9
	8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-

Con la finalidad de investigar adicionalmente el efecto de las características de las réplicas en la respuesta promedio de los edificios, se consideraron 4 casos: A) Caso 1. Se consideran los 8 eventos principales que se emplearon para generar las secuencias sísmicas; B) Caso 2. Se consideraron las 56 secuencias sísmicas artificiales; C) Caso 3. Se consideran 28 secuencias donde la aceleración máxima del terreno (AMT) de los eventos principales es mayor que la AMT de las réplicas; D) Caso 4. Se consideran 6 secuencias que además de cumplir con la condición anterior, también cumplen con la condición de que el periodo predominante de la excitación (T_p) del evento principal sea mayor que el de la réplica. Los Casos 1, 2, 3 y 4 se identifican con una línea negra continua, una línea negra discontinua,

una línea gris continua y una línea gris discontinua, respectivamente. En todos los casos, se obtuvo la respuesta promedio del desplazamiento lateral y los resultados se presentan en las Figs. 4.3a y 4.3c. A partir de la figura se observa que en los Casos 2, 3 y 4 influye la presencia de las réplicas. Por ejemplo, las demandas de desplazamiento de azotea en el edificio de 8 niveles se incrementan hasta en un 49% debido a las réplicas si se considera el Caso 3, mientras que se incrementan en un 35% al considerar el caso 4. Es decir, el efecto de las réplicas es importante. Esta observación también se aplica para la respuesta en términos de la aceleración máxima de piso (AMP) como se ilustra en la Fig. 4.3b.

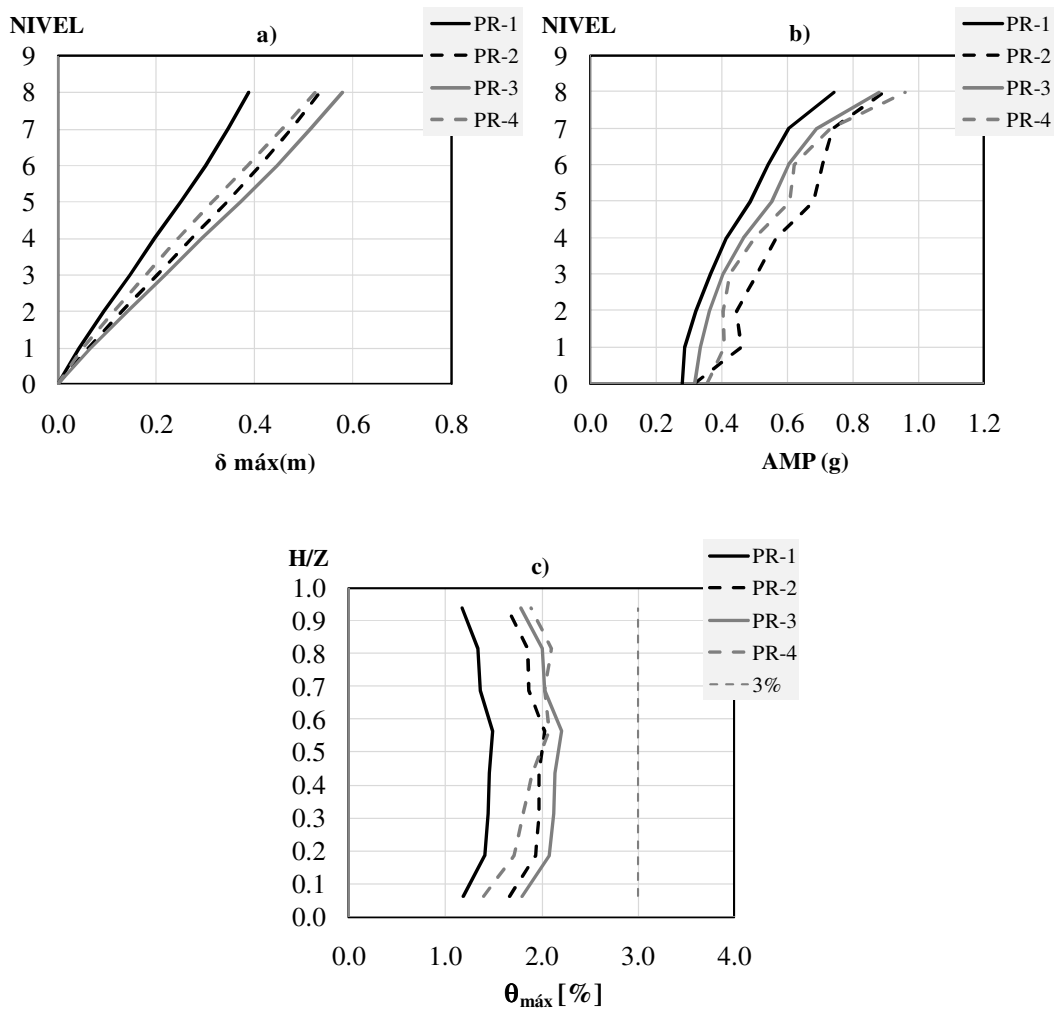


Figura 4.3 Perfiles obtenidos para el edificio de 8 niveles sujeto ante las secuencias artificiales escaladas de los diferentes eventos: a) Desplazamientos máximos; b) aceleraciones máximas de piso; c) distorsiones máximas de entrepiso.

