



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DE LA ESTIMACIÓN DEL
DESPLAZAMIENTO DE TECHO DEL
DECRETO 61 PARA EDIFICIOS DE
MUROS DE HORMIGÓN ARMADO**

JORGE ABRAHAN PALOMINO CERRADA

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

MATIAS ANDRÉS HUBE GINESTAR

Santiago de Chile, Abril, 2015.

A mis padres y hermanos, por su apoyo durante el desarrollo de mi vida personal y profesional, a mi esposa por su apoyo y motivación en cada día de nuestro matrimonio y de la realización de este trabajo.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar agradezco a Dios por darme vida, salud y lucidez en cada una de las decisiones que he tomado en mi vida y en este caso por la decisión de hacer este Master. En segundo lugar agradezco a mi papá Martin y a mi mamá Marta por darme desde que nací las herramientas para cumplir con todas las metas que me he fijado y me seguiré fijando en mi camino personal y profesional, pero más que esas herramientas les agradezco su infinito amor, pues estoy convencido que sin amor no es posible lograr ninguna meta con término realmente satisfactorio. Les agradezco a mis hermanos Martin y Lourdes porque forman parte de mi formación como persona y su incondicional apoyo son combustible para lograr mis metas. Agradezco de forma especial a mi esposa Mary y a mi hija Lucía que viene en camino, ellas son parte importante de mis motivaciones y mis logros.

Al Ingeniero Matías Hube, profesor guía de este trabajo por su dedicación y vocación para transmitir su entusiasmo y conocimientos. También agradezco a todos mis profesores y compañeros del Master en Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile quienes aportaron conocimientos y vivencias valiosas para mi desarrollo profesional.

A la coordinadora de este programa de estudio Elena Cornejo por su organizado trabajo y su disposición en atender siempre todos nuestros requerimientos.

Por último, quiero agradecer al proyecto Fondecyt #11121581 y al Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales CONICYT/FONDAP/15110017.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
RESUMEN	vii
ABSTRACT	viii
I. INTRODUCCIÓN.....	9
II. EDIFICIOS DE ESTUDIO.....	11
II.1 Casos de Estudio	11
II.2 Características de los Edificios	13
II.3 Modelo de Elementos Finitos.....	14
III. CARACTERISTICAS DINÁMICAS	17
III.1 Modos y Periodos.....	17
III.2 Factor de Participación Modal y Masa Efectiva en Dirección de Análisis.....	22
III.3 Factor de Contribución Modal Para el Desplazamiento de Techo.....	26
IV. ESTIMACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTO DE TECHO	27
IV.1 Decreto Supremo 61	27
IV.2 Análisis Modal Espectral	27
IV.3 Análisis Tiempo Historia Lineal Elástico	28
V. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	31
V.1 Análisis Modal Espectral	31
V.2 Análisis Tiempo Historia Lineal Elástico	34
VI. CONCLUSIONES.....	38

INDICE DE TABLAS

Pág.

Tabla II-1 Casos de Estudio	11
Tabla II-2 Área tributaria de cada modelo utilizado según el tamaño de la abertura	13
Tabla II-3 Masa sísmica por piso de cada modelo utilizado según su abertura	14
Tabla III-1 Periodo de la estructura por modo. Edificio de 10 Pisos	20
Tabla III-2 Periodo de la estructura por modo. Edificio de 20 Pisos	20
Tabla III-3 Periodo de la estructura por modo. Edificio de 30 Pisos	21
Tabla III-4 Factor de participación modal, edificios de 10 pisos.....	22
Tabla III-5 Factor de participación modal, edificios de 20 pisos.....	23
Tabla III-6 Factor de participación modal, edificios de 30 pisos.....	23

