

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL



ESTUDIO PARAMÉTRICO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE DIAFRAGMAS EN  
EDIFICACIONES

por  
Rodrigo Rueda Romero

Preparado bajo la dirección:  
Profesor Juan Carlos Reyes, Ph.D

Presentado como requisito parcial para optar al título de  
MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL

Bogotá, Colombia

Abril de 2016



## RESUMEN

Los diafragmas son elementos estructurales de una edificación que juegan un rol importante en su comportamiento sísmico. Los daños ocurridos por sismos recientes en sistemas de piso prefabricados mostraron vacíos existentes en el conocimiento del desempeño sísmico de diafragmas. Los códigos de diseño actuales incluyen el cálculo de fuerzas de diseño de diafragmas pero ofrecen poca ayuda en el análisis como elemento estructural y su interacción con el sistema principal de resistencia sísmica. La construcción con sistemas de piso prefabricados fue regulada incluyendo una capa superior de concreto de 5cm de espesor para asegurar la acción de diafragma, lo cual podría eliminar las ventajas de ligereza y rapidez en la construcción de los sistemas prefabricados.

Esta investigación evalúa el efecto de la flexibilidad del diafragma en la respuesta global de la estructura mediante un estudio paramétrico, considerando variables como la relación de aspecto del diafragma, la rigidez de los pórticos de apoyo, el número de pisos y la configuración en planta. Los parámetros de demanda seleccionados son el período de vibración, los desplazamientos del diafragma y las fuerzas cortantes en los pórticos de apoyo. En este estudio, se realiza una verificación de las metodologías de cálculo para determinar las fuerzas de diseño del diafragma con respecto a resultados de análisis no lineal considerando variables como la fuerza de diseño total, la distribución de fuerzas en altura y el coeficiente de disipación de energía  $R$  de la estructura. Finalmente, se evalúa la metodología de analogía de viga para obtener la distribución de fuerzas internas del diafragma. Se plantean recomendaciones para considerar el efecto de flexibilidad del diafragma, obtener las fuerzas internas y su distribución en la altura del edificio.



## ABSTRACT

Diaphragms are structural elements of a building that play an important role in its seismic behavior. The structural damage of precast floor systems due to recent earthquakes have shown the lack of understanding of their seismic performance. Current design codes includes computation of diaphragm design forces, but offers little guidance about the analysis methodology and its interaction with the building. Precast slab construction systems were regulated by including a 5cm concrete topping to ensure the diaphragm action. This regulation diminishes the main advantages of these systems: construction speed and lightweight.

This research systematically evaluates the effect of diaphragm flexibility in the global response of the building by a parametric study considering variables such as diaphragm aspect ratio, support frames stiffness, number of stories and plan configuration. Selected engineering demand parameters for this study are natural period, diaphragm displacements and story shears in support frames. A review of current methodologies for calculating diaphragm design forces is performed and compared to the results of nonlinear analysis. Variables such as the total diaphragm design force, distribution of design forces through the height of the building and strength reduction factor  $R$  are considered. Finally, the beam analogy method is evaluated for obtaining the internal distribution of forces in diaphragms. Recommendations about the effects of the diaphragm flexibility and distribution of internal forces are provided.



*A mi abuelo,  
por ser un ejemplo de vida lleno de carácter y entereza,  
necesarios para alcanzar grandes logros.*





## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco profundamente al profesor Juan Carlos Reyes por sus conocimientos y colaboración permanente en el desarrollo de este proyecto de grado, también por ser un ejemplo de disciplina y dedicación, cualidades que, trascienden más allá del ejercicio profesional.

Agradezco a mi esposa Laura por su apoyo incondicional en la obtención de este logro, a mi familia y amigos agradezco su constante motivación y porque siempre esperan lo mejor de mí.



**TABLA DE CONTENIDO**

1	INTRODUCCIÓN .....	17
1.1	Antecedentes .....	17
1.2	Justificación .....	17
1.3	Objetivo .....	17
1.4	Organización del documento .....	18
2	EDIFICIOS SELECCIONADOS .....	19
2.1	Descripción .....	19
2.2	Diseño por código .....	21
2.3	Modos y períodos de vibración .....	22
2.4	Curvas de Capacidad .....	23
3	REGISTROS SÍSMICOS .....	27
3.1	Amenaza .....	27
3.2	Escenarios Sísmicos .....	27
3.3	Selección y escalamiento de registros .....	28
4	EFFECTO DE LA FLEXIBILIDAD DEL DIAFRAGMA .....	31
4.1	Metodología del estudio .....	31
4.2	Resultados .....	33
5	FUERZAS DE DISEÑO DEL DIAFRAGMA .....	37
5.1	Metodologías evaluadas .....	37
5.2	Metodología de evaluación .....	38
5.3	Resultados .....	39
6	FUERZAS INTERNAS DE DISEÑO DEL DIAFRAGMA .....	43
6.1	Analogía de Viga .....	43
6.2	Metodología de Verificación .....	43
6.3	Resultados .....	44
7	CONCLUSIONES .....	53
	BIBLIOGRAFÍA .....	55
	Anexo 1: Resultados edificios diseñados .....	57



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Configuraciones en planta. Los pórticos con mayor rigidez se resaltan.....	20
Figura 2. Elevaciones de edificios base. ....	20
Figura 3. Algoritmo de diseño por código. ....	21
Figura 4. Periodos de vibración para todas las estructuras. ....	22
Figura 5. Participación modal para edificios de cinco pisos. ....	23
Figura 6. Algoritmo para obtener la curva de capacidad. ....	24
Figura 7. Curvas de capacidad en dirección $x$ y $y$ para edificio 05-C1-R2. ....	25
Figura 8. Espectro elástico de diseño.....	27
Figura 9. Desagregación sísmica para Cali para período de retorno de 475 años y período estructural de 0.5 segundos. ....	28
Figura 10. Resultados MPS para 05-C1-R2 en direcciones $x$ y $y$ . ....	30
Figura 11. Modelación diafragma: (a) Diafragma real (b) Idealización con GDL y masas (c) Modelo soportado por pórticos .....	32
Figura 12. Incremento en período estructural por la presencia del diafragma para plantas tipo P y C.....	34
Figura 13. Esquema de desplazamiento de diafragma para estructuras P y C.....	34
Figura 14. Metodología Section Cut (a) Elevación edificio (b) Corte por piso 4 (c) Corte por piso 1 (d) Diagrama de cortantes de piso.....	39
Figura 15. Comparación de fuerzas de diseño por códigos contra análisis no-lineal. Edificaciones de 5 pisos. ....	41
Figura 16. Cortantes de piso para las estructuras diseñadas. ....	42
Figura 17. Fuerzas internas de diafragma para las estructuras de un nivel tipo P1 y P2. ....	45
Figura 18. Fuerzas internas de diafragma para las estructuras de un nivel tipo C1 y C2. ....	46
Figura 19. Fuerzas internas de diafragma para la estructura 05-P1-R1. ....	48
Figura 20. Fuerzas internas de diafragma para la estructura 05-P2-R1. ....	49
Figura 21. Fuerzas internas de diafragma para la estructura 05-C1-R1.....	50
Figura 22 Fuerzas internas de diafragma para la estructura 05-C2-R1.....	51



**LISTA DE TABLAS**

Tabla 1. Resumen edificios base.....	19
Tabla 2. Escenarios de Amenaza Sísmica – Cali, Colombia .....	28
Tabla 3. Listado de registros seleccionados.....	29
Tabla 4. Listado de registros seleccionados por estructura (MPS).....	29
Tabla 5. Variables modelos paramétricos.....	31
Tabla 6. Recomendaciones para considerar la flexibilidad del diafragma por <i>Tratio</i> .....	33
Tabla 7. Constantes para estimar $\gamma_{max}$ por desplazamientos.....	35
Tabla 8. Constantes para estimar $\gamma_{max}$ por fuerzas cortantes.....	35





# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 Antecedentes

Los sistemas de piso o diafragmas son elementos estructurales que desempeñan un rol importante en el comportamiento ante cargas gravitacionales y laterales de una estructura. Dentro de sus funciones principales se encuentra: resistir la mayor parte de las cargas de gravedad, proveer soporte lateral al sistema de resistencia sísmica, proporcionar arriostramiento para contrarrestar el pandeo de columnas, amarrar los elementos verticales de la estructura para que conformen pórticos sísmo resistentes, resistir fuerzas fuera del plano generadas por cargas laterales y transferir las fuerzas inerciales (horizontales) al sistema principal de resistencia sísmica (Moehle et al, 2010). Estos atributos del diafragma afectan el diseño de la estructura y son importantes en la determinación de los parámetros de demanda sísmica (EDP), tales como derivas, aceleraciones de piso, rotaciones plásticas o cualquier otro parámetro que indique posible daño de una estructura.

En las oficinas de diseño, los EDPs son calculados asumiendo el diafragma rígido o semirrígido según las provisiones de los códigos de diseño del ASCE 7 (2010) y NSR-10 (2012). Esta simplificación omite la rigidez lateral y resistencia del diafragma, causando que el resultado de los esfuerzos internos y las fuerzas sísmicas no correspondan al comportamiento real de la estructura (Iverson & Hawkins, 1994).

Sismos recientes como el ocurrido en Northridge en 1994 evidenciaron falencias en las metodologías de diseño de diafragma. Estas falencias pueden generar colapsos parciales, derivas excesivas no previstas, respuesta individual de los segmentos del diafragma y amplificación en la demanda sísmica del sistema de resistencia principal (Hawkins & Ghosh, 2000 ; Cleland & Ghosh, 2002).

El cálculo de las fuerzas sísmicas de diafragmas ha sido cuestionado por diversos autores. Fleischman & Farrow (2001) establecieron que la fuerza sísmica demandada en el diafragma y su distribución en la altura de la estructura sobrepasan los límites establecidos por los códigos de diseño. Esta conclusión fue corroborada por Lee et al (2007) en un estudio donde se consideraron variables tales como el número de pisos de la estructura, la sobrerresistencia y el comportamiento inelástico del sistema de carga lateral, la rigidez efectiva y la relación de aspecto del diafragma.

## 1.2 Justificación

El diseño de diafragmas es un tema en proceso de investigación; los códigos de diseño han incluido provisiones básicas y no necesariamente conservadoras en sus últimas versiones. Debido a esto surge la necesidad de estudiar el tema detalladamente y dar respuesta la siguiente pregunta de investigación: ¿Cómo se puede estimar de manera simple y precisa la distribución y magnitud de las fuerzas sísmicas del diafragma?

## 1.3 Objetivo

Establecer la magnitud y distribución de las fuerzas sísmicas del diafragma considerando su flexibilidad e interacción con el sistema estructural.

## **1.4 Organización del documento**

El capítulo dos de este documento presenta una descripción de las estructuras a estudiar y se describen las consideraciones para el diseño por código y los parámetros asumidos para el análisis no-lineal cronológico de las estructuras.

Los registros sísmicos utilizados se obtienen mediante los escenarios de amenaza indicados por la herramienta de desagregación sísmica que desarrolló el autor para la ciudad de Cali (Colombia). Estos registros se seleccionan y escalan con el método Modal Pushover Based Scaling (Reyes, 2015) como se explica en el capítulo tres.

En el capítulo cuatro se desarrollan modelos estructurales que incluyen el efecto de la flexibilidad del diafragma en la respuesta dinámica de la estructura; se evaluaron los desplazamientos de la edificación así como la variación en el período estructural y la distribución de las fuerzas cortantes de piso en los diferentes pórticos para finalmente generar recomendaciones al momento de modelar implícitamente la flexibilidad del diafragma.

En el capítulo cinco se comparan las fuerzas de diseño de los diafragmas obtenidas por diversas normativas vigentes alrededor del mundo y se contrastan con los resultados de los análisis no lineales de las edificaciones.

El capítulo seis evalúa la metodología de analogía de viga para obtener las fuerzas internas de diseño de diafragmas; la verificación se enfoca en la distribución de las fuerzas internas del diafragma y en la magnitud de las mismas comparadas junto con los resultados de los análisis no lineales. Finalmente, en el capítulo siete se recopilan todas las conclusiones obtenidas en el proceso de investigación.

## 2 EDIFICIOS SELECCIONADOS

### 2.1 Descripción

Con el objetivo de elegir los parámetros más representativos de las estructuras a analizar se realizó un estudio estadístico basado en 185 edificios en concreto diseñados para la ciudad de Bogotá (Colombia). Dentro de la base de datos se encuentran las siguientes variables: número de pisos, sistema estructural, tipo de sistema de piso, número de líneas resistentes por sentido, longitud total por sentido, relación de aspecto y distancia entre apoyos. De este estudio, se decidió incluir únicamente los sistemas estructurales conformados por pórticos en concreto con el fin de no incluir cambios de rigidez abruptos dentro del análisis.

#### 2.1.1 Configuración en planta

A partir de las anteriores variables geométricas, se definieron las cuatro configuraciones en planta de la Figura 1 denominadas en este estudio: P1, P2, C1 y C2. Las configuraciones “P” tienen pórticos exteriores más rígidos que los internos en la dirección de estudio  $y$ ; las configuraciones tipo “C” poseen pórticos centrales más rígidos que los demás pórticos en planta en la dirección  $y$ .

#### 2.1.2 Relación de aspecto

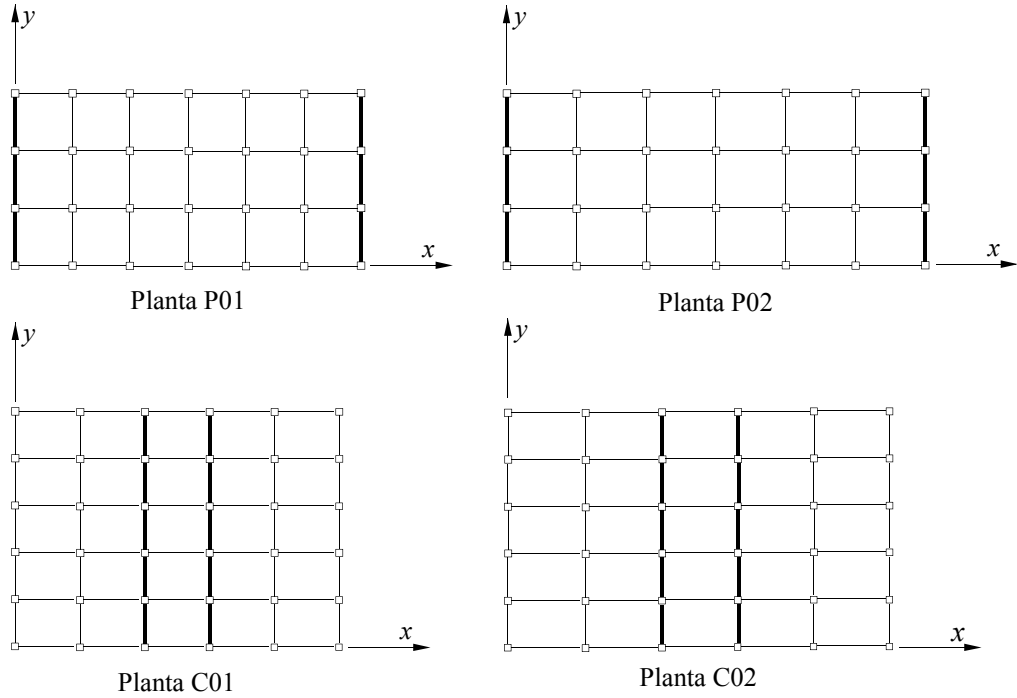
Para cada una de las configuraciones en planta definidas anteriormente, se calcularon las relaciones entre el largo total del diafragma y su ancho mostradas en la Tabla 1. Esta relación se denominará  $\alpha$  en este estudio.