4.2.2 Respuesta del edificio de 16 niveles

En las Figs. 4.7a-4.7c se muestra la respuesta del edificio de 16 niveles ante las secuencias reales registradas en la estación CDAF durante los sismos de septiembre de 1985. Nuevamente, debe notarse que la respuesta fue dominada por el evento principal, por lo que las réplicas no incrementaron la respuesta. Es interesante notar que en este edificio las distorsiones se concentran en los últimos niveles, lo cual se atribuye a la influencia de los modos superiores en la respuesta. Asimismo, la distribución de aceleraciones máximas de piso tiende a ser parabólica, y la amplificación máxima se presenta en la azotea.

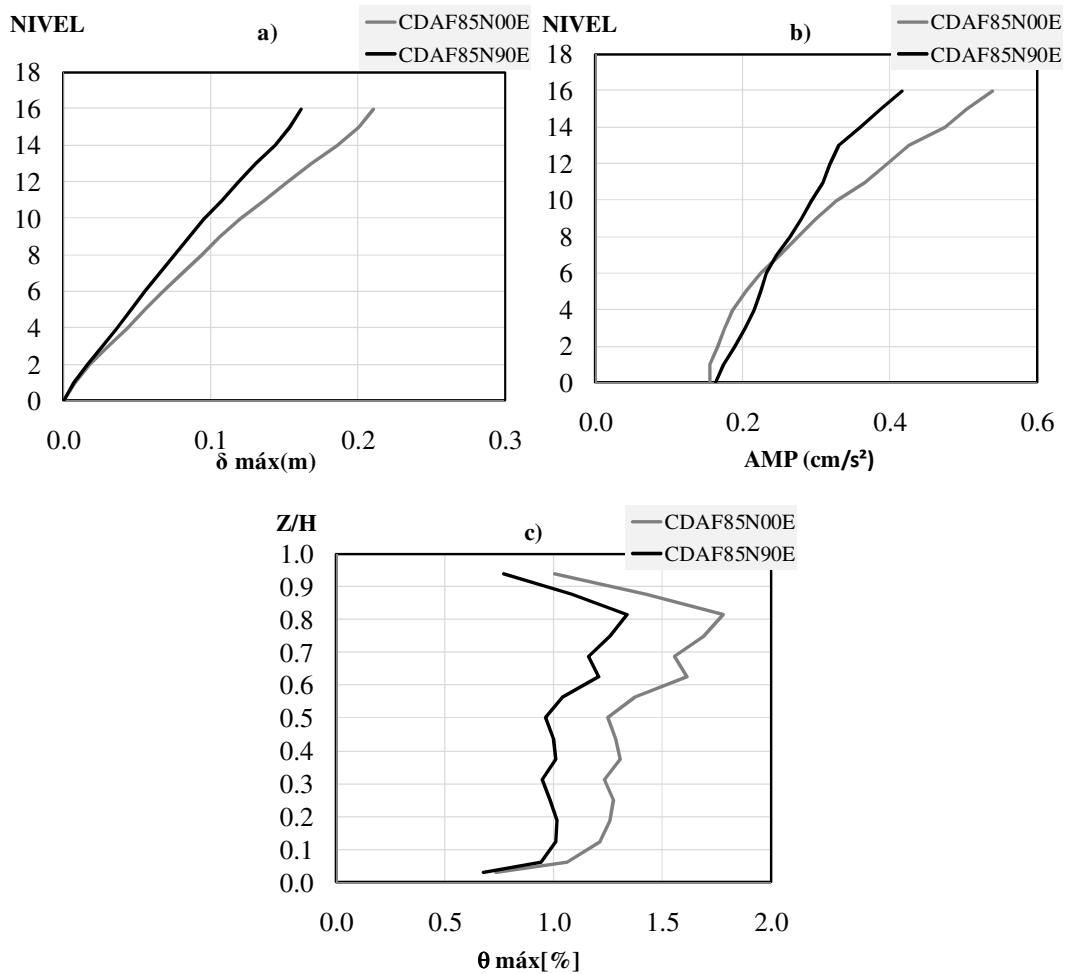


Figura 4.7 Perfiles obtenidos para el edificio de 16 niveles sujeto ante las secuencias reales escaladas de la estación central de abastos en la ciudad de México en septiembre de 1985: a) Desplazamientos máximos; b) Aceleraciones máximas de piso; c) Distorsiones máximas de entrespiso.

U. M. S. N. H.

A continuación se presentan los resultados obtenidos con el conjunto de 56 secuencias artificiales descritas en el Capítulo 3. En las figuras 4.9, 4.10 y 4.11 se muestran los resultados de la respuesta en términos del desplazamiento máximo de piso, distorsión máxima de entrepiso y aceleración máxima de piso. En las tablas 4.4, 4.5 y 4.6 se indican los porcentajes de aumento en desplazamiento, aceleración y distorsión debido a la acción de las secuencias con respecto al evento principal correspondiente (en la parte superior se indican los eventos principales y en la parte izquierda se indica el evento principal empleado como réplica).