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura II-1 Esquema con geometría general	12
Figura II-2 Ancho tributario de losa de entrepiso	15
Figura II-3 Modelos con aberturas igual a 0 m ($\alpha=0.0$)	16
Figura II-4 Modelos con aberturas igual a 16 m ($\alpha=0.8$)	16
Figura III-1 Formas modales de los edificios de 10 pisos	18
Figura III-2 Formas modales de los edificios de 20 pisos	19
Figura III-3 Formas modales de los edificios de 30 pisos	19
Figura III-4 Masa efectiva por modo para edificios de 10 pisos.....	24
Figura III-5 Masa efectiva por modo para edificios de 20 pisos.....	25
Figura III-6 Masa efectiva por modo para edificios de 30 pisos.....	25
Figura IV-1 Registro de aceleración para ATH	29
Figura IV-2 Comparación espectros de desplazamiento.....	30
Figura IV-3 Comparación de espectros de pseudo aceleración	30
Figura V-1 Desplazamiento de techo obtenido con un análisis modal espectral considerando la participación de un solo modo en comparación con el desplazamiento propuesto por el D.S. 61 (2011).	32
Figura V-2 Relación entre deformación de techo análisis modal y deformación por norma vs abertura α	33
Figura V-3 Factor norma vs Factor obtenido en análisis considerando todos los modos de la estructura.	34
Figura V-4 Historia del desplazamiento de techo en el tiempo edificio de 10 pisos y abertura $\alpha = 0,0$	35
Figura V-5 Relación entre deformación de techo análisis tiempo historia (Registro 1) y deformación por norma vs abertura α	37
Figura V-6 Relación entre deformación de techo análisis tiempo historia (Registro 2) y deformación por norma vs abertura α	37

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es analizar el factor 1.3 que existe en el decreto D.S. 61 (2011) para estimar el desplazamiento de techo en edificios de muros de hormigón. Para cumplir este objetivo, en este trabajo se estudia el desplazamiento de techo sísmico de 15 edificios modelados con elementos finitos bidimensionales utilizando el programa SAP2000. Las estructuras corresponden a muros macizos y muros con aberturas en el centro del vano. Estas aberturas corresponden a un porcentaje del ancho total del muro, y esta abertura se define usando un factor α . Los modelos bidimensionales están compuestos por muros de hormigón armado de 10, 20 y 30 pisos de altura y la elevación tiene 20 metros de ancho. Para el tamaño de las aberturas se utiliza un factor α de 0,0 (muro sin abertura) 0,1 (2 m de abertura) 0,2 (4 m de abertura) 0,4 (8 m de abertura) y 0,8 (16 m de abertura).

El desplazamiento de techo de las 15 estructuras se determina utilizando un análisis modal espectral y se compara con el desplazamiento de techo propuesto en el D.S. 61 (2011). Se considera un espectro de diseño correspondiente a zona sísmica 2 y tipo de suelo B. Adicionalmente, se comparan los desplazamientos de techo con los obtenidos mediante un análisis tiempo historia considerando dos registros artificiales compatibles con el espectro utilizado para análisis modal espectral.

Se concluye que los desplazamientos de techo obtenidos en el análisis modal espectral son comparables a los obtenidos con el análisis tiempo historia. Adicionalmente, los desplazamientos de techo obtenidos son en promedio 14% superiores al propuesto por el D.S. 61 (2011) para los edificios estudiados.

ABSTRACT

The aim of this paper is to analyze the factor 1.3 that exists in the decree DS 61 (2011) to estimate the displacement of roof buildings with concrete walls. To achieve this objective, in this paper, the seismic shift roof 15 buildings with two-dimensional finite element modeling using the SAP2000 is studied. The structures correspond to solid walls and walls with openings at the midpoint. These openings correspond to a percentage of the total width of the wall, and this opening is defined using a factor α . Two-dimensional models are composed of reinforced concrete walls which have 10, 20 and 30 stories high and elevation of 20 meters wide. For the size of the openings α factors are used: 0.0 (wall without opening), 0.1 (2 m opening), 0.2 (4 m aperture), 0.4 (8 m aperture) and 0.8 (16 m aperture).

The ceiling displacement of the 15 structures is determined using a modal spectral analysis and compared to the proposed roof displacement in DS 61 (2011). It is considered a spectrum of design corresponding to seismic zone 2 and soil type Bc. Additionally, displacement ceiling are compared with those obtained by time history analysis considering two artificial records compatible with the spectrum used for spectral modal analysis.

It is concluded that the displacements ceiling obtained in the spectral modal analysis are comparable to those obtained with time history analysis. Additionally, the displacements obtained ceiling are on average 14% higher than proposed by the DS 61 (2011) for the buildings studied.

I. INTRODUCCIÓN

El constante cambio en la normativa de diseño sísmico en Chile producto de la experiencia ganada en los eventos sísmicos importantes ocurridos, obliga a los profesionales de la ingeniería civil estructural a mantener un estudio constante sobre los nuevos conceptos que en ella se proponen.

Los sistemas estructurales basados en muros de hormigón armado han tenido un comportamiento exitoso en eventos sísmicos de magnitud importante ocurridos en el país durante las últimas décadas, convirtiéndolo en uno de los principales criterios para la estructuración de edificios. Las ventajas de un sistema estructural de este tipo son la resistencia que se puede obtener y el control de los desplazamientos de techo durante el desarrollo de