#### 2.1.3 Número de pisos

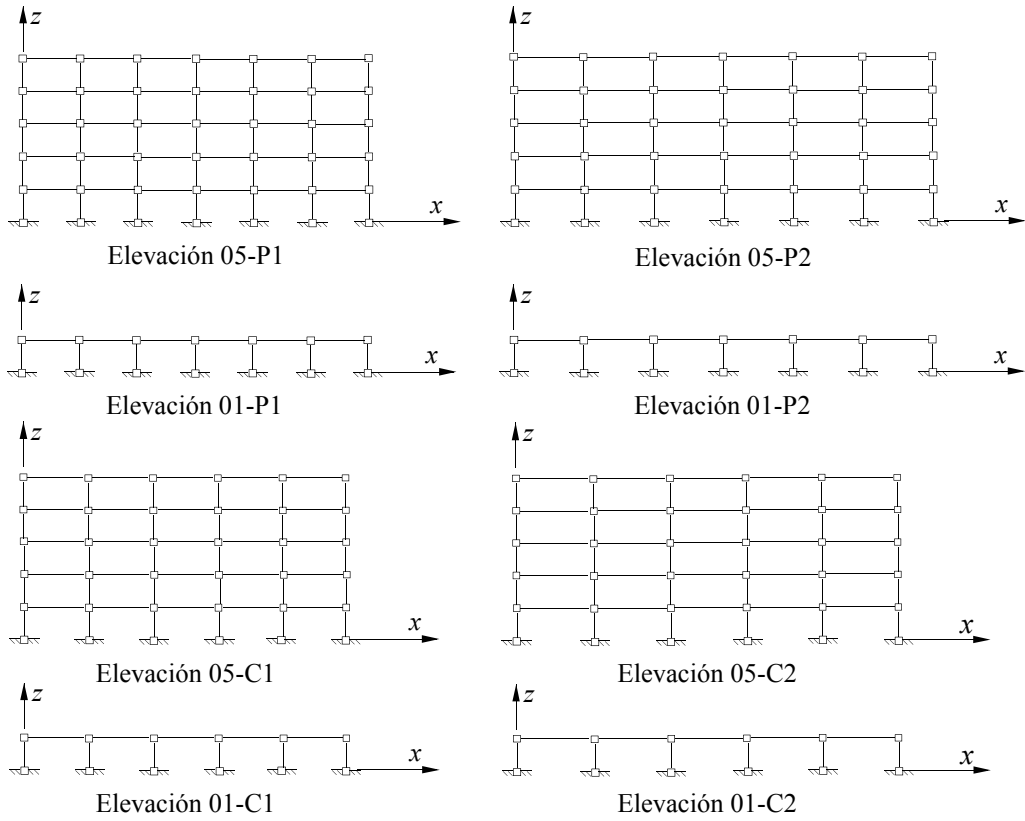
Del estudio estadístico se encontró una media de 3.30m en la altura de entrepiso de las estructuras. En este estudio el número de pisos se llamará  $n$ . Se adoptará una altura máxima de 5 pisos de modo que no sea necesario cambiar el sistema estructural a muros de concreto; también, se analizarán edificios de un piso dado que en estos se evidencia una mayor influencia del efecto de la flexibilidad del diafragma (Lin, 1999). Combinando los parámetros indicados se crea un conjunto de 8 estructuras base (Tabla 1) que servirán para el análisis del capítulo 4. La configuración en altura se indica en la Figura 2.

**Tabla 1.** Resumen edificios base

Nombre	Configuración en Planta				Relación de Aspecto - $\alpha$	Configuración en Altura	
	Ancho eje x (m)	Ancho total eje x (m)	Ancho eje y (m)	Ancho total eje y (m)		Número de pisos	Alto - Eje z (m)
01-P01	6.60	46.20	6.60	26.40	1.75	1	3.30
05-P01						5	16.50
01-P02	8.20	57.40	6.60	26.40	2.17	1	3.30
05-P02						5	16.50
01-C01	7.40	44.40	5.20	26.00	1.71	1	3.30
05-C01						5	16.50
01-C02	9.00	54.00	5.20	26.00	2.08	1	3.30
05-C02						5	16.50



**Figura 1.** Configuraciones en planta. Los pórticos con mayor rigidez se resaltan.



**Figura 2.** Elevaciones de edificios base.

2.1.4 Relación de rigidez

La relación de rigidez  $\gamma$  se define como  $K_p/K_n$  donde  $K_p$  es la rigidez del pórtico resaltado en la Figura 1 y  $K_n$  la rigidez de los otros pórticos. Se usaron tres relaciones de rigidez variando la rigidez de los pórticos  $K_p$ . Los sufijos R1, R2 y R3 denotan esta condición. El sufijo R1 indica la relación de rigidez mínima que se obtiene de las dimensiones de los pórticos  $K_n$  y  $K_p$  necesaria para cumplir con los límites de deriva de la NSR-10. La máxima relación de rigidez se denomina por el sufijo R3 y se calcula con las dimensiones máximas de las columnas de  $K_p$  acorde al límite C.21.6.1.2 (NSR 10, 2012) el cual establece una relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular mayor a 0.20 para dimensiones menores de columna de 500mm. La relación de rigidez R2 es una condición intermedia y se determina por una sección de columna de  $K_p$  entre la mínima (R1) y la máxima (R3). Los 3 sufijos para las estructuras de la Tabla 1 producen un total de 24 edificaciones las cuales se diseñarán la sección 2.2.

2.2 Diseño por código

Las estructuras de este estudio se suponen localizadas en Cali (Colombia) y por lo tanto su diseño estructural se realizará de acuerdo con la NSR-10 (2010) y el espectro de diseño de la Figura 8. Esto se hace mediante un algoritmo iterativo (Figura 3) que verifica los requisitos que se muestran entre paréntesis.

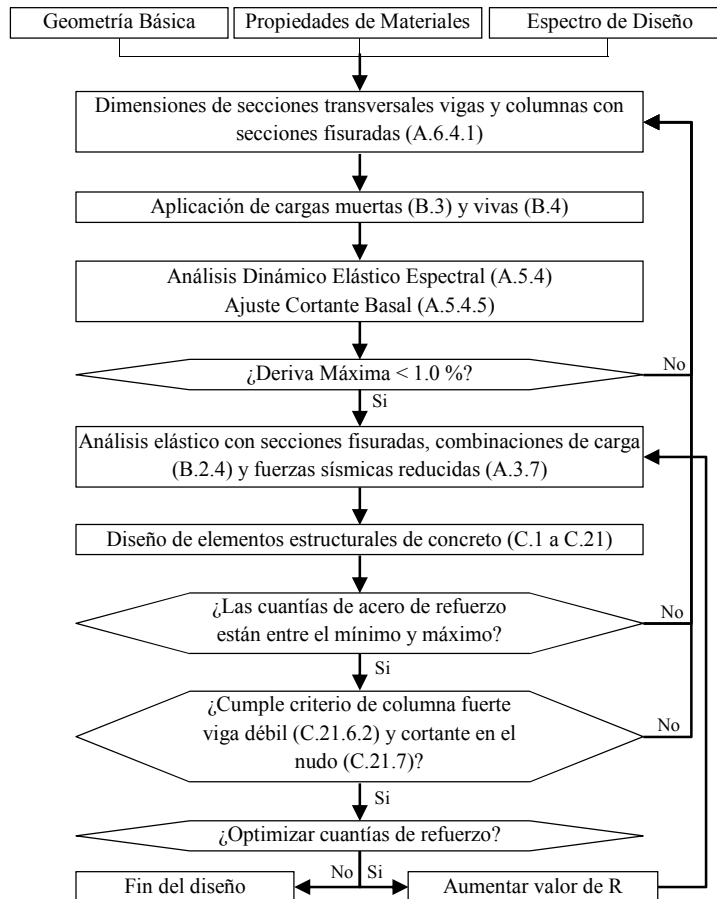
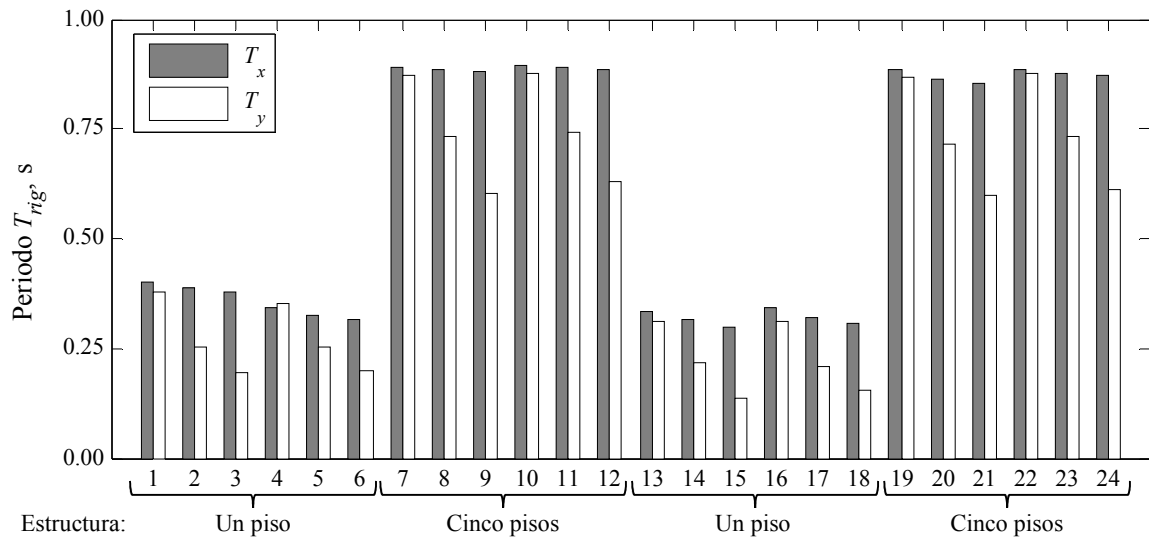


Figura 3. Algoritmo de diseño por código.

La última línea de código indica la optimización de cuantías de refuerzo dónde se aumenta el coeficiente de disipación de energía  $R$  en una unidad si es posible disminuir la cuantía de refuerzo, asegurándose que el diseño del edificio sea controlado por fuerzas y no por derivas. El código reporta las derivas máximas, secciones y refuerzo de vigas y columnas mostradas en el Anexo 1: Resultados edificios diseñados. Finalmente, se encontró que para estructuras de un piso el coeficiente  $R$  máximo es 2; ya que si se reducen aún más las fuerzas sísmicas, el diseño es gobernado por carga vertical. Para las estructuras de 5 pisos el coeficiente  $R$  máximo es 5. Una mayor reducción en las fuerzas sísmicas obliga a suministrar cuantías mínimas lo cual no sería un diseño óptimo porque redundaría en el aumento de la sobrerresistencia del edificio.

### 2.3 Modos y períodos de vibración

Las estructuras del presente estudio son regulares en planta y altura. Los períodos naturales de vibración se presentan en la Figura 4 para las estructuras numeradas de acuerdo al listado del Anexo 1.



**Figura 4.** Períodos de vibración para todas las estructuras.

La Figura 5 muestra la participación de masa de las estructuras de cinco pisos hasta el noveno modo de vibración. Se observa que los modos 1, 2 y 3 tienen participaciones de masa mayores al 75% de la masa total; la respuesta de los demás modos es inferior al 20%.

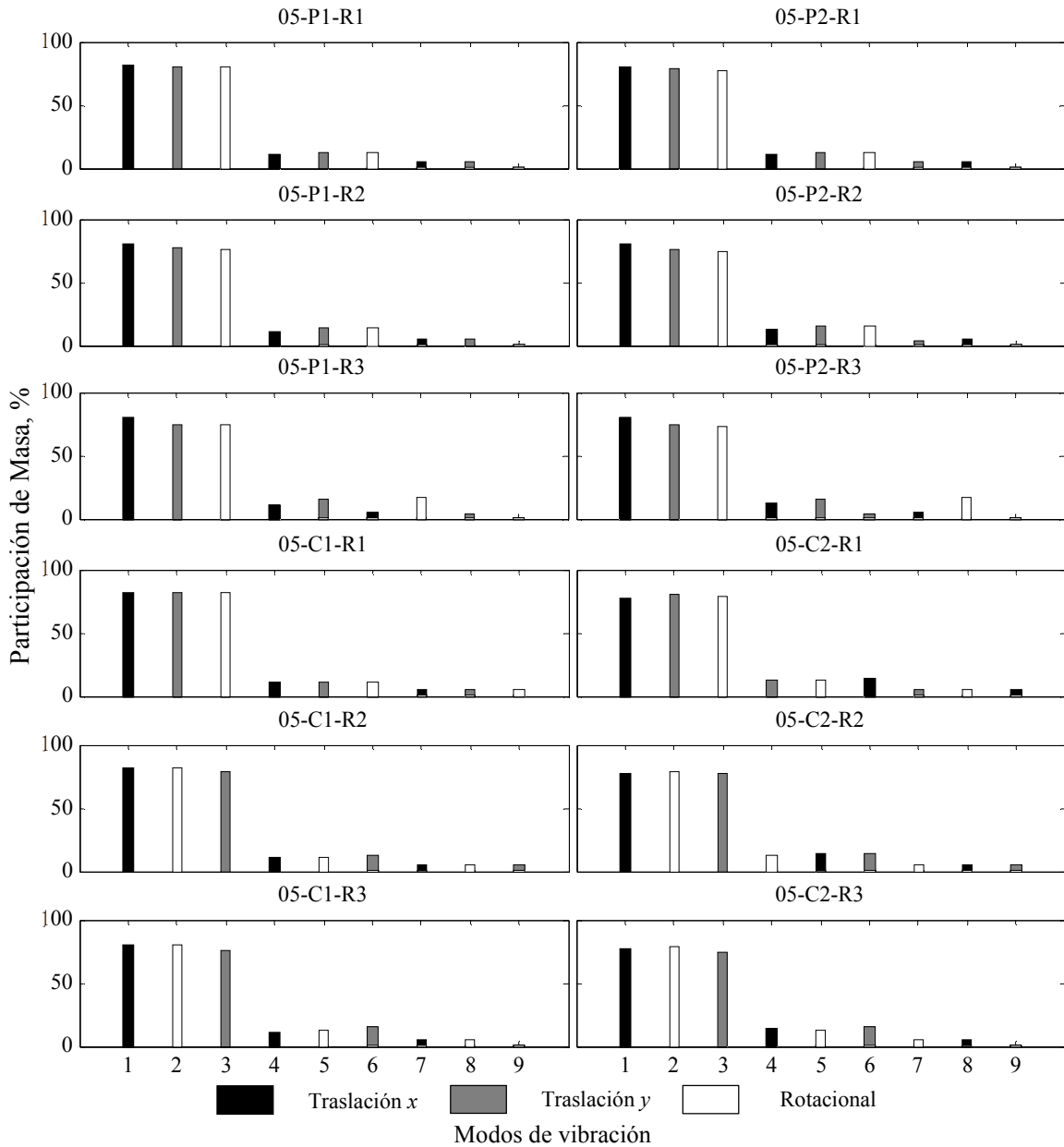


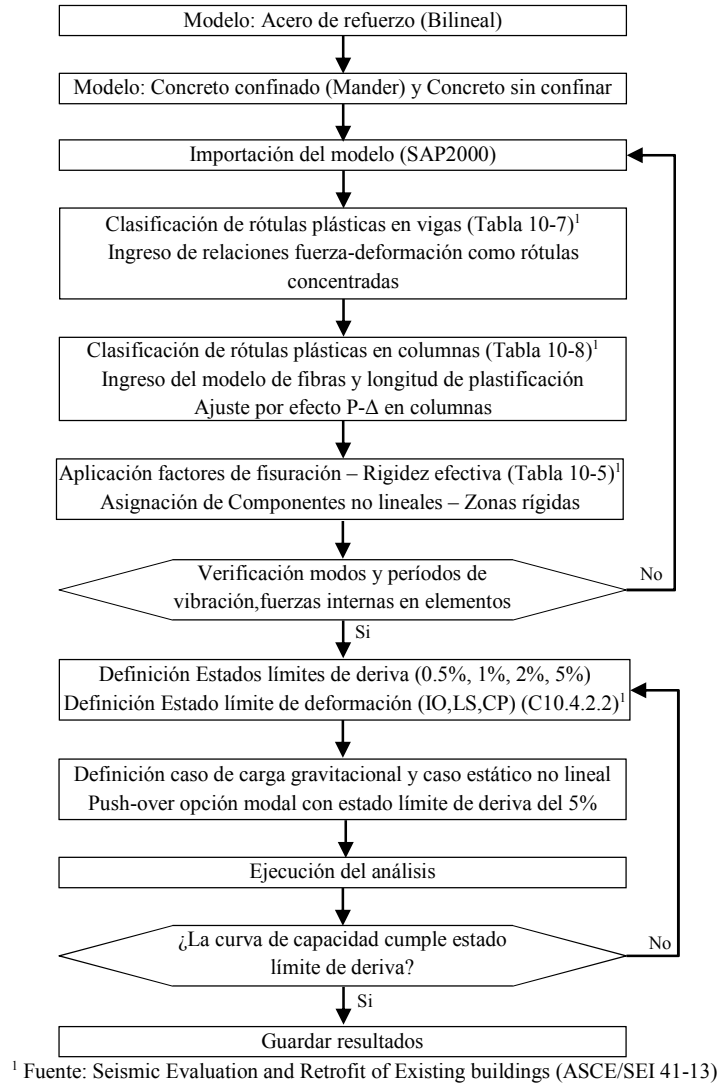
Figura 5. Participación modal para edificios de cinco pisos.