A partir de las figuras 4.9 y 4.10 puede apreciarse que las secuencias sísmicas tienden a incrementar la demanda de desplazamiento máximo y, en consecuencia, la distorsión máxima de entrepiso (por ejemplo, al comparar las líneas negra y roja). Sin embargo, en general, la acción de las secuencias sísmicas no incrementa significativamente las aceleraciones máximas de piso, se observa que el incremento debido a la secuencia no sobrepasa el 3% de distorsión máxima de entrepiso del reglamento (línea gris discontinua).

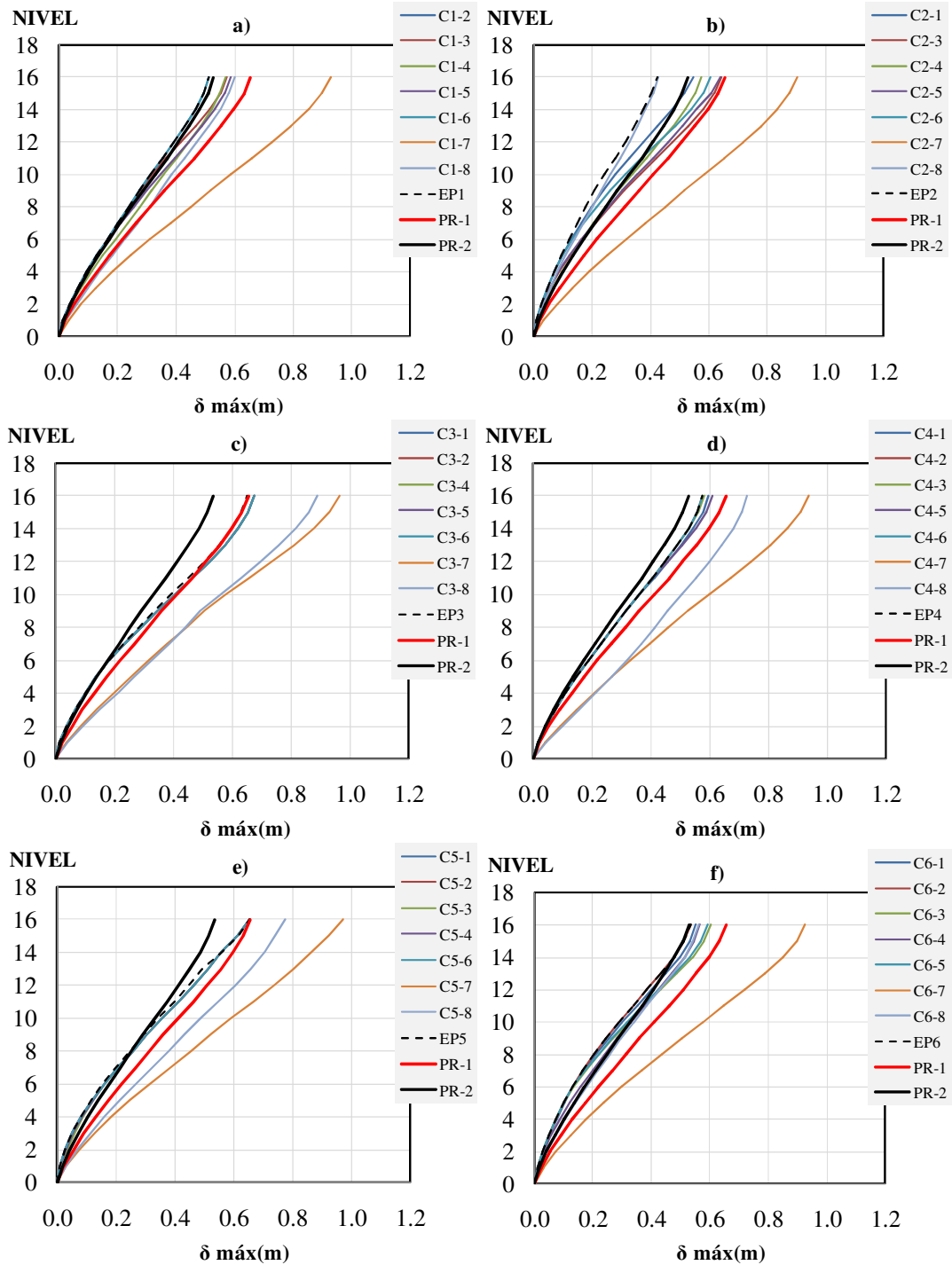


Figura 4.9 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el edificio de 16 niveles sujeto ante los grupos de secuencias sísmicas artificiales: a) Grupo 1; b) Grupo 2; c) Grupo 3; d) Grupo 4; e) Grupo 5 y f) Grupo 6.