## 2.4 Curvas de Capacidad

El análisis no lineal cronológico de las edificaciones se realiza en el software PERFORM-3D (2011) incluyendo rótulas plásticas en vigas, diagramas de interacción inelástica en columnas, pérdidas de resistencia, degradación cíclica, estados límite de deriva e inelasticidad de los materiales acorde a los criterios de aceptación establecidos por el ASCE 41-13 (2013). Para hacer la entrada de datos y extraer los resultados de PERFORM-3D se usó el algoritmo mostrado en la Figura 6 el cuál fue desarrollado en Matlab. Este algoritmo permite:

- Estimar la sobrerresistencia y ductilidad de los edificios diseñados con base en la variación del coeficiente de modificación de respuesta  $R$  del algoritmo de diseño (Figura 3).

- Calcular el desplazamiento en cubierta de las edificaciones para un período de retorno  $T_r$  de 475 años.
- Utilizar las curvas de capacidad (idealizadas) dentro del método MPS.
- Determinar el inicio de las pérdidas de resistencia en las curvas de pushover.



**Figura 6.** Algoritmo para obtener la curva de capacidad.

De manera ilustrativa, la Figura 7 presenta las curvas de capacidad del edificio 05-C1-R2 en dirección  $x$  y  $y$  indicando los puntos de fluencia, el desplazamiento objetivo, el punto de colapso y la curva de capacidad idealizada por la norma ASCE 41-13 (2013).



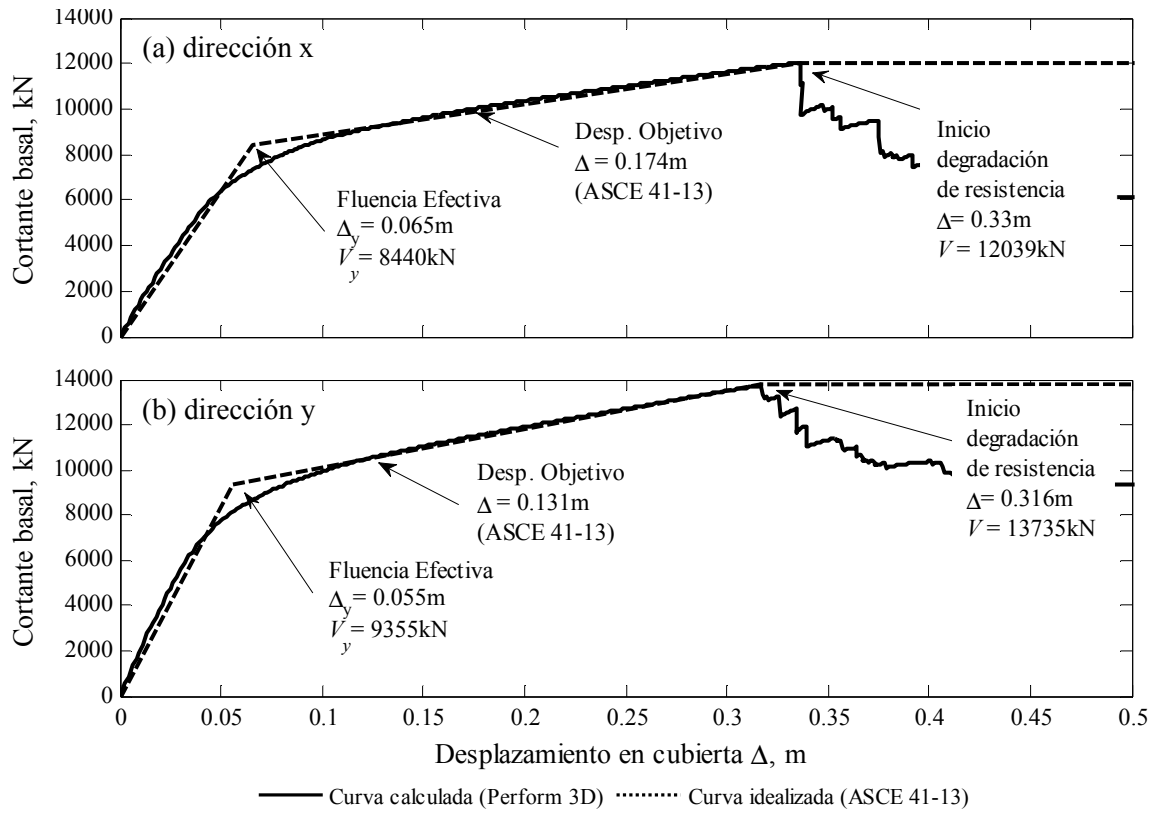


Figura 7. Curvas de capacidad en dirección x y y para edificio 05-C1-R2.



### 3 REGISTROS SÍSMICOS

#### 3.1 Amenaza

Las estructuras de este estudio se suponen ubicadas en la ciudad de Cali, por ser una ciudad capital de departamento de Colombia con amenaza sísmica alta según la NSR-10. Dentro de la ciudad, se identificó una zona de potencial crecimiento urbanístico con existencia o planeación de construcción de edificios de 5 o más pisos. De acuerdo al estudio de microzonificación, la región seleccionada se encuentra en la zona 4D; el espectro de diseño para esta zona se presenta en la Figura 8.

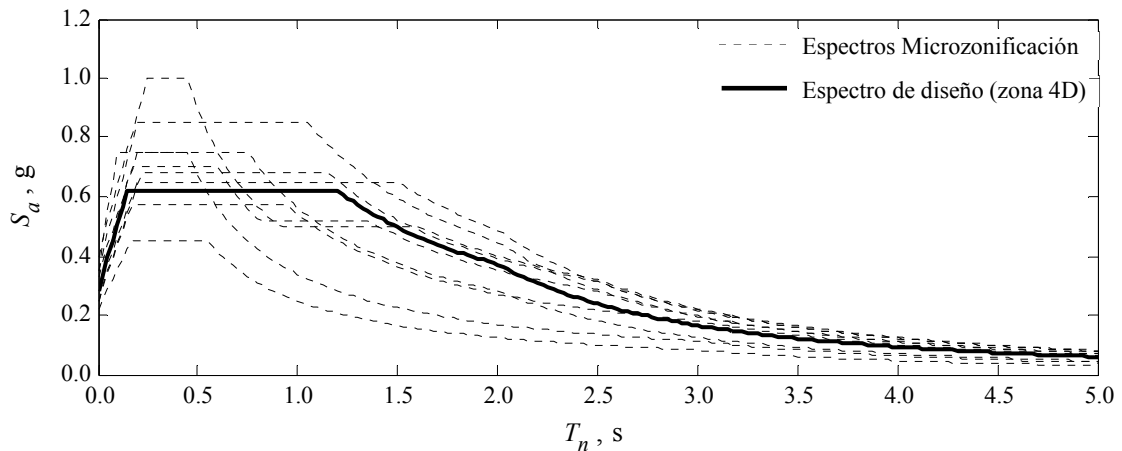


Figura 8. Espectro elástico de diseño.

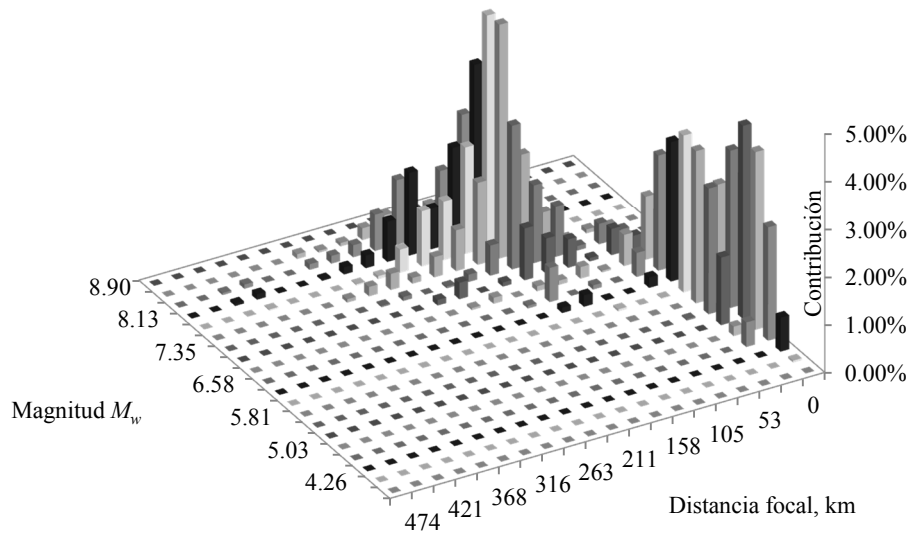
#### 3.2 Escenarios Sísmicos

El autor desarrolló una herramienta de desagregación sísmica para todas las ciudades capitales, que permite obtener los rangos de magnitud y distancia que contribuyen a la amenaza sísmica del lugar de estudio. La finalidad de esta herramienta es proveer un criterio de búsqueda de registros sísmicos relativos al tipo de falla, magnitud y distancia que podrían ocurrir en dicho lugar. La herramienta se encuentra disponible en Rueda (2014).

La Figura 9 muestra los resultados de la desagregación sísmica para la ciudad de Cali para un período de retorno  $T_r$  de 475 años y período estructural  $T_n$  de 0.5 segundos; de esta figura se pueden identificar dos escenarios que contribuyen significativamente a la amenaza sísmica. El primer escenario corresponde a fallas cercanas con distancias focales  $R_{JB}$  menores a 35 km y magnitudes  $M_w$  entre 5.0 y 6.9 que corresponden a las fallas de Cauca y Romeral (AIS, 2009) las cuales son superficiales de tipo normal e inversa respectivamente. El segundo escenario se caracteriza por distancias focales  $R_{JB}$  mayores a 120 km y magnitudes  $M_w$  superiores a 7.0 que representan la amenaza sísmica de la zona de subducción sur en el pacífico colombiano (Tabla 2).

Los 60 registros sísmicos para el primer escenario se obtienen de la base de datos de PEER (2015). Para el segundo escenario, se preseleccionan 65 registros de las siguientes bases de datos:

- Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD)
- Consortium of Organizations for Strong Motion Observation Systems (COSMOS)
- Japanese National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention (NIED)
- European Strong-Motion Database (ESD)



**Figura 9.** Desagregación sísmica para Cali para período de retorno de 475 años y período estructural de 0.5 segundos.

**Tabla 2.** Escenarios de Amenaza Sísmica – Cali, Colombia

Escenario	Magnitud $M_w$	Distancia $R_{JB}$ , km	Registros
Superficial	5.0 – 6.9	0 – 35	60
Subducción	7.3 – 8.0	120 – 160	65

### 3.3 Selección y escalamiento de registros

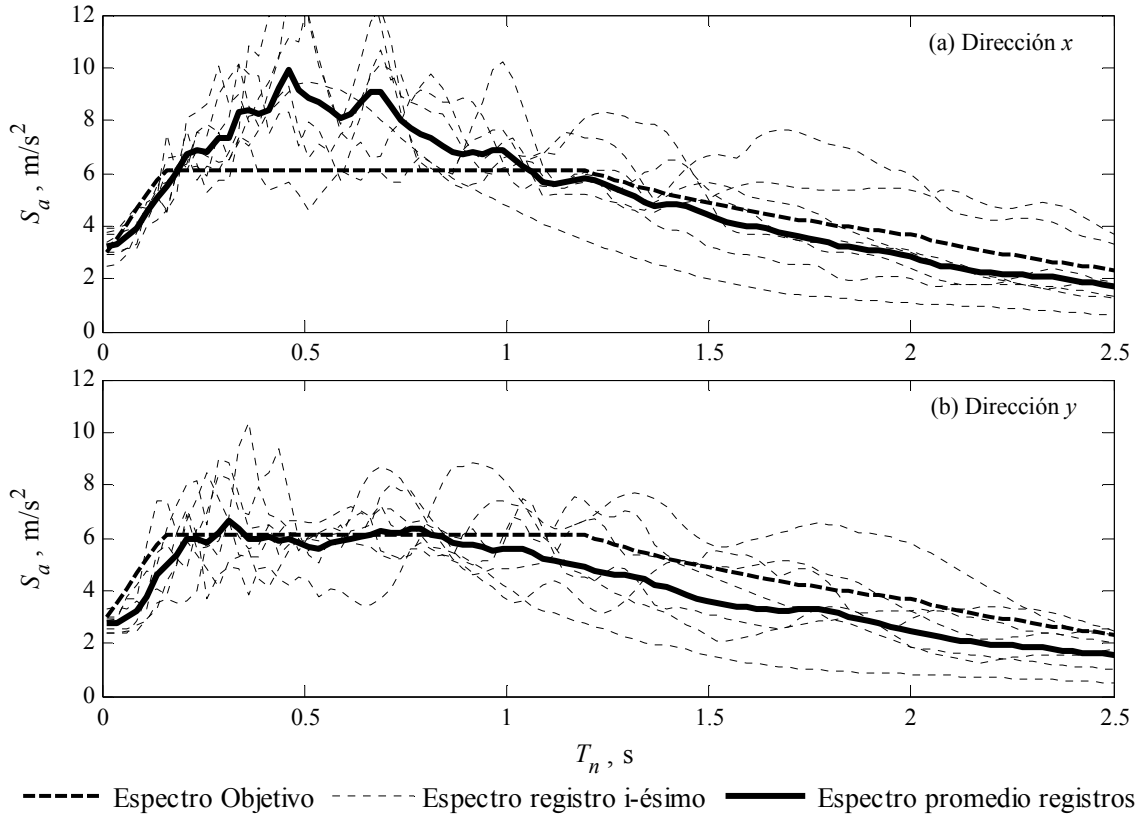
Usando el método MPS (Reyes, 2015) se seleccionaron y escalan siete registros para cada una de las edificaciones del estudio con base en los 125 registros preseleccionados en la sección 3.2, La Tabla 3 resume los registros preseleccionados para todas las edificaciones y la Tabla 4 indica cuales de estos registros preseleccionados se emplearon en las estructuras definidas. La Figura 10 presenta los espectros de respuesta de los registros sísmicos para la estructura 05-C1-R2 cuyo período fundamental es 0.864s y 0.717s en las direcciones  $x$  y  $y$  respectivamente. En la figura se indica el espectro promedio y el espectro objetivo empleado (Figura 8).