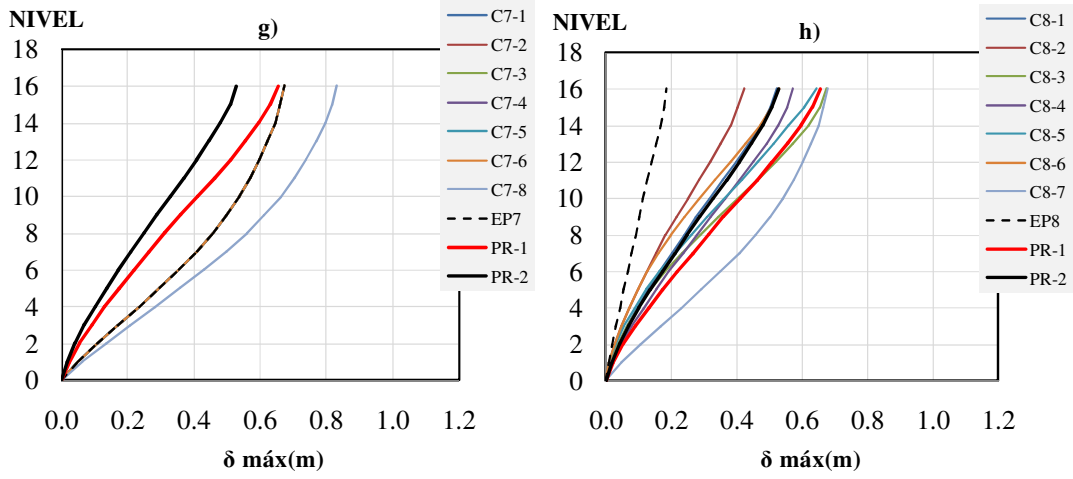


Figura 4.9 (continuación) Perfiles de desplazamiento obtenidos para el edificio de 16 niveles sujeto ante los grupos de secuencias sísmicas artificiales: g) Grupo 7; h) Grupo 8.

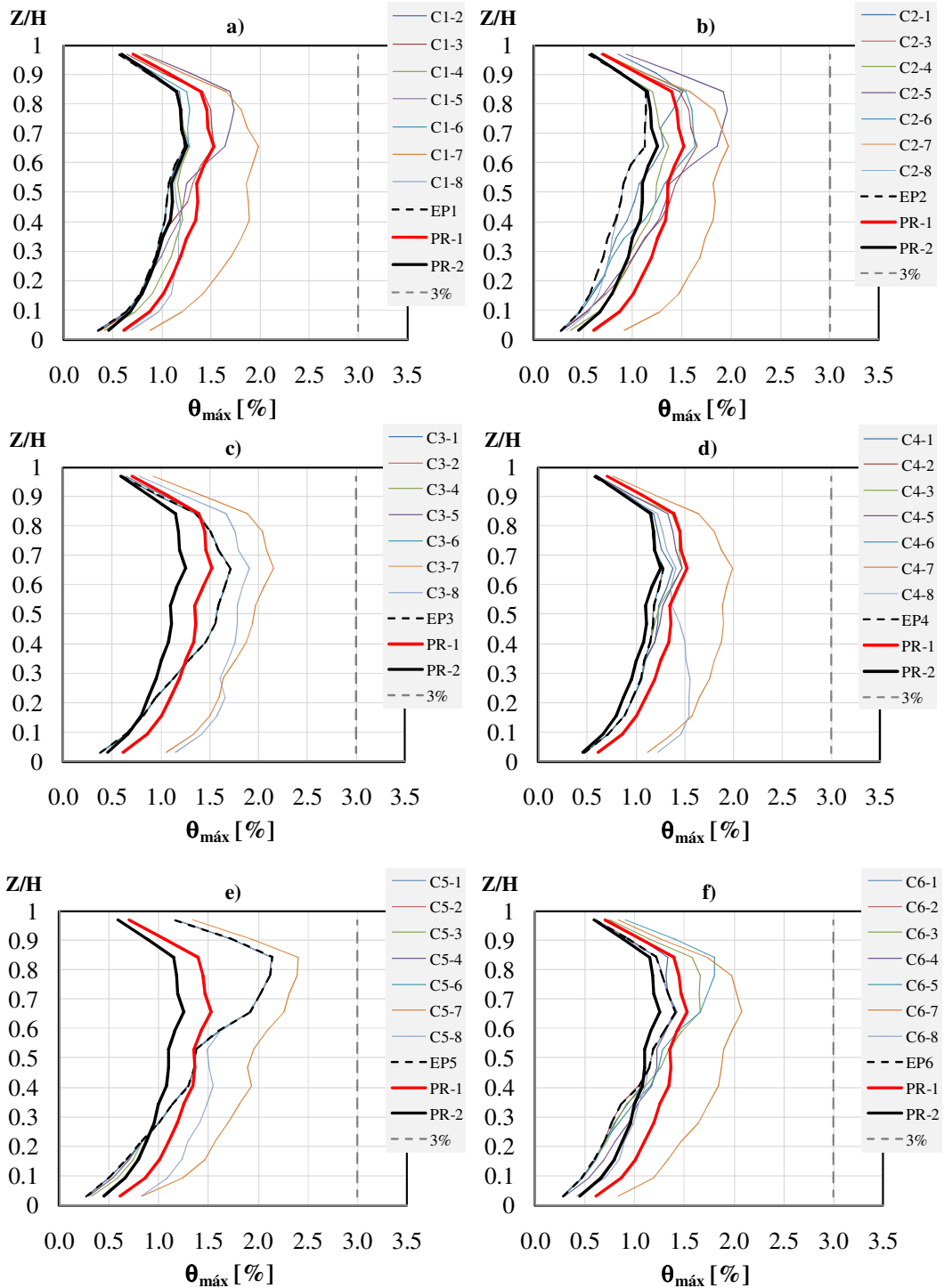


Figura 4.10 Perfiles de distorsión máxima obtenidos para el edificio de 16 niveles sujeto ante los grupos de secuencias sísmicas artificiales: a) Grupo 1; b) Grupo 2; c) Grupo 3; d) Grupo 4; e) Grupo 5 y f) Grupo 6.