**Tabla 3.** Listado de registros seleccionados.

ID	Nombre del Sismo	Año	Estación	Mw	RJB (km)	Fuente
1	Honshu, Japón	2011	Shinozaki	7.7	133.0	Subducción
2	Honshu, Japón	2011	Kawazaki	7.7	158.0	Subducción
3	Tokachi-oki, Japón	2003	Shiranuka	8.0	130.3	Subducción
4	Tokachi-oki, Japón	2003	Biratori - E	8.0	150.7	Subducción
5	Tokachi-oki, Japón	2003	Horokeshi	8.0	158.5	Subducción
6	Chi-Chi, Taiwán	1999	Taipei (CWB)	7.6	108.3	Subducción
7	Chi-Chi, Taiwán	1999	Ilan	7.6	82.3	Subducción
8	Chi-Chi, Taiwán	1999	Ilan (CWB)	7.6	80.0	Subducción
9	El Salvador	2001	Santa Ana	7.6	142.0	Subducción
10	El Salvador	2001	Cessa Metapan	7.6	165.8	Subducción
11	Hokkaido, Japón	2004	Ashoro	7.0	134.3	Subducción
12	Hokkaido, Japón	2004	Taiki	7.0	164.0	Subducción
13	Hector Mine	1999	Bombay Beach, CA	7.4	161.3	Subducción
14	Ionian, Grecia	1973	Lefkada-OTE	5.8	15.0	Cortical
15	Campano Lucano, Italia	1980	Bisaccia	6.9	26.0	Cortical
16	Northern California	1954	Eureka, CA	5.2	23.5	Cortical
17	Borrogo Mtn	1968	El centro, CA	6.8	34.7	Cortical
18	Coalinga	1983	Pleasant Valley, CA	6.4	14.1	Cortical

**Tabla 4.** Listado de registros seleccionados por estructura (MPS).

Estructura	Registro Sísmico																	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
01-P1-R1	x	x			x	x	x				x					x		
01-P1-R2	x	x			x	x	x				x							x
01-P1-R3	x	x			x	x	x				x					x		
01-P2-R1	x	x			x	x				x						x	x	
01-P2-R2	x	x	x				x	x								x	x	
01-P2-R3			x		x	x	x			x		x				x		
05-P1-R1	x	x			x							x	x			x		x
05-P1-R2	x	x			x							x	x			x		x
05-P1-R3	x	x	x	x								x		x				x
05-P2-R1	x				x	x						x	x			x		x
05-P2-R2	x				x		x					x	x			x		x
05-P2-R3	x			x	x							x		x		x		x
01-C1-R1			x			x	x	x			x					x	x	
01-C1-R2	x	x			x	x	x				x							x
01-C1-R3	x	x					x	x				x				x	x	
01-C2-R1	x	x					x				x	x				x	x	
01-C2-R2	x	x					x		x		x				x			x
01-C2-R3	x	x					x	x	x							x	x	
05-C1-R1	x	x		x					x			x	x					x
05-C1-R2	x	x					x	x				x		x				x
05-C1-R3	x	x	x						x			x		x				x
05-C2-R1	x	x				x				x		x	x					x
05-C2-R2	x						x	x		x		x	x	x				
05-C2-R3	x	x	x							x		x		x		x		



**Figura 10.** Resultados MPS para 05-C1-R2 en direcciones  $x$  y  $y$ .

## 4 EFECTO DE LA FLEXIBILIDAD DEL DIAFRAGMA

El efecto de la flexibilidad del diafragma ha tomado importancia a raíz del sismo de Northridge, Estados Unidos en 1994 (Iverson & Hawkins, 1994). Investigaciones recientes plantean que la flexibilidad del diafragma incrementa el período de vibración, los desplazamientos y las fuerzas cortantes del sistema estructural.

Kunnath (1991) demostró que el período de una estructura aumenta por la flexibilidad del diafragma; este aumento puede modificar la demanda sísmica de la edificación. Lee H. (2007) concluyó que el desplazamiento máximo de la estructura aumenta con la relación de aspecto del diafragma y disminuye con la altura de la edificación notando incrementos en desplazamiento de 7% a 34% comparados con estructuras analizadas con diafragma rígido. Ju & Lin (1999) demuestran que el aumento en la relación de rigidez entre pórticos y muros de concreto conlleva al aumento en la fuerza cortante de los pórticos y disminución en los muros; estas variaciones son con respecto al modelamiento de diafragma rígido.

A pesar de los efectos indicados existen en la actualidad escasas guías que permiten abordar el diseño del diafragma como un elemento rígido o flexible; el código Neozelandés (NZS 1170.5, 2004), la guía Estado Unidense (FEMA 450, 2003) y el Eurocódigo (IBC, 2003), difieren entre sí en la definición de diafragma rígido o flexible y no cuantifican los efectos de la flexibilidad. El objetivo del presente capítulo es evidenciar el efecto de la flexibilidad del diafragma en la respuesta dinámica de la estructura y proponer recomendaciones para abordar de este efecto.

### 4.1 Metodología del estudio

Los efectos de la flexibilidad del diafragma para una estructura determinada se evaluarán mediante comparación con la modelación de diafragma rígido. Para ello se desarrollarán modelos estructurales paramétricos que permitan obtener la respuesta dinámica en términos de período natural de vibración, fuerzas cortantes y desplazamientos en pórticos de apoyo del diafragma como se describe a continuación:

#### 4.1.1 Establecer variables del modelo paramétrico

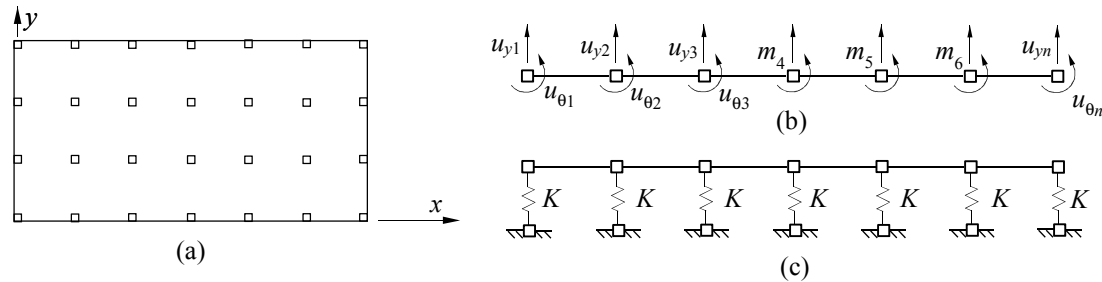
Se emplearán variables primarias las cuales permiten definir la geometría de las estructuras y el diafragma, estas se presentan en la Tabla 5. Las variables secundarias se calculan con base en las primarias y son propias de la edificación y el diafragma como la relación de rigidez  $\gamma$ , relación de aspecto del diafragma  $\alpha$  y el período estructural  $T$ . Los parámetros restantes se emplearon según el diseño estructural (Sección 2.2) y los resultados del Anexo 1.

**Tabla 5.** Variables modelos paramétricos.

Variable	Abr.	Rango
Configuración en planta	-	P ó C
Número de pisos	$n$	1 - 6
Número de luces	$n_x, n_y$	3 - 7
Longitud de luz	$l_x, l_y$	5.00m - 8.20m
Sección Columna Pórtico Rígido	$h_c$	0.60m - 3.00m

#### 4.1.2 Modelar el diafragma

Se modela el diafragma como una viga de gran altura cuyos apoyos corresponden a la rigidez lateral de los pórticos que lo soportan y la masa se concentra en cada nodo (Figura 11); los grados de libertad rotacionales se condensan para determinar la matriz de rigidez del diafragma para efectos horizontales. Las matrices obtenidas son cuadradas de orden  $n_y$  donde  $n_y$  representa el número de ejes de resistencia (nodos) en la dirección de estudio  $y$ .



**Figura 11.** Modelación diafragma: (a) Diafragma real (b) Idealización con GDL y masas (c) Modelo soportado por pórticos

#### 4.1.3 Calcular la rigidez lateral de los pórticos

Utilizando el método matricial de rigidez y las secciones transversales definidas para pórticos rígidos (Tabla 5) y pórticos internos (Anexo 1) se calcula la rigidez del pórtico a cargas horizontales efectuando igualación de grados de libertad horizontales de cada piso y condensación estática para los giros de los nodos. La matriz de rigidez obtenida es cuadrada de orden  $n$  donde  $n$  denota el número de pisos. La masa del pórtico se idealiza concentrada en cada piso.

#### 4.1.4 Modelar la estructura con diafragma flexible

Las matrices de masa y rigidez del diafragma y de cada pórtico de la estructura se ensamblan para obtener el modelo estructural que incluye el efecto de flexibilidad del diafragma. El ensamblaje se realiza replicando las matrices del diafragma acorde al número de pisos y sumando los grados de libertad horizontales de los pórticos con los del diafragma. Las matrices resultantes son cuadradas de orden  $n_y \times n$ .

#### 4.1.5 Modelar la estructura con diafragma rígido

El modelo de diafragma rígido se obtiene sumando las matrices de rigidez y masa de cada pórtico de la estructura. Las matrices resultantes son cuadradas de orden  $n$ .

#### 4.1.6 Obtener modos y períodos de vibración

Sobre los modelos estructurales se resuelve el problema de valores propios con el fin de obtener modos  $\phi$ , períodos de vibración  $T$  y factores de participación de masa  $\Gamma$ . Tanto para el modelo de diafragma rígido como flexible se seleccionó el período fundamental como el período asociado al modo con mayor participación de masa. Se define el parámetro  $T_{ratio}$  como el cociente entre el período fundamental obtenido del modelo flexible  $T_{flex}$  y el período fundamental obtenido del modelo con diafragma rígido  $T_{rig}$ , finalmente  $T_{ratio} = T_{flex}/T_{rig}$ .



#### 4.1.7 Obtener desplazamientos y fuerzas cortantes

Los modelos paramétricos se someten a una aceleración en la base descrita por el espectro de diseño de la Figura 8 según los modos calculados en el paso anterior, las fuerzas internas se calculan para cada modo y después se combinan. El cortante de piso se obtiene sumando las fuerzas cortantes de las columnas de cada pórtico.

Se definen los parámetros  $V_{ratio}$  y  $U_{ratio}$  como el cociente de los cortantes de piso  $V_{flex}$  y desplazamientos  $U_{flex}$  obtenidos del modelo con diafragma flexible entre los cortantes de piso  $V_{rig}$  y desplazamientos  $U_{rig}$  obtenidos del modelo con diafragma rígido como sigue:  $V_{ratio} = V_{flex}/V_{rig}$  y  $U_{ratio} = U_{flex}/U_{rig}$ , existe un valor de  $U_{ratio}$  por cada nodo de la estructura así como un valor de  $V_{ratio}$  en cada piso de cada pórtico finalmente los valores de  $V_{ratio}$  y  $T_{ratio}$  reportados corresponden al valor máximo encontrado.

#### 4.1.8 Calcular la relación de rigidez

La relación de rigidez  $\gamma$  de los pórticos de una estructura se calcula como:  $\gamma = V_{sp}/V_{sn}$  dónde  $V_{sp}$  corresponde al cortante basal del pórtico rígido y  $V_{sn}$  es el cortante basal del pórtico interno, los cortantes basales se obtienen del modelo con diafragma rígido.

#### 4.1.9 Cambiar las variables del modelo paramétrico

Las variables del modelo paramétrico se cambian según el rango especificado en la Tabla 5, para cada nueva estructura se repiten los pasos 4.1.2 al 4.1.8.

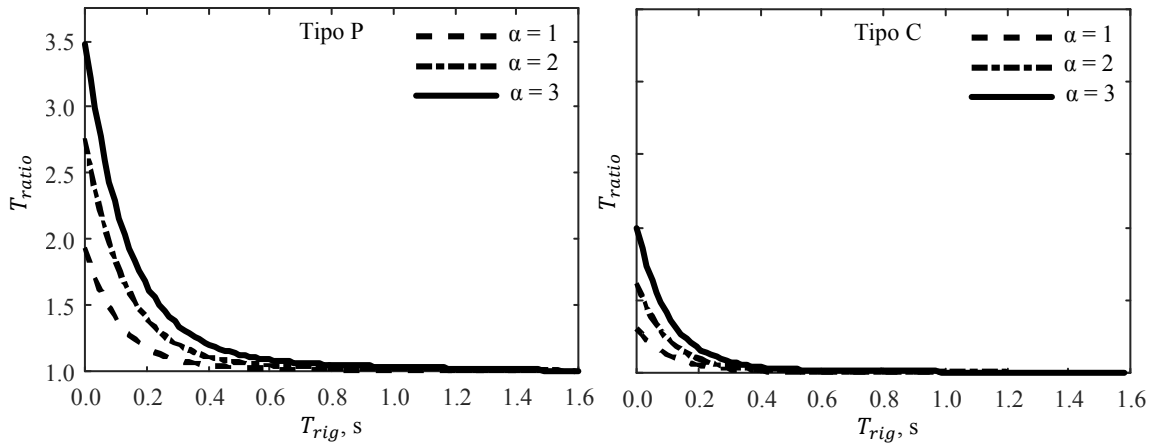
## 4.2 Resultados

### 4.2.1 Período estructural

Se analizaron un total de 360 edificaciones por cada configuración en planta (P ó C) con factores de participación de masa mayores al 75% en el modo fundamental. En la Figura 12 se observa que el parámetro  $T_{ratio}$  decae exponencialmente con respecto a  $T_{rig}$ . Se recomienda incluir el efecto de la flexibilidad del diafragma cuando el parámetro  $T_{ratio} > 1.1$ . La Tabla 6 muestra los valores de  $T_{rig}$  según el tipo de estructura, para determinar cuándo se debe considerar el efecto de la flexibilidad del diafragma.

**Tabla 6.** Recomendaciones para considerar la flexibilidad del diafragma por  $T_{ratio}$ .

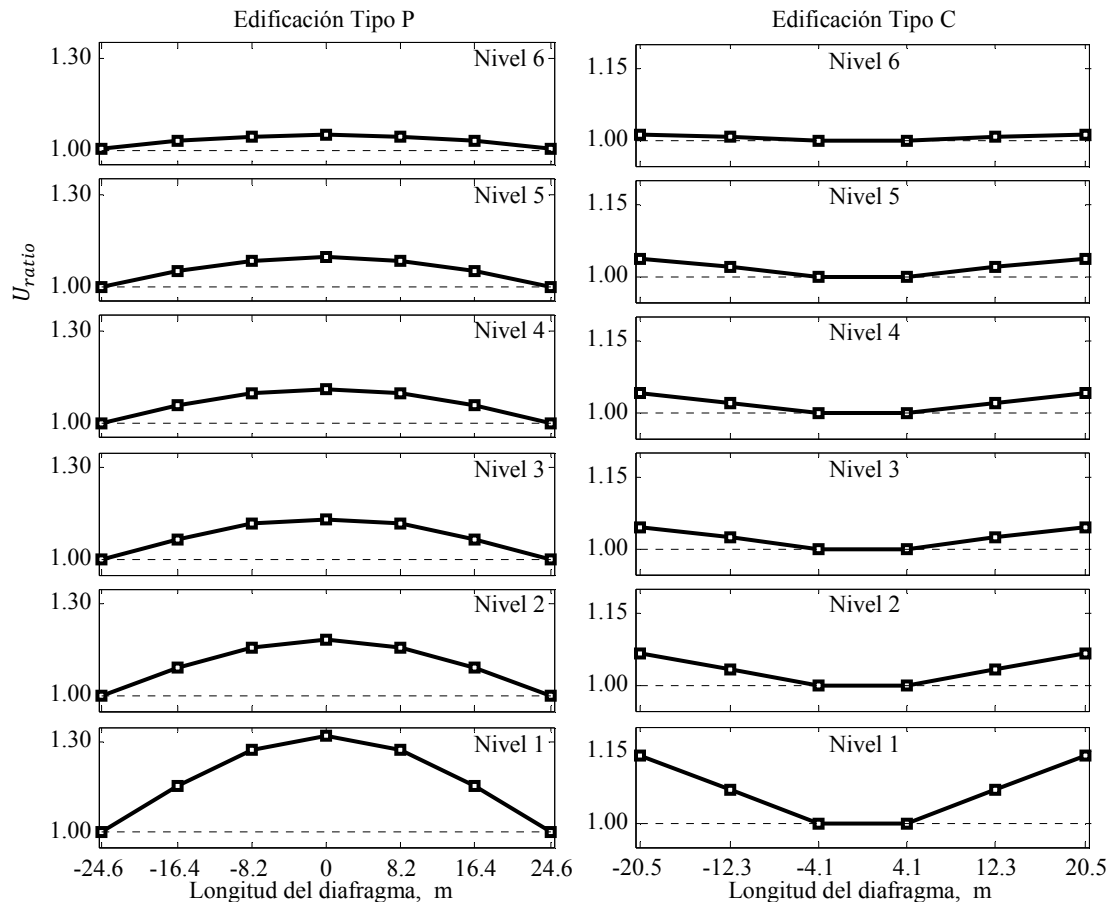
Configuración en Planta	Relación de aspecto $\alpha$	$T_{rig}, s$
P	1	< 0.28
P	2	< 0.42
P	3	< 0.56
C	1	< 0.13
C	2	< 0.20
C	3	< 0.26



**Figura 12.** Incremento en período estructural por la presencia del diafragma para plantas tipo P y C.

#### 4.2.2 Desplazamientos

Para las edificaciones analizadas se calcularon los valores de  $U_{ratio}$  en cada nodo de la estructura. La Figura 13 muestra los valores calculados para una estructura de 6 niveles con luces de 8.20m, configuraciones en planta de  $5 \times 2$  para tipo C y  $6 \times 2$  para tipo P e iguales secciones transversales de elementos estructurales. Se observa que los desplazamientos son mayores en las estructuras tipo P y que los máximos desplazamientos ocurren en el primer nivel de la edificación.