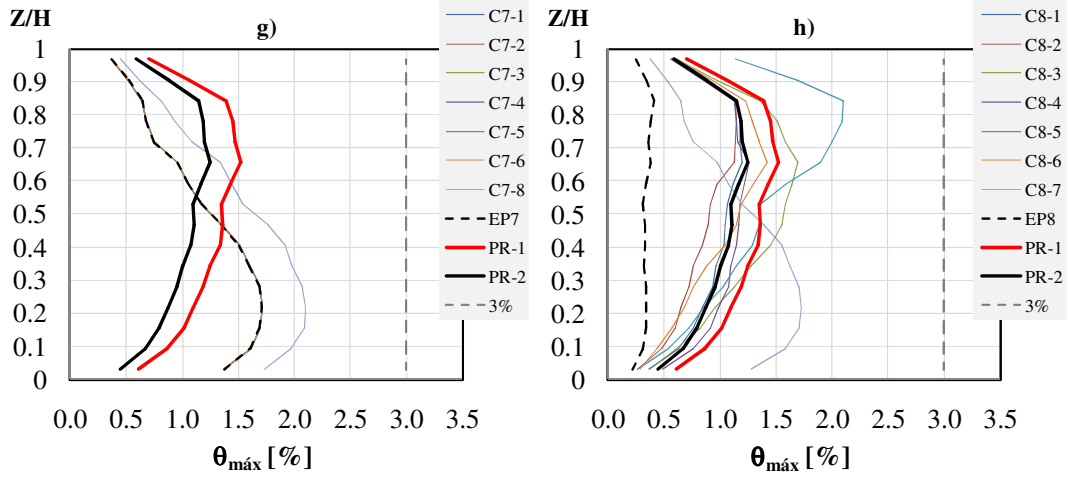


Figura 4.10 (continuación). Perfiles de distorsión máxima obtenidos para el edificio de 16 niveles sujeto ante los grupos de secuencias sísmicas artificiales: a) Grupo 7 y b) Grupo 8.