**Figura 13.** Esquema de desplazamiento de diafragma para estructuras P y C.

Se recomienda incluir el efecto de la flexibilidad del diafragma cuando el parámetro  $U_{ratio} > 1.2$ , lo cual corresponde cuando los valores  $\gamma$  de la estructura son mayores a  $\gamma_{max}$ , para ello se plantea la ecuación (1).

$$\gamma_{max} = C_1 e^{C_2 T_{rig}} / (l_x / l_y)^3 \quad (1)$$

Dónde  $l_x$  es la luz promedio en dirección  $x$ ,  $l_y$  es la luz promedio en dirección  $y$  y  $C_1$  y  $C_2$  se muestran en la Tabla 7.

**Tabla 7.** Constantes para estimar  $\gamma_{max}$  por desplazamientos.

Relación de aspecto	Tipo P		Tipo C	
	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>
$\alpha = 1$	2.07	3.88	1.11	8.10
$\alpha = 2$	1.99	3.53	1.47	3.03
$\alpha = 3$	2.24	2.22	1.11	2.28

#### 4.2.3 Fuerzas cortantes

El parámetro  $V_{ratio}$  se calculó para las edificaciones analizadas, al igual que en la sección anterior los máximos valores de cortante se obtienen en el primer nivel. Se recomienda incluir el efecto de la flexibilidad del diafragma cuando el parámetro  $V_{ratio} > 1.4$ , lo cual corresponde cuando los valores  $\gamma$  de la estructura son mayores a  $\gamma_{max}$ , para ello se plantea la ecuación (2).

$$\gamma_{max} = C_1 e^{C_2 T_{rig}} / (l_x / l_y)^2 \quad (2)$$

Dónde  $l_x$  es la luz promedio en dirección  $x$ ,  $l_y$  es la luz promedio en dirección  $y$  y  $C_1$  y  $C_2$  se muestran en la Tabla 8.

**Tabla 8.** Constantes para estimar  $\gamma_{max}$  por fuerzas cortantes.

Relación de aspecto	Tipo P		Tipo C	
	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>
$\alpha = 1$	10.76	2.03	27.38	2.76
$\alpha = 2$	6.67	1.44	15.20	2.01
$\alpha = 3$	4.56	1.23	9.52	1.56



## 5 FUERZAS DE DISEÑO DEL DIAFRAGMA

Las fuerzas de diseño del diafragma han sido incluidas recientemente en códigos internacionales principalmente después de lo observado en el sismo de Northridge (Estados Unidos) en 1994. Las primeras versiones de los códigos incluyen el cálculo de la fuerza de diseño basado en consideraciones empíricas que carecen de justificación racional para su formulación (Fleishman, 2014); sin embargo, en la actualidad existen investigaciones elaboradas con fundamentos científicos y racionales que abordan el diseño del diafragma.

Paulay & Priestly (1992) suponen que la aceleración del diafragma es igual a la aceleración de la estructura oscilando en péndulo invertido; esta aproximación considera únicamente el período fundamental en la respuesta dinámica y establece que la aceleración del diafragma incrementa proporcionalmente con la altura; la NSR-10 (2012) se basa en este método. Utilizando evidencia experimental Shakal (1995) demuestra que las fuerzas de diseño para los diafragmas son mayores a las fuerzas de diseño de la estructura; teniendo en cuenta esa condición la norma ASCE 7-10 (2010) incluye límites superiores e inferiores para estas fuerzas las cuales se calculan a partir de la fuerza horizontal equivalente de la estructura. En la investigación llevada a cabo por Rodríguez & Restrepo (2002) se propone el método denominado Primer modo reducido empleado para calcular las fuerzas de diseño. Acorde a observaciones experimentales, sólo el modo fundamental entra en el rango inelástico mientras que los demás modos permanecen lineales. Por observación, se define que la máxima aceleración que experimenta el diafragma corresponde a la aceleración en cubierta obtenida por este método. Finalmente, la metodología elaborada por Fleishmann (2014) comparte el mismo concepto de máxima aceleración de cubierta propuesta por Rodríguez (2002) agregando el coeficiente de disipación de energía propio del diafragma  $R_s$ . El objetivo del presente capítulo es comparar las fuerzas de diseño de diafragmas calculadas mediante la aplicación de las normas y métodos establecidos en la literatura con los calculados usando análisis no lineales cronológicos.

### 5.1 Metodologías evaluadas

#### 5.1.1 NSR-10

Esta norma emplea el método del péndulo invertido para calcular la aceleración en cada piso  $\ddot{u}_x$ , finalmente los diafragmas se diseñan para que sean capaces de resistir las fuerzas  $F_{px}$  causadas por dicha aceleración como se expresa en la siguiente ecuación;  $w_{px}$  equivale a la masa del diafragma en el nivel  $x$ . Las aceleraciones calculadas incluyen el factor de modificación de respuesta  $R$  de la estructura.

$$F_{px} = w_{px} * \ddot{u}_x \quad (3)$$

#### 5.1.2 ASCE 7-10

Las fuerzas de diseño del diafragma se calculan por la ecuación (4), el término  $\sum_{x=i}^n F_i$  corresponde al cortante de piso al nivel  $x$  obtenido de aplicar el método de la fuerza horizontal equivalente. Adicionalmente a dicha ecuación, el código incluye límites máximos y mínimos para las fuerza de diseño de diafragma.

$$F_{px} = \frac{\sum_{x=i}^n F_i}{\sum_{x=i}^n W_i} W_{px} \quad (4)$$

### 5.1.3 FRM

La metodología FRM emplea el método del “Primer modo reducido” propuesto por Rodríguez (2002) con el objetivo de determinar la aceleración en cubierta  $\ddot{u}_n$  teniendo en cuenta características modales de la edificación. El método define un perfil de aceleraciones en altura mediante el parámetro  $\Omega_x$  de modo que la aceleración del diafragma  $\ddot{u}_x$  se calcula con base en la aceleración de cubierta  $\ddot{u}_n$  como lo indica la ecuación (5);  $\ddot{u}_o$  corresponde a la aceleración del terreno o PGA,  $h_x$  es la altura de estudio y  $h_n$  es la altura total del edificio. Finalmente, la fuerza de diseño del diafragma se calcula utilizando la ecuación (3).

$$\ddot{u}_x = \Omega_x * \ddot{u}_o \rightarrow \begin{cases} \Omega_x = \frac{\ddot{u}_n}{\ddot{u}_o} & \rightarrow 0.2 < \frac{h_x}{h_n} \leq 1 \\ \Omega_x = 5 \left( \frac{h_x}{h_n} \right) \left( \frac{\ddot{u}_n}{\ddot{u}_o} - 1 \right) + 1 & \rightarrow 0 \leq \frac{h_x}{h_n} \leq 0.2 \end{cases} \quad (5)$$

### 5.1.4 SFMR

El método SFMR es la versión simplificada del FMR. La simplificación se realiza en el cálculo de la aceleración en cubierta  $\ddot{u}_n$ ; la cual se estima mediante ecuaciones aproximadas. El resto de la metodología permanece igual al FMRA donde se calcula la aceleración del diafragma  $\ddot{u}_x$  por la ecuación (5) y la fuerza de diseño del diafragma por la ecuación (3).

### 5.1.5 DSDM

Esta metodología fue propuesta por Fleishman (2014) como alternativa a las fuerzas de diseño de diafragma de la norma ASCE 7-10. Similar a SFMRA se calcula la aceleración en cubierta  $\ddot{u}_n$  utilizando ecuaciones aproximadas, sin embargo se incorpora el factor de sobre resistencia  $\Omega_0$  de la edificación. Así mismo, el perfil de aceleraciones en altura  $\Omega_x$  se ha diferenciado entre edificaciones altas de 3 o más niveles y bajas entre 1 y 2 niveles. La aceleración del diafragma  $\ddot{u}_x$  se calcula según la ecuación (5). Finalmente, se incluye el factor de modificación de respuesta  $R_s$  propio del diafragma según el grado de desempeño requerido; las fuerzas de diseño del diafragma se calculan por medio de la ecuación (6).

$$F_{px} = \frac{\ddot{u}_x}{R_s} W_{px} \quad (6)$$

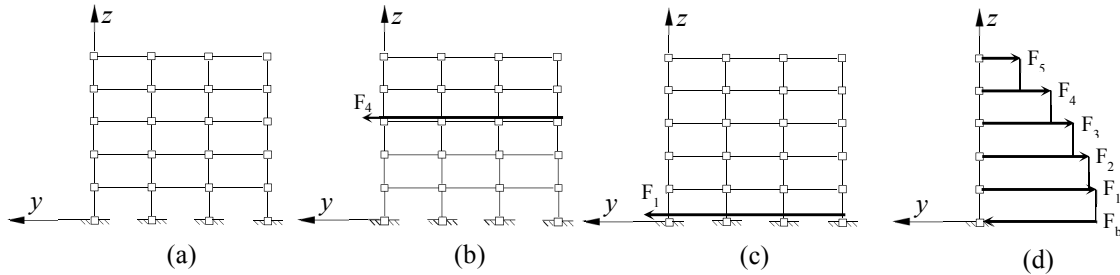
## 5.2 Metodología de evaluación

### 5.2.1 Análisis no lineal cronológico

Se conducen los análisis no-lineales cronológicos en el software PERFORM-3D (2011) con los registros seleccionados y escalados usando el método MPS. Las estructuras analizadas son 4 edificaciones de 5 pisos con relación de rigidez R1 correspondientes a 05-P1-R1, 05-P2-R1, 05-C1-R1 y 05-C2-R1.

### 5.2.2 Fuerzas cortantes de piso $F_{xi}$

Se realiza un corte en el elemento conectado al nodo inferior las columnas (Figura 14) para cada piso y se obtiene la fuerza cortante de piso  $F_{xi}$ , donde  $i$  hace referencia al número del registro sísmico y  $x$  representa la elevación de estudio.



**Figura 14.** Metodología Section Cut (a) Elevación edificio (b) Corte por piso 4 (c) Corte por piso 1 (d) Diagrama de cortantes de piso.

### 5.2.3 Fuerzas sobre el diafragma $F_{pxi}$

Se calcula la fuerza sobre el diafragma  $F_{pxi}$ , en el nivel  $x$  como la resta entre cortante de piso en dicho nivel y el cortante del nivel inmediatamente superior para el mismo registro sísmico  $i$ .

$$F_{pxi} = F_{xi} - F_{xi+1} \quad (7)$$

### 5.2.4 Fuerzas de diseño del diafragma $F_{px}$

Para cada serie de fuerza de diafragma sobre tiempo  $F_{pxi}$  se calcula el máximo de respuesta y luego se promedian los máximos de todos los registros sísmicos  $i$  para obtener un único valor de  $F_{px}$  junto con sus desviaciones estándar.

### 5.2.5 Implementación de métodos de la literatura.

Se calculan la fuerza de diseño de diafragma según las metodologías explicadas en la sección 5.1

## 5.3 Resultados

En la Figura 15 se grafican los resultados de fuerza de diseño del diafragma  $F_{px}$  para las 4 estructuras analizadas en direcciones  $x$  y  $y$ . La fuerza obtenida por análisis no lineal cronológico (NDP) se indica mediante una región sombreada correspondiente a los cuartiles de 25% y 75% para cada piso, el punto representa la mediana de los resultados. Los resultados obtenidos por las metodologías evaluadas se representan como punto en el piso correspondiente unidos por líneas. La Figura 16 muestra los resultados obtenidos del paso 5.2.3 dónde se calculan los cortantes de piso para los análisis de NDP. Los objetivos de esta comparación son analizar la magnitud de las fuerzas de diseño del diafragma  $F_{px}$  el perfil de fuerzas en altura y determinar cuál metodología se ajusta a los resultados del NDP.

De la comparación por los códigos NSR y ASCE contra NDP (Figura 15) se evidencia que la fuerza de diseño del diafragma  $F_{px}$  se incrementa en cada nivel para NSR y ASCE, es decir la fuerza de

diseño de un piso determinado es mayor a la del piso inmediatamente inferior, a diferencia de NDP donde los valores de  $F_{px}$  permanecen constantes en cada nivel. Este incremento de fuerza  $F_{px}$  en altura por NSR y ASCE es debido a dichos métodos se basan en la distribución del cortante basal en altura calculando el cortante de piso ecuación (4)). La Figura 16 evidencia que los cortantes de piso van aumentando en altura y que estos, así como la resta aritmética entre pisos adyacentes no corresponden en magnitud con las fuerzas calculadas de  $F_{px}$  mediante el paso 5.2.4 demostrando que las fuerzas de diseño del diafragma no se obtienen satisfactoriamente a partir de las máximas fuerzas cortantes de piso. Por esta razón la fuerza de diseño del diafragma  $F_{px}$  por NSR y ASCE para  $h_x/h_n > 0.4$  son significativamente mayores a los de NDP.

Al comparar los métodos del primer modo reducido (FMR) y simplificado (SFMR) contra NDP, la fuerza de diseño de diafragma en cubierta  $F_{pn}$  calculado por NDP se encuentra en el rango definido por los resultados de FMR y SFMR. Para NDP la fuerza de diseño de cada nivel se aproxima al valor de fuerza de diseño en cubierta del diafragma  $F_{pn}$  generando un perfil de fuerzas constante, similar a FMR y SFMR. En el 10% de los casos, los resultados de  $F_{pn}$  por NDP excedieron aquellos calculados por SFMR.

Analizando el método DSDM se encuentra que este establece un perfil de fuerzas constante, sin embargo dicho perfil aplica desde la base de la edificación hasta  $h_x / h_n < 0.8$  lo cual no coincide con los resultados de NDP. Adicionalmente, la fuerza de diseño de diafragma en cubierta  $F_{pn}$  por DSDM es siempre mayor a dichos resultados obtenidos por NDP. Finalmente, el método SFMR es el que mejor se ajusta a los resultados obtenidos por NDP, tanto en fuerza de diseño de diafragma en cubierta  $F_{pn}$  como en perfil de fuerzas constante; por consiguiente, estas fuerzas serán empleadas en la obtención de fuerzas internas de diseño en el próximo capítulo.



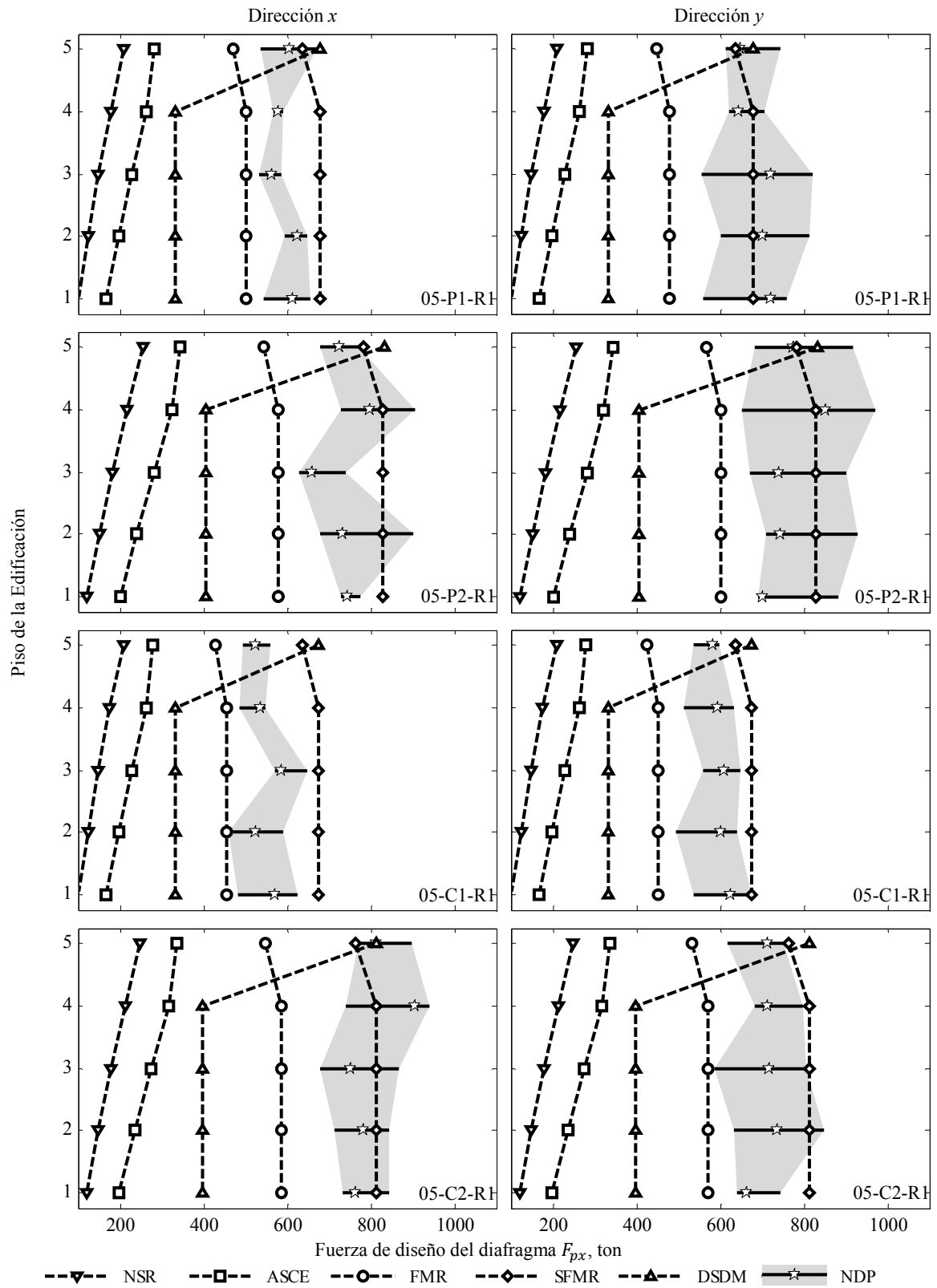


Figura 15. Comparación de fuerzas de diseño por códigos contra análisis no-lineal. Edificaciones de 5 pisos.

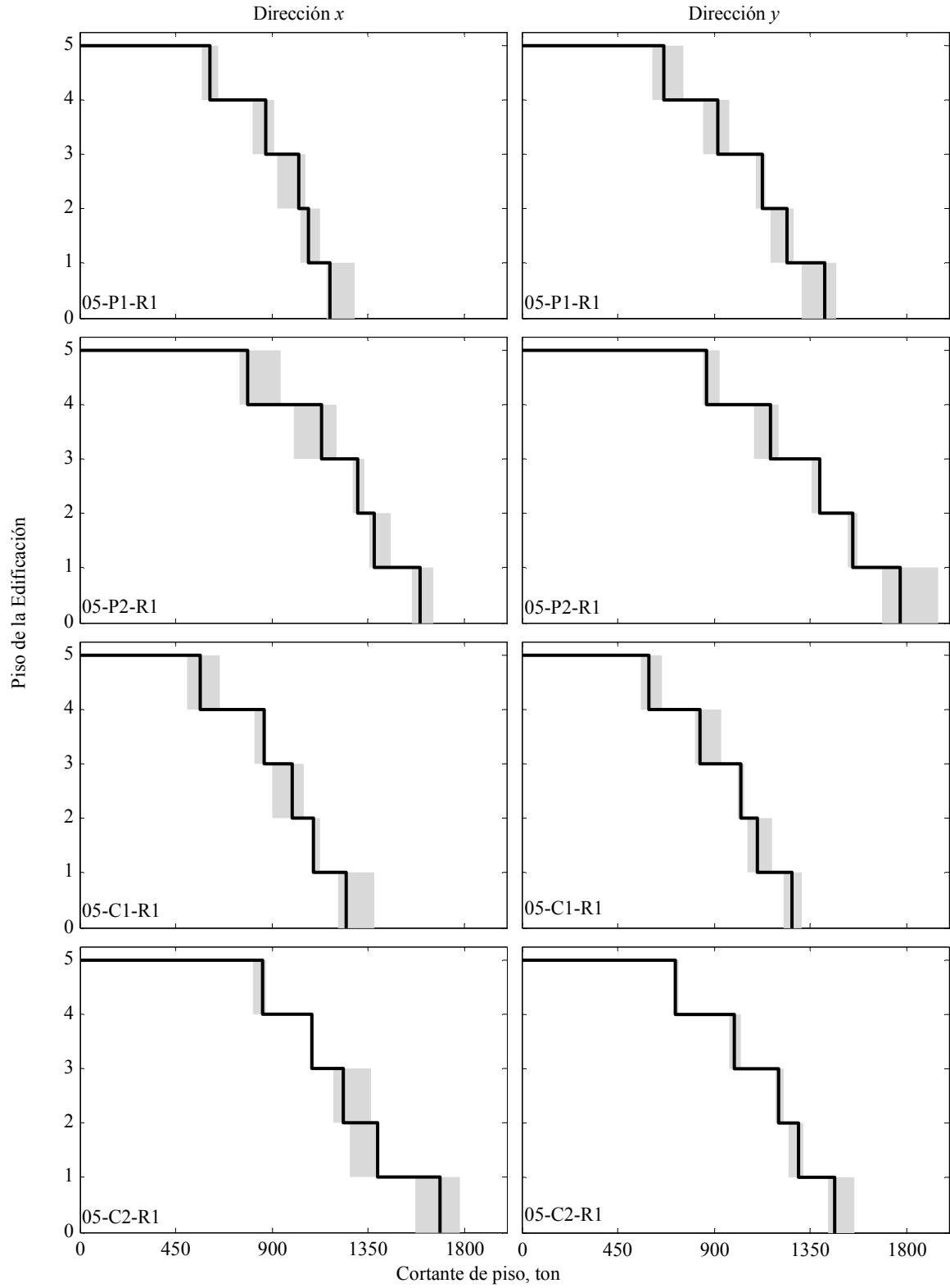


Figura 16. Cortantes de piso para las estructuras diseñadas.

## 6 FUERZAS INTERNAS DE DISEÑO DEL DIAFRAGMA

El diafragma es parte crítica en la transmisión de las fuerzas sísmicas a los elementos verticales de resistencia. Para diseñar este elemento estructural, es necesario obtener la magnitud y distribución de las fuerzas internas del diafragma. El presente capítulo verifica el método de obtención de fuerzas internas propuesto por Moehle (2010) con respecto a los resultados de los análisis no lineal dinámico y genera recomendaciones para la obtención de fuerzas internas en el diafragma.

### 6.1 Analogía de Viga

En la actualidad existen pocas recomendaciones para la selección de un modelo analítico de diafragma a pesar de que se han desarrollado diferentes modelos para la obtención de sus fuerzas internas, como mínimo se deben emplear las fuerzas inerciales y de transferencia del diafragma obtenidas del análisis de la estructura.

El método expuesto en la referencia propone analizar el diafragma como elemento estructural tipo viga de gran altura bajo la premisa de que este se puede idealizar como una viga que se extiende entre los elementos verticales del sistema de resistencia a carga lateral los cuales actúan como soportes laterales. Las consideraciones de este método son:

1. La fuerza de diseño se aplica uniformemente distribuida.
2. El diafragma se extiende sobre una única luz.
3. Los apoyos del diafragma se ubican en los extremos laterales.

### 6.2 Metodología de Verificación

El presente capítulo presenta la metodología para la verificación del método y las consideraciones aplicadas.

#### 6.2.1 Fuerza de diseño

Acorde a la sección anterior la fuerza de diseño del diafragma  $F_{px}$  que se empleará será la obtenida por el método SFMR (Rodríguez & Restrepo, 2002) para las edificaciones de cinco niveles. Para las edificaciones de un nivel la fuerza de diseño corresponde a la masa del diafragma multiplicada por la aceleración en la zona constante del espectro de diseño (Figura 8). Al igual que el método de analogía de viga la fuerza se asume uniformemente distribuida en el diafragma.

#### 6.2.2 Condición de apoyo

Los diafragmas se analizarán como vigas de luces continuas con cantidad de apoyos iguales a la cantidad de pórticos resistentes en la dirección de estudio. Los diafragmas se analizan por cada piso en separado para las estructuras de uno y cinco pisos. En la configuración en planta tipo P los pórticos rígidos se encuentran en los extremos del diafragma mientras que la tipo C se encuentra en el centro del diafragma. Para ambos casos la influencia de la relación de rigidez  $\gamma$  de los pórticos será analizada.

### 6.2.3 Metodología de análisis

Las condiciones de geometría, apoyos, materiales y cargas, anteriormente expuestas serán analizadas en el software SAP-2000. En todos los casos, el diafragma o viga y sus apoyos se modelan mediante elementos elásticos. Los resultados del método de analogía de viga se denominarán BAM por sus siglas en inglés.

### 6.2.4 Metodología para análisis no lineal

Se realizará la comparación del método de analogía de viga con los resultados de los modelos de análisis no lineal (NDP) obteniendo los diagramas de fuerzas internas en Perform 3D. Para NDP se hacen cortes atravesando el diafragma y los pórticos de soporte en la dirección de estudio. Los cortes se realizan a un espaciamiento máximo de 1.50m con el objetivo de obtener diagramas detallados, de cada uno de ellos se obtiene el máximo de fuerza cortante en dirección y y el momento alrededor de z para cada registro; los máximos de cada registro se promedian para obtener la respuesta final.

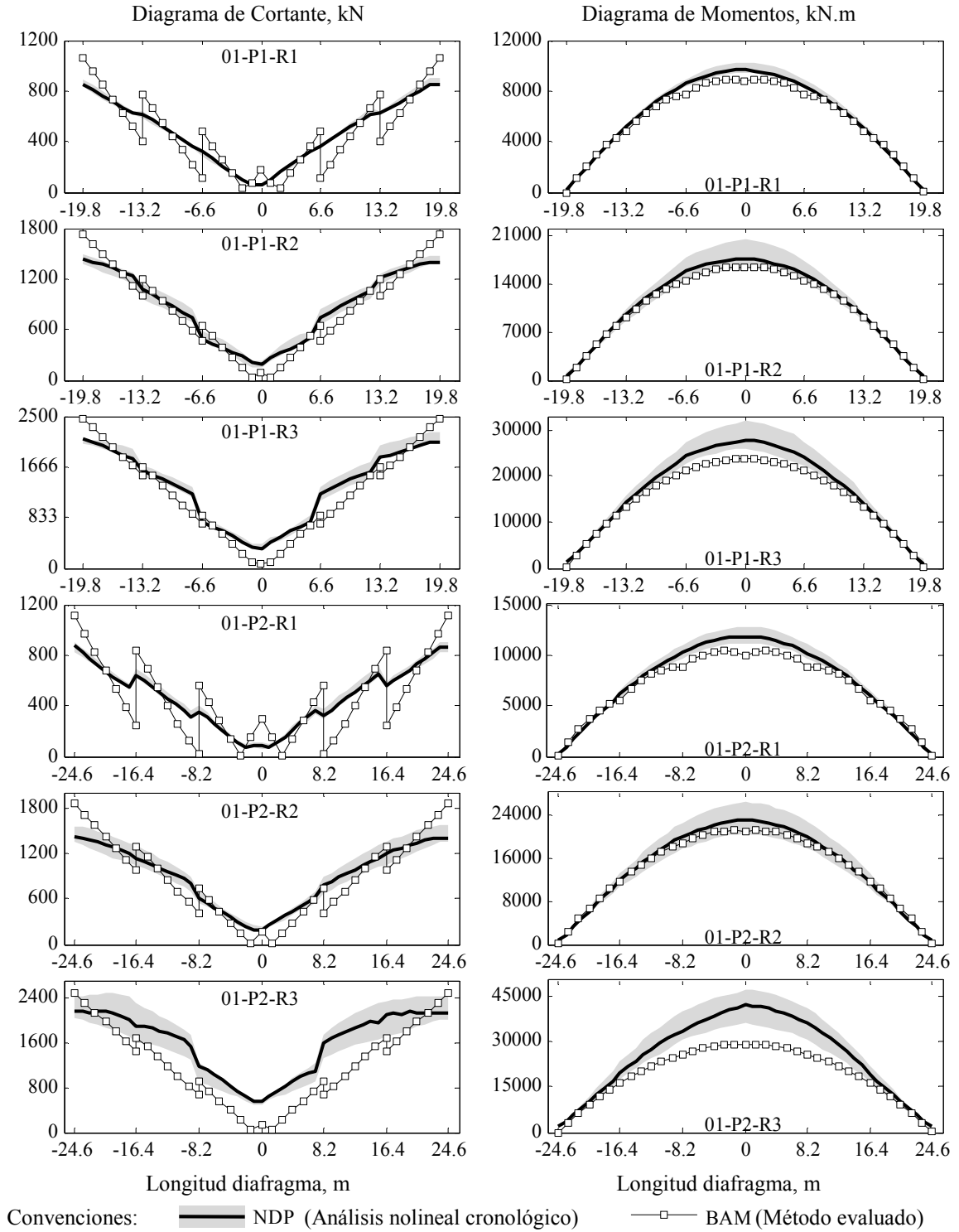
## 6.3 Resultados

### 6.3.1 Edificaciones de un piso

Las Figura 17 y Figura 18 muestran los resultados obtenidos por BAM y NDP; los cuadros blancos corresponden a las fuerzas internas estimadas utilizando BAM; la línea negra continua corresponde a las medianas de las fuerzas internas obtenidas por NDP y la región gris muestra los percentiles 25% y 75%.

La Figura 17 muestra los valores de fuerzas cortantes y momentos flectores para la configuración en planta P1 y P2, respectivamente. Para las fuerzas cortantes al inicio y final del diafragma, se observa que BAM es mayor al NDP en todos los casos; lo cual ofrece un estimativo confiable para el cortante de los pórticos rígidos. Sin embargo, para los pórticos internos, se observa que cuando aumenta la relación de rigidez  $\gamma$  los resultados de NDP exceden BAM especialmente para las estructuras R3 y que la variación de fuerzas cortantes no es lineal entre los puntos de apoyo para NDP. Al analizar los diagramas de momento se observa que el BAM es menor a la mediana de los resultados obtenidos por NDP; sin embargo, se encuentra entre la región de percentiles especificada excepto para las estructuras con mayor relación de rigidez (R3).

La Figura 18 corresponde a las edificaciones con configuración en planta C1 y C2, respectivamente. En esta configuración los máximos cortantes se presentan en los pórticos de apoyo centrales. Al igual que para las edificaciones tipo P, los resultados de fuerza cortante por BAM son siempre mayor que los obtenidos por NDP para los pórticos rígidos. Para los pórticos restantes los resultados de NDP son mayores que los de BAM para relaciones de rigidez altas (R3). Al analizar los diagramas de momento flector se observa que el método BAM es menor a los resultados de NDP en todos los casos inclusive para edificaciones con relaciones de rigidez  $\gamma$  bajas (R1). De igual manera, la forma de los diagramas de momento obtenidos por BAM no corresponde con los obtenidos por NDP por lo cual dicho método no es confiable para determinar el momento flector para este tipo de estructuras.