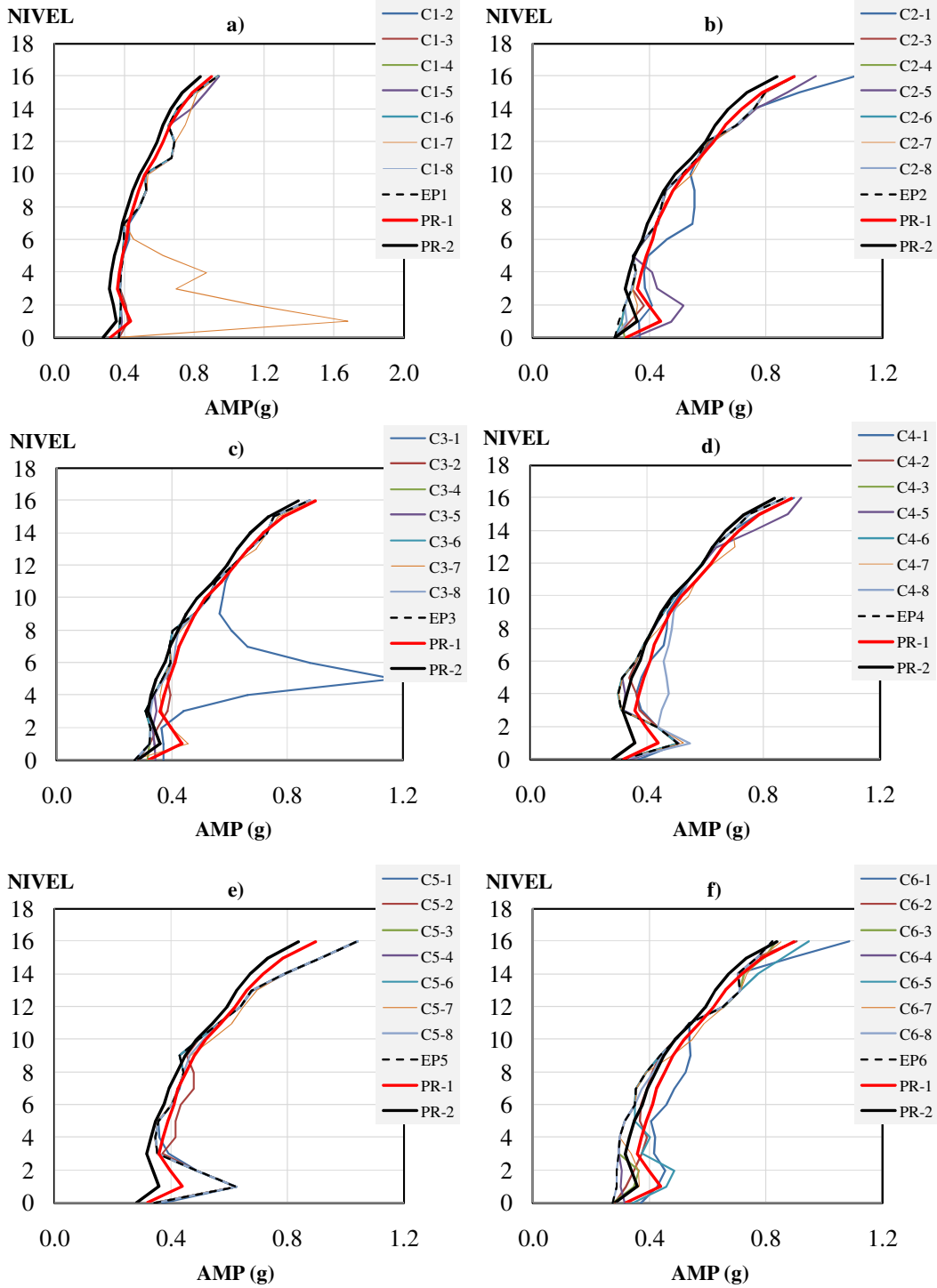


Figura 4.11 Perfiles de aceleración máxima de piso (AMP) obtenidos para el edificio de 16 niveles sujeto ante los grupos de secuencias sísmicas artificiales: a) Grupo 1; b) Grupo 2; c) Grupo 3; d) Grupo 4; e) Grupo 5 y f) Grupo 6.

U. M. S. N. H.

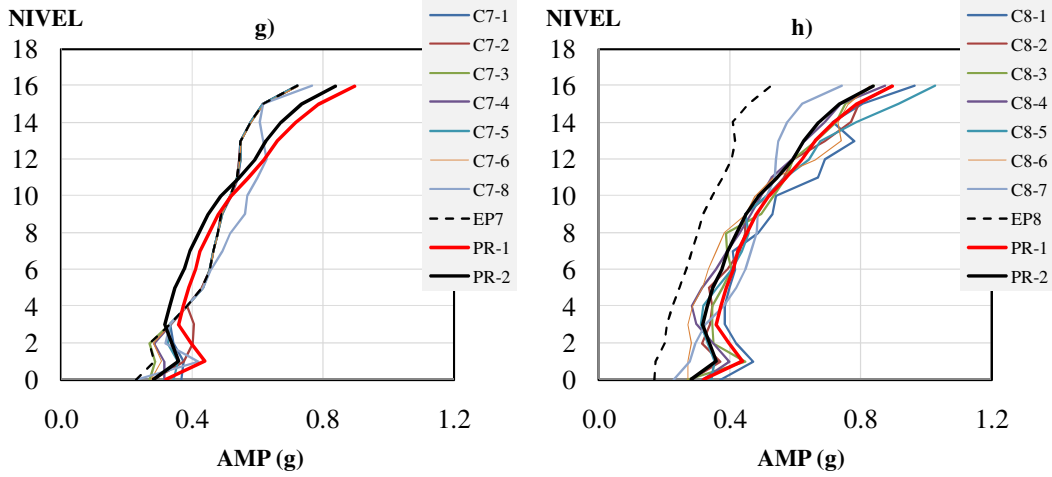


Figura 4.11 (continuación) Perfiles de aceleración máxima de piso (AMP) obtenidos para el edificio de 16 niveles sujeto ante los grupos de secuencias sísmicas artificiales: a) Grupo 7 y b) Grupo 8.

Tabla 4.4 Porcentaje de aumento en desplazamiento máximos de la azotea con respecto al evento principal del edificio de 16 niveles debido a la réplica.

		Evento principal							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Répica	1	-	28.6	0.0	3.8	0.0	3.8	0.0	181.3
	2	0.0	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	127.8
	3	12.0	51.2	-	1.4	0.0	13.2	0.0	263.6
	4	10.9	35.0	0.0	-	0.0	6.0	0.0	208.6
	5	14.6	51.0	0.0	6.1	-	11.4	0.0	247.5
	6	0.0	43.0	0.0	0.0	0.0	-	0.0	185.5
	7	80.8	112.7	43.2	63.0	48.6	73.7	-	265.3
	8	17.0	0.4	31.8	26.5	18.6	5.4	23.5	-

U. M. S. N. H.

Tabla 4.5 Porcentaje de aumento en distorsiones máximas de la azotea con respecto al evento principal del edificio de 16 niveles debido a la réplica.

		Evento principal							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Réplica	1	-	52.4	0.0	5.1	0.0	20.6	0.0	136.7
	2	2.5	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	129.9
	3	14.4	21.8	-	4.3	0.0	23.0	0.0	147.7
	4	0.0	3.0	0.0	-	0.0	0.0	0.0	125.7
	5	47.8	66.8	5.2	6.1	-	48.2	0.0	361.9
	6	5.5	26.3	0.0	0.0	0.0	-	0.0	149.7
	7	42.1	28.6	51.1	32.7	15.4	36.7	-	52.6
	8	0.0	0.0	27.9	1.7	0.0	0.0	20.7	-

Tabla 4.6 Porcentaje de aumento en aceleraciones máximas de la azotea con respecto al evento principal del edificio de 16 niveles debido a la réplica.