**Figura 17.** Fuerzas internas de diafragma para las estructuras de un nivel tipo P1 y P2.

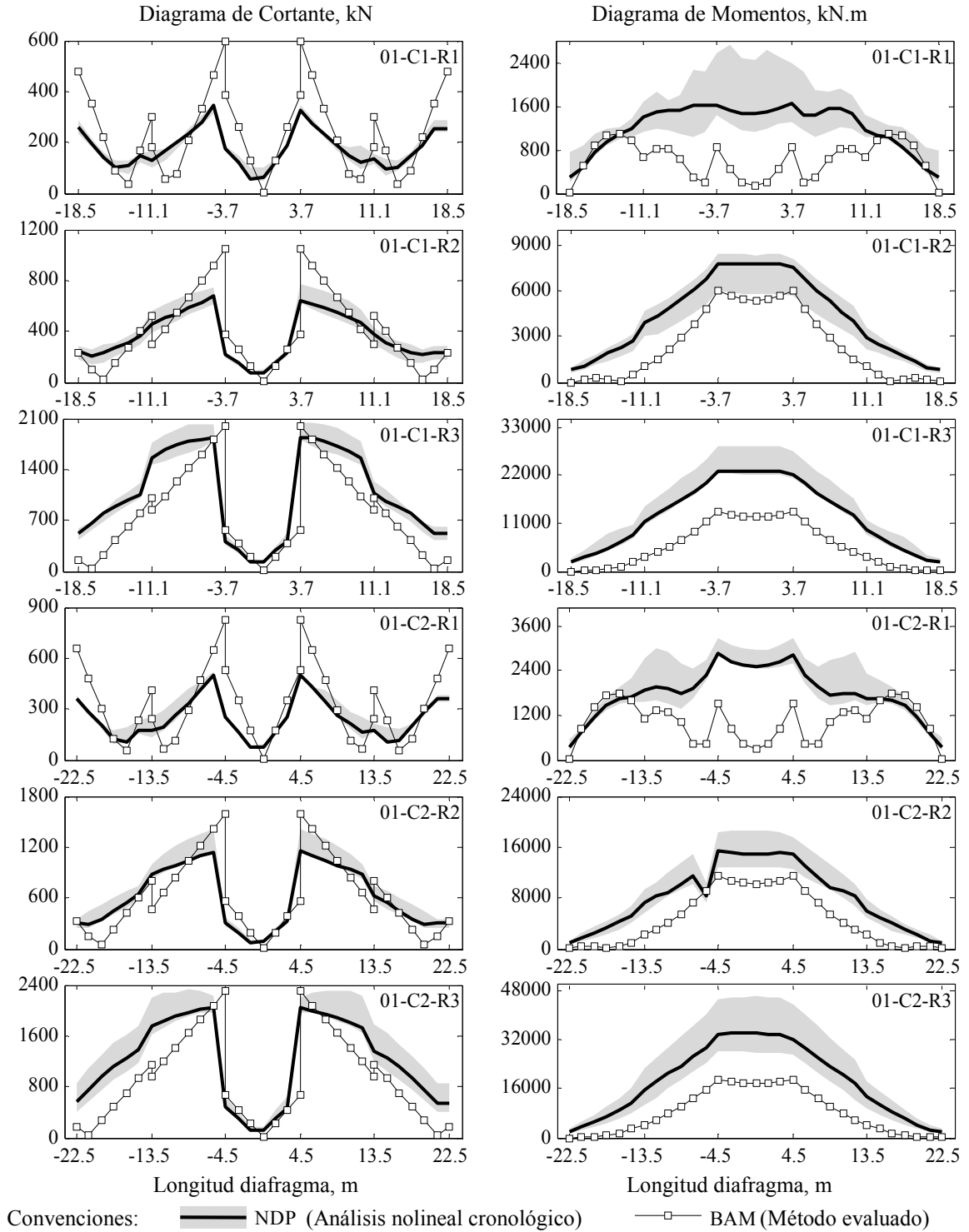


Figura 18. Fuerzas internas de diafragma para las estructuras de un nivel tipo C1 y C2.

### 6.3.2 Edificaciones de cinco pisos

Las Figura 19 a Figura 22 muestran los resultados obtenidos por BAM y NDP; los cuadros blancos corresponden a las fuerzas internas estimadas utilizando BAM; la línea negra continua corresponde a las medianas de las fuerzas internas obtenidas por NDP y la región gris muestra los percentiles 25% y 75%. Las estructuras analizadas y la fuerza de diseño de diafragma  $F_{px}$  utilizada corresponden a las descritas en la sección 1.

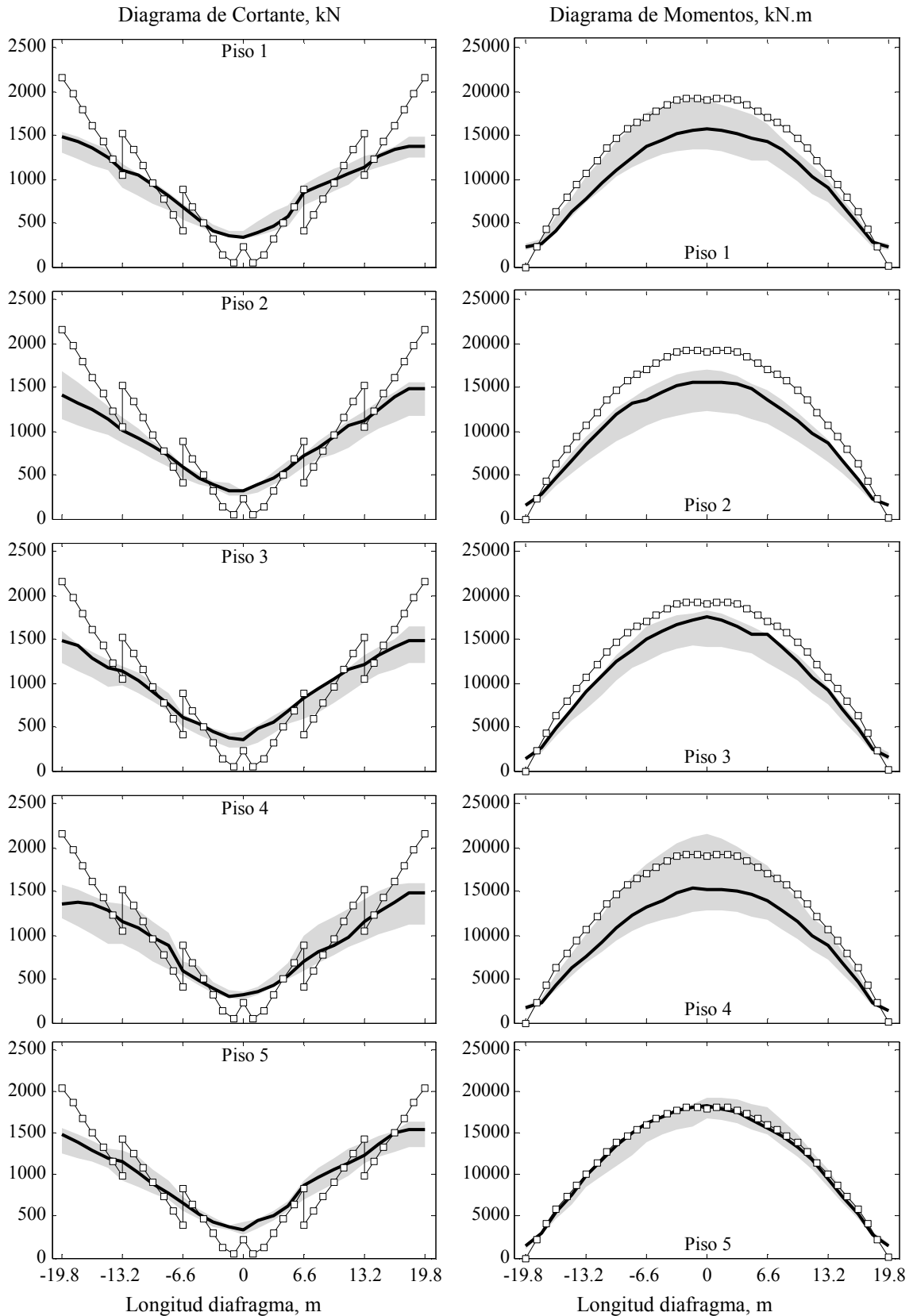
Las Figura 19 y Figura 20 corresponden a las edificaciones P1 y P2 respectivamente, para estas figuras se observa que los valores de fuerza cortante obtenidos por BAM en los pórticos de apoyo (laterales e internos) son siempre mayores a los de NDP. Idéntico comportamiento ocurre con los diagramas de momento donde los resultados de BAM son mayores a la mediana de los resultados de NDP e inclusive en algunos casos (Figura 20) son mayores al 75% percentil. De estas figuras se observa que las magnitudes de las fuerzas internas son similares entre los pisos de la edificación.

Las Figura 21 y Figura 22 presentan los resultados para las edificaciones C1 y C2, respectivamente. Se observa que para las fuerzas cortantes de los pórticos rígidos los valores obtenidos por BAM son generalmente mayores a los de NDP. Es evidente que los momentos flectores obtenidos por BAM no corresponden los resultados de NDP en ningún nivel.

### 6.3.3 Resumen

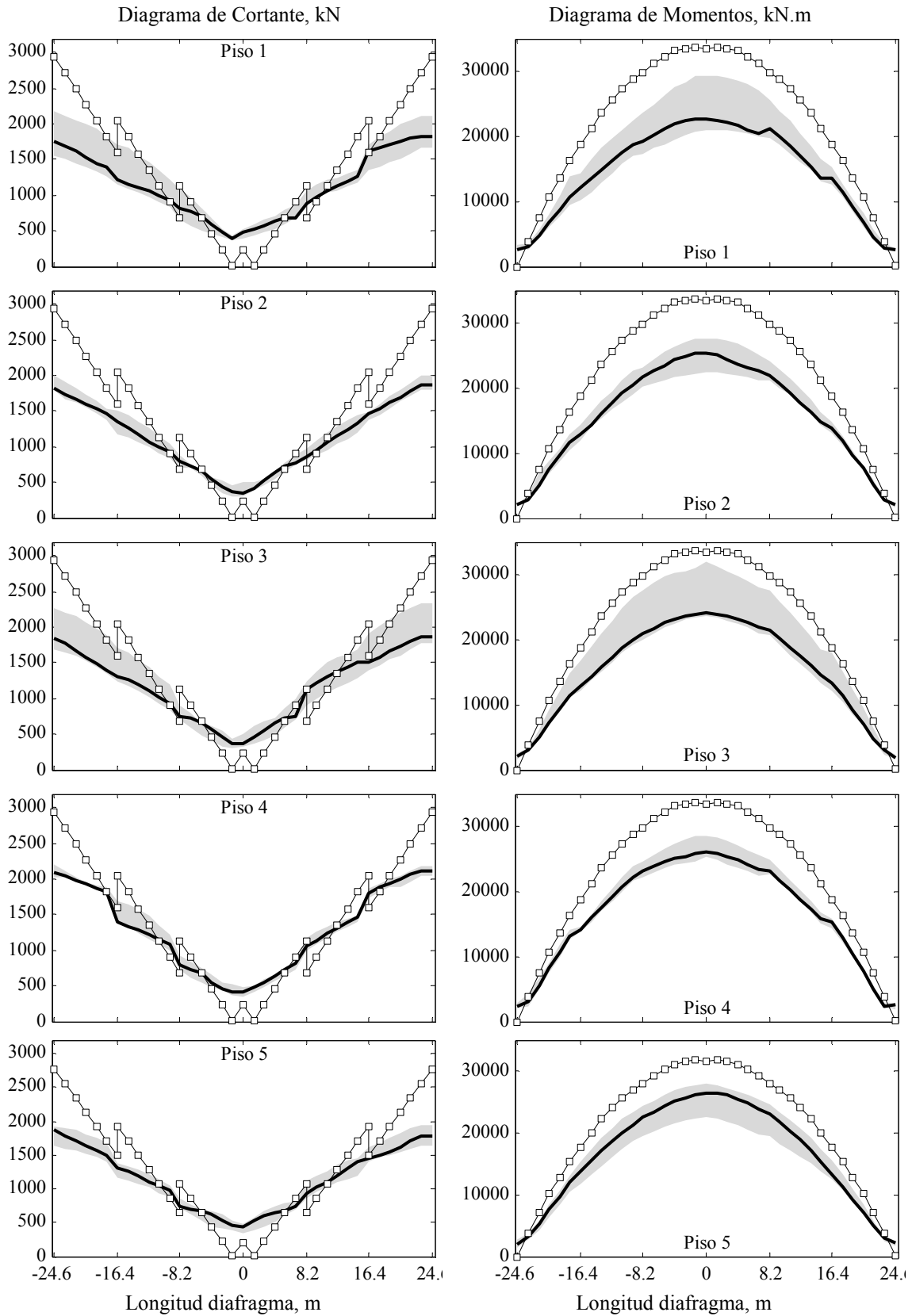
Con base en las observaciones anteriores, se establecen los siguientes aspectos relevantes:

- El método de analogía como viga es aplicable para varias luces y ofrece buen estimativo de fuerzas cortante en los pórticos rígidos. Para pórticos internos no se recomienda emplearlo para relaciones de rigidez  $\gamma > 40$  o equivalentes a utilizar muros de cortante.
- El método de analogía como viga ofrece buen estimativo para los diagramas de momento en edificaciones con apoyos rígidos en sus extremos laterales excepto para la relaciones de rigidez  $\gamma > 40$ .
- No se recomienda utilizar el método de analogía como viga para obtener los diagramas de momentos en edificaciones con configuraciones en planta de tipo central o con punto fijo.