		Evento principal							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Réplica	1	-	23.1	0.0	3.6	26.6	50.6	36.9	15.4
	2	0.0	-	0.0	0.0	26.6	25.4	36.9	7.1
	3	0.0	0.0	-	0.0	26.6	15.7	36.9	0.4
	4	0.0	0.0	0.0	-	26.6	13.9	36.9	4.5
	5	0.8	8.0	0.0	6.5	-	31.4	36.9	22.7
	6	0.0	0.0	0.0	0.0	26.6	-	36.9	-1.0
	7	0.0	0.0	0.0	0.0	26.6	17.8	-	-11.3
	8	0.0	0.0	0.0	0.0	26.6	13.9	45.3	-

Al igual que en el caso del edificio de 8 niveles tiene la finalidad de investigar adicionalmente el efecto de las características de las réplicas en la respuesta promedio del edificio de 16 niveles, se consideraron 4 casos: A) Caso 1. Se consideran los 8 eventos principales que se emplearon para generar las secuencias sísmicas; B) Caso 2. Se consideraron las 56 secuencias sísmicas artificiales; C) Caso 3. Se consideran 28 secuencias donde la aceleración máxima del terreno (AMT) de los eventos principales es mayor que la AMT de las réplicas; D) Caso 4. Se consideran 6 secuencias que además de cumplir con la condición anterior, también cumplen con la condición de que el periodo predominante de la excitación (T_g) del evento principal sea mayor que el de la réplica. Los Casos 1, 2, 3 y 4

se identifican con una línea negra continua, una línea negra discontinua, una línea gris continua y una línea gris discontinua, respectivamente. En todos los casos, se obtuvo la respuesta promedio del desplazamiento lateral y los resultados se presentan en las Figs. 4.8a y 4.8c. A partir de la figura se observa que en los Casos 2, 3 y 4 influye la presencia de las réplicas. Por ejemplo, las demandas de desplazamiento de azotea en el edificio de 16 niveles se incrementan hasta en un 31% debido a las réplicas sí se considera el Caso 3, mientras que se incrementan en un 12% al considerar el caso 4. Esta observación también se aplica para la respuesta en términos de la aceleración máxima de piso (AMP) como se ilustra en la Fig. 4.8b.

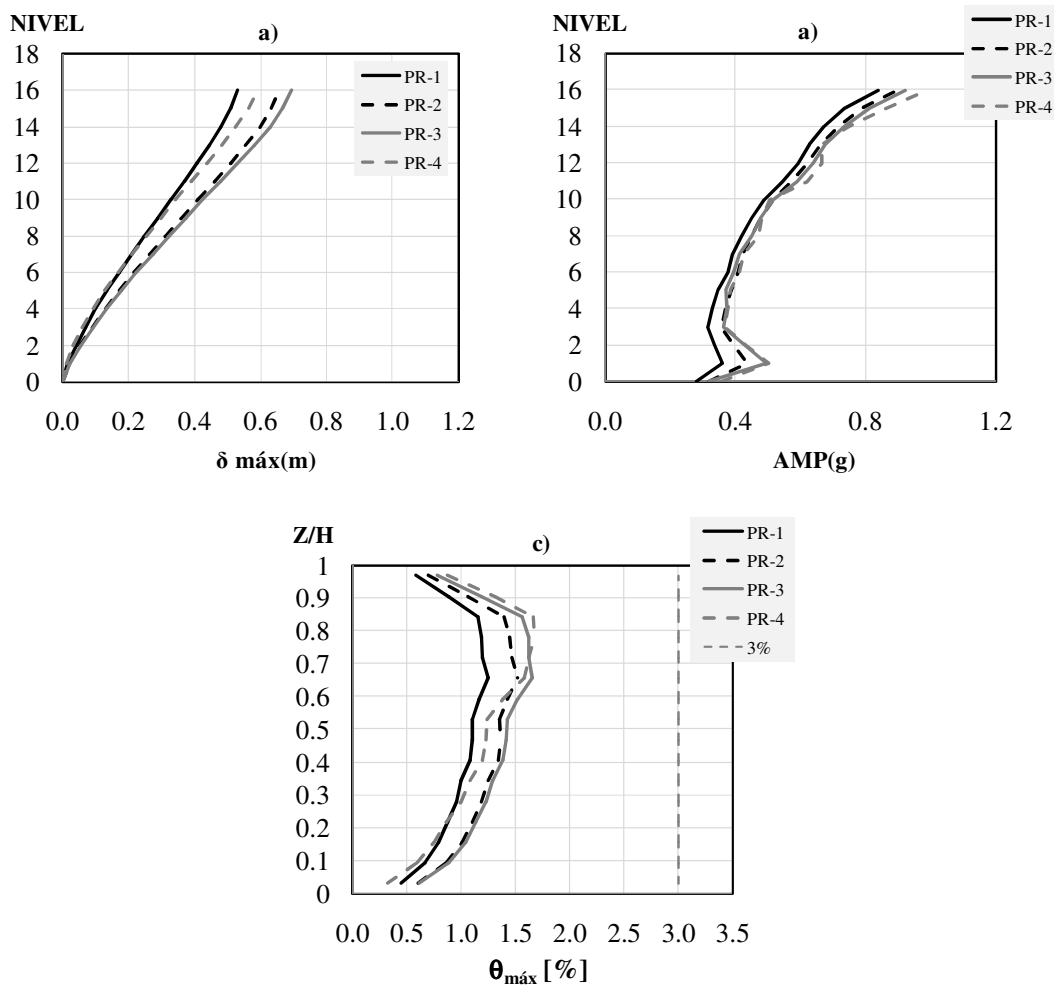


Figura 4.8 Perfiles obtenidos para el edificio de 16 niveles sujeto ante las secuencias artificiales escaladas de los diferentes eventos: a) Desplazamientos máximos; b) aceleraciones máximas de piso; c) distorsiones máximas de entrepiso.

CAPÍTULO

5

CONCLUSIONES

5.1 RESUMEN

El objetivo principal de esta tesis consistió en evaluar la respuesta de edificios de concreto reforzado desplantados en terreno blando sujetos a secuencias sísmicas evento principal-réplicas. Para tal fin, se diseñaron dos edificios de concreto reforzado de 8 y 16 niveles, empleando el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-S), así como las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Concreto (NTC-C). Dado que solamente se identificó una secuencia real, registrada en la estación Central de Abastos durante los sismos de septiembre de 1985 en la ciudad de México, se emplearon secuencias artificiales en el estudio. Para ello, se generaron 56 secuencias artificiales a partir de un conjunto de 8 acelerogramas registrados zona del lago de la ciudad de México durante cinco eventos sísmicos. Seis de los ocho acelerogramas tienen periodos dominantes cercanos a los periodos fundamentales de los edificios estudiados. Asimismo, dada la baja intensidad de los registros, 7 de los 8 acelerogramas se escalaron en amplitud para alcanzar la velocidad máxima del terreno registrada en la estación SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. A partir de los resultados obtenidos, se presentan las siguientes conclusiones.

5.2 CONCLUSIONES

Con base en los estudios realizados en esta investigación, se ofrecen las siguientes conclusiones:

- 1) Los edificios de concreto reforzado no exhibieron distorsiones de entrepiso superiores a las distorsiones límite establecidas para evitar el colapso (3%) cuando fueron sujetos al conjunto de 8 acelerogramas.
- 2) Cuando se considero la acción de las secuencias artificiales, las demandas de distorsión de entrepiso en el edificio de 8 niveles se incrementaron ante algunas secuencias e, inclusive, en algunos casos se excedió la distorsión del 3%. Sin embargo, la acción de las secuencias sísmicas no incrementó el nivel de distorsión más allá del 3%, no obstante que sí se incrementaron las distorsiones ante algunas secuencias.
- 3) Un aspecto importante para explicar el incremento en las demandas sísmicas es la relación entre el periodo del edificio después del evento principal y el periodo dominante de la réplica.
- 4) En general, se pudo observar que, en promedio, las secuencias sísmicas artificiales incrementaron las demandas de desplazamiento, distorsión y aceleración de piso en ambos edificios respecto a la acción del conjunto de eventos principales. Por ejemplo, el desplazamiento de azotea se incrementó en aproximadamente 30% cuando se consideró el efecto de las réplicas para el edificio de 8 niveles.
- 5) El efecto de las réplicas puede ser importante en la respuesta de edificios de concreto de mediana altura, por lo que se considera que deberían diseñarse para tener una reserva de resistencia y rigidez a fin de proporcionar mayor seguridad estructural y evitar pérdidas humanas, limitando las pérdidas económicas.

5.3 INVESTIGACIONES SUGERIDAS

A continuación, se mencionan algunas investigaciones adicionales que se pueden desarrollar para continuar estudiando el efecto de las secuencias evento principal-réplicas en la respuesta sísmica de estructuras:

- 1) Se recomienda realizar estudios incluyendo secuencias reales registradas en terreno blando.
- 2) Ampliar el estudio con edificios de distintos niveles de 4, 12 y 20 niveles y distintos materiales para tener un mayor rango de estadísticas.
- 3) Realizar nuevos estudios variando la altura de entrepiso (planta baja con mayor altura) en edificios con distintos niveles.

REFERENCIAS

Carr, A.J. (2008), "RUAUMOKO: Programa de computadora para realizar el análisis dinámico inelástico de estructuras, Versión 2.0", University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Corona, G. (2009), "ECOgcW: Análisis y diseño de edificios de concreto. Versión 2.24", Puebla, Pue. México.

El economista (2010), "Los sismos más fuertes del mundo", Instituto Geológico Estadounidense, Incorporated Research Institutions for Seismology y Banco Internacional de Datos de Desastres de la OMS.

<http://eleconomista.com.mx/internacional/2010/02/27/sismos-mas-fuertes-mundo>

Maldonado Aguilera, I.A. (2006), "Evaluación de la respuesta de estructuras existentes sujetas a secuencias sísmicas", Tesis de Licenciatura, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo; 103 pp., México.

Meli, R., y Bazán, E. (2004), "Diseño Sísmico de Edificios", Limusa, Noriega Editores, México, D.F., México.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), *Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo*, Gaceta oficial, Gobierno del Distrito Federal.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), *Normas Técnicas Complementarias para diseño estructuras de concreto*, Gaceta oficial, Gobierno del Distrito Federal.

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

Ruiz Gómez, S. y Montiel Ortega, M. (2006), "Factores de carga y resistencia con base en criterios de confiabilidad estructural", Reporte entregado al Gobierno del Distrito Federal, 82 pp., México.

TRC and Chadwell, C. (2007), "XTRACT: Cross section analysis program for structural engineers, Versión 3.0.8", Rancho Cordova. USA