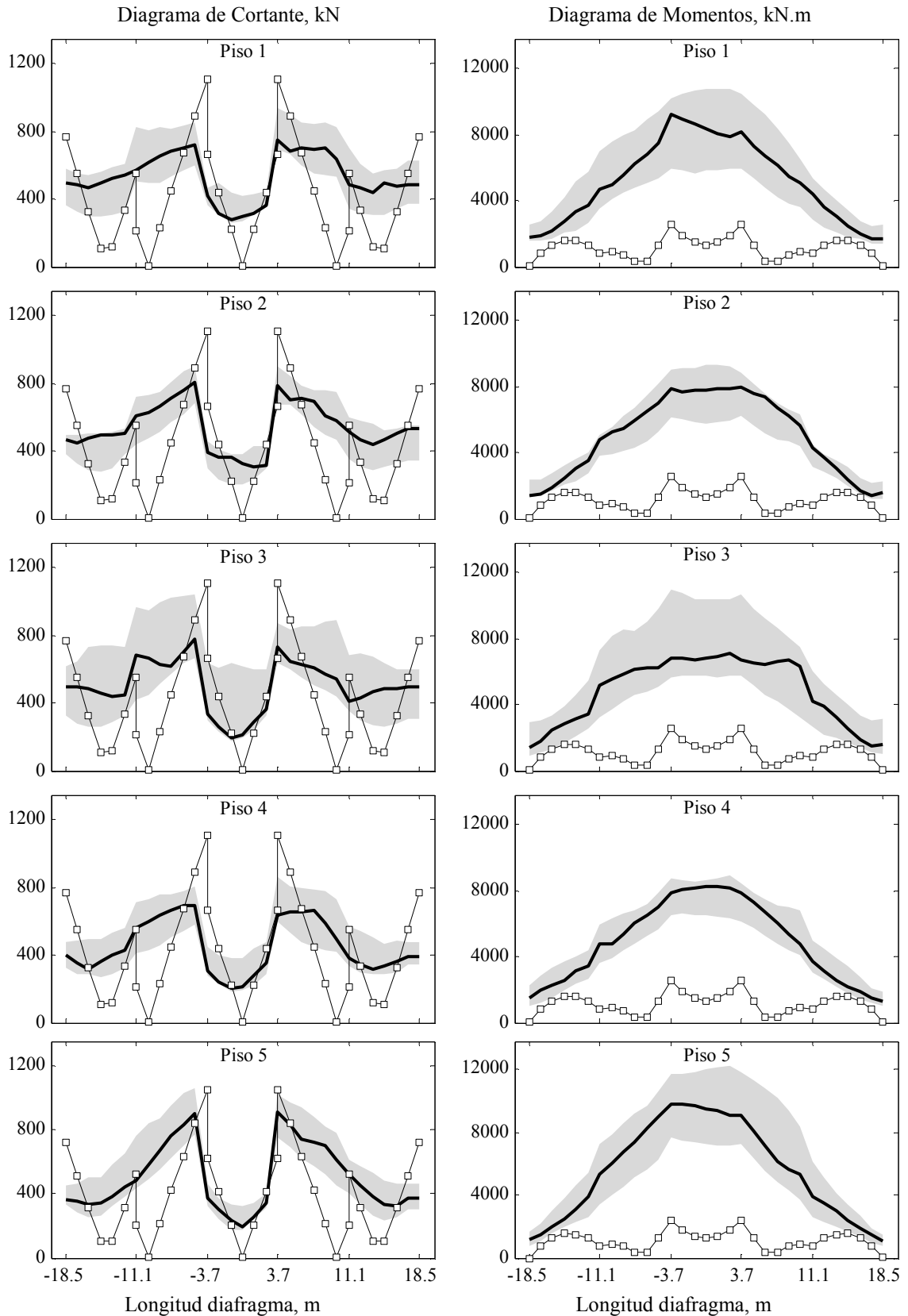


**Figura 19.** Fuerzas internas de diafragma para la estructura 05-P1-R1.

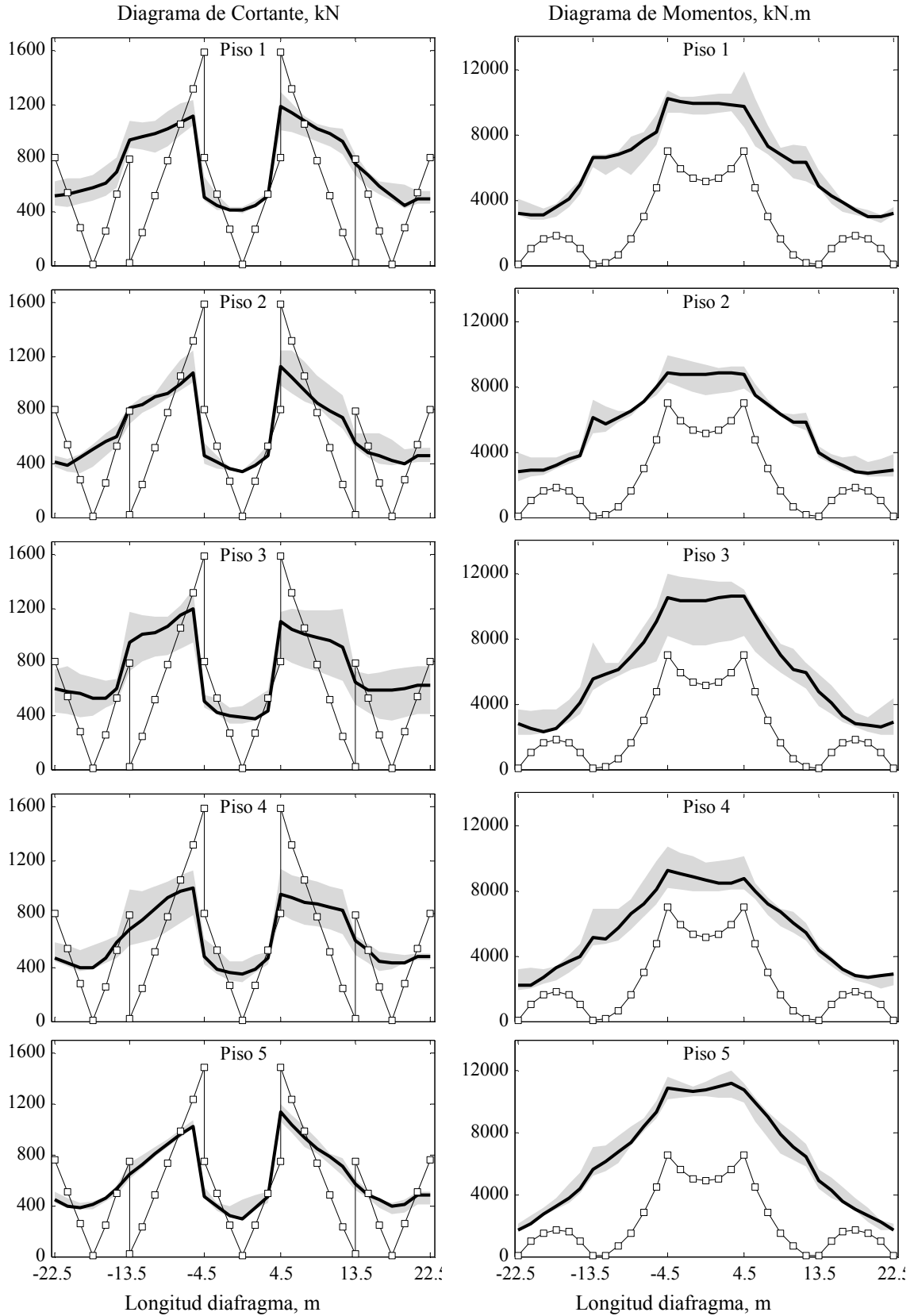




**Figura 20.** Fuerzas internas de diafragma para la estructura 05-P2-R1.



**Figura 21.** Fuerzas internas de diafragma para la estructura 05-C1-R1.



**Figura 22** Fuerzas internas de diafragma para la estructura 05-C2-R1.



## 7 CONCLUSIONES

El presente proyecto de grado presenta análisis estructural de edificaciones incluyendo el diafragma como elemento estructural. Se han analizado aspectos como la flexibilidad, la distribución de las fuerzas de diseño en altura y el cálculo de las fuerzas internas del diafragma. Los resultados del análisis no lineal cronológico efectuado a las estructuras descritas junto con la comparación con diferentes metodologías de análisis permiten concluir lo siguiente:

- El incremento en período de vibración por efecto de la flexibilidad del diafragma decae de manera exponencial con el período rígido  $T_{rig}$  de la estructura, el incremento es irrelevante para periodos  $T_{rig}$  mayores a 0.6 segundos.
- El máximo incremento en desplazamientos del diafragma y fuerzas cortantes de los pórticos de apoyo por efecto de la flexibilidad del diafragma ocurre en el primer nivel de la edificación.
- Las variables geométricas de relación de aspecto del diafragma  $\alpha$  y relación de rigidez de los pórticos de apoyo  $\gamma$  afectan directamente los efectos de flexibilidad del diafragma. Se proporcionan recomendaciones sobre los casos en los que es necesario considerar la flexibilidad del diafragma.
- La fuerza de diseño del diafragma  $F_{px}$  es aproximadamente constante en la altura de la edificación y su magnitud está relacionada con la aceleración en cubierta de la estructura; es incorrecto calcular la fuerza de diseño del diafragma con base en las máximas fuerzas cortantes de piso.
- Las metodologías FMR, SFMR y DSDM, las cuales reducen únicamente la respuesta sísmica del modo fundamental producen valores de fuerza de diseño  $F_{px}$  similares en magnitud a los encontrados por análisis no lineal dinámico.
- El método de analogía de viga para la determinación de fuerzas internas es aplicable a diafragmas con condiciones de apoyo en los extremos laterales y con relaciones de rigidez menores a 40.
- El método de analogía de viga para la determinación de fuerzas internas no es aplicable a diafragmas con condiciones de apoyo en el centro del diafragma como edificaciones con punto fijo.



## BIBLIOGRAFÍA

- AIS. (2009). *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia*. Bogotá: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- AIS. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente NSR-10*. Bogotá.
- ASCE. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-10)*. Reston, VA.
- ASCE/SEI 41-13. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- CESMD. (s.f.). *Center for Engineering Strong Motion Data*. (CESMD) Recuperado el 18 de Enero de 2015, de <http://www.strongmotioncenter.org/>
- Cleland, N. M., & Ghosh, S. K. (2002). Untopped Precast Concrete Diaphragms in High Seismic Applications. *PCI Journal, Vol 47 No.6 November-December*.
- COSMOS. (s.f.). *Strong-Motion Virtual Data Center*. (Consortium of Organizations for Strong - Motion Observation Systems) Recuperado el 18 de Enero de 2015, de <http://www.strongmotioncenter.org/vdc/scripts/default.plx>
- CSI. (2011). *Perform3D V5 Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures*. Berkeley: Computers and Structures Inc.
- ESD. (s.f.). *Internet Site for European Strong-Motion Data*. (European Strong-Motion Database) Recuperado el 18 de Enero de 2015, de [http://www.isesd.hi.is/ESD\\_Local/frameset.htm](http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm)
- FEMA 450. (2003). *National Earthquake Hazard Reduction Program recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. Washington, D.C.
- Fleishman, R. B., & Farrow, K. T. (2001). Dynamic Behavior of Perimeter Lateral-system Structures with Flexible Diaphragms. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 745-763.
- Fleishman, R. (2014). Seismic design methodology document for precast concrete diaphragms. *DSDM*.
- Hawkins, N. M., & Ghosh, S. K. (2000). Proposed Revision to 1997 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for Precast Concrete Structures. *PCI Journal Vol.45 No.3, 5 & 6*.
- IBC. (2003). *International Building Code*. Whittier, CA: International Code Council (ICC).
- Iverson, J. K., & Hawkins, N. M. (1994). Performance of precast/prestressed concrete building structures during northridge earthquake. *PCI Journal March-April*, 38-55.

- Ju, S., & Lin, M. (1999). Comparison of building analyses assuming rigid or flexible floors. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25-31.
- Kunnath, S. (1991). Seismic response of RC buildings with inelastic floor diaphragms. *Journal of Structural Engineering*, 1218-1237.
- Lee, H. (2007). Interstorey drift estimates for low-rise diaphragm structures. *Journal of Engineering Structures*, 1375-1397.
- Lee, H. J., Kuchma, D., & Ascheim, M. (2007). Strength-Based Design of Flexible Diaphragms in Low-Rise Structures subjected to Earthquake Loading. *Journal of Engineering Structures*, Volume 29, Issue 7, 1277-1295.
- Lin, S. H. (1999). Comparison of Building Analyses Assuming Rigid or Flexible Floors. *Journal of Structural Engineering*, 125(1), 7.
- Moehle, J. P., Hooper, J. D., Kelly, D. J., & Meyer, T. (2010). *Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords and collectors: A guide for practicing engineers, NEHRP Seismic Design Technical Brief No 3*. Gaithersburg, MD: NIST GCR 10-917-4.
- NIED. (s.f.). *Kiban-Kyoshin Network*. (National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention) Recuperado el 18 de Enero de 2015, de <http://www.kik.bosai.go.jp/>
- NSR 10. (2012). *Norma Colombiana de construcción sismoresistente*. Bogotá: AIS.
- NZS 1170.5. (2004). *Structural Design Actions. Part 5: Earthquake actions*. Wellington: SNZ.
- Paulay, T., & Priestly, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons.
- PEER. (2015). *PEER Ground Motion Database*. (Pacific Earthquake Engineering Research Center) Recuperado el 18 de Enero de 2015, de <http://ngawest2.berkeley.edu/>
- Reyes, J. C. (2015). Extending modal pushover-based scaling procedure for nonlinear response history analysis of multi-story unsymmetric-plan buildings. *Engineering Structures*, 88, 125-137.
- Rodriguez, M., & Restrepo, J. (2002). Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 693-718.
- Rueda, R. (15 de Julio de 2014). Obtenido de <https://www.dropbox.com/s/xyjnsd8g5sc7r4d/Desagregacion140715.xlsm?dl=0>
- Shakal, A. (1995). Recorded ground and structure motions. *Earthquake Spectra*, 13-96.



**Anexo 1: Resultados edificios diseñados**

Nombre	Parámetros				Periodo, s				Deriva máxima, %				Secciones Columna: Ancho x Largo y, cm		Secciones Vigas: Base x Altura, cm	
	n	$\alpha$	$\gamma_x$	$\gamma_y$	$T_x$	$T_y$	$\Delta_x$	$\Delta_y$	$K_{py}^1$	$K_n^2$	$K_{px}^1$	$K_{px}^3$	$K_{nx}^4$	$K_{py}^3$	$K_{ny}^4$	
01-P1-R1	1	1.75	2.78	2.93	0.40	0.38	0.55	0.51	30 x 60	40x30	45x40	30x50	30x30	30x50	30x40	
01-P1-R2	1	1.75	3.15	9.55	0.39	0.25	0.50	0.27	30x110	40x30	45x40	30x50	30x30	30x50	30x40	
01-P1-R3	1	1.75	3.42	17.34	0.38	0.20	0.47	0.20	30x150	40x30	45x40	30x50	30x30	30x50	30x40	
01-P2-R1	1	2.17	1.67	1.88	0.34	0.35	0.40	0.43	40x60	40x40	60x40	30x50	30x50	30x50	30x50	
01-P2-R2	1	2.17	1.31	5.74	0.33	0.25	0.36	0.26	40x110	40x40	60x40	30x50	30x50	30x50	30x50	
01-P2-R3	1	2.17	1.16	10.05	0.32	0.20	0.33	0.19	40x160	40x40	60x40	30x50	30x50	30x50	30x50	
05-P1-R1	5	1.75	3.24	4.63	0.89	0.87	1.00	0.98	60x110	60x60	80x60	50x70	50x50	50x80	50x50	
05-P1-R2	5	1.75	3.09	10.52	0.88	0.73	0.99	0.75	60x170	60x60	80x60	50x70	50x50	50x80	50x50	
05-P1-R3	5	1.75	2.93	20.33	0.88	0.60	0.96	0.57	60x240	60x60	80x60	50x70	50x50	50x80	50x50	
05-P2-R1	5	2.17	4.93	6.63	0.89	0.88	1.00	1.00	60x140	60x60	100x60	50x80	50x50	50x80	50x50	
05-P2-R2	5	2.17	4.68	12.90	0.89	0.74	0.99	0.78	60x200	60x60	100x60	50x80	50x50	50x80	50x50	
05-P2-R3	5	2.17	4.45	20.90	0.89	0.63	0.97	0.62	60x260	60x60	100x60	50x80	50x50	50x80	50x50	
01-C1-R1	1	1.71	2.22	2.05	0.33	0.31	0.38	0.34	40x60	40x40	60x40	30x40	30x40	30x40	30x40	
01-C1-R2	1	1.71	1.44	6.18	0.32	0.22	0.33	0.19	40x100	40x40	60x40	30x40	30x40	30x40	30x40	
01-C1-R3	1	1.71	1.32	16.73	0.30	0.14	0.29	0.12	40x160	40x40	60x40	30x40	30x40	30x40	30x40	
01-C2-R1	1	2.08	2.46	2.07	0.35	0.31	0.40	0.34	40x60	40x40	60x40	30x50	30x50	30x50	30x50	
01-C2-R2	1	2.08	1.90	6.58	0.32	0.21	0.34	0.20	40x110	40x40	60x40	30x50	30x50	30x50	30x50	
01-C2-R3	1	2.08	1.46	12.53	0.31	0.15	0.31	0.14	40x160	40x40	60x40	30x50	30x50	30x50	30x50	
05-C1-R1	5	1.71	5.73	2.31	0.88	0.87	1.00	0.98	60x80	60x60	80x60	50x80	50x50	50x70	50x50	
05-C1-R2	5	1.71	5.47	6.54	0.86	0.72	0.95	0.70	60x140	60x60	80x60	50x80	50x50	50x70	50x50	
05-C1-R3	5	1.71	5.10	13.14	0.85	0.60	0.91	0.54	60x200	60x60	80x60	50x80	50x50	50x70	50x50	
05-C2-R1	5	2.08	8.14	2.95	0.89	0.88	1.00	0.98	60x100	60x60	140x60	50x80	50x50	50x70	50x50	
05-C2-R2	5	2.08	7.73	7.15	0.88	0.73	0.99	0.74	60x160	60x60	140x60	50x80	50x50	50x70	50x50	
05-C2-R3	5	2.08	7.28	13.42	0.87	0.61	0.98	0.58	60x220	60x60	140x60	50x80	50x50	50x70	50x50	

<sup>1</sup>  $K_{px}$ ,  $K_{py}$ : Sección transversal de columna perteneciente al pórtico  $K_p$  en dirección x o y.

<sup>2</sup>  $K_n$ : Sección transversal de columna perteneciente al pórtico  $K_n$  en ambas direcciones.

<sup>3</sup>  $K_{px}$ ,  $K_{py}$ : Sección transversal de viga perteneciente al pórtico  $K_p$  en dirección x o y.

<sup>4</sup>  $K_{nx}$ ,  $K_{ny}$ : Sección transversal de viga perteneciente al pórtico  $K_n$  en dirección x o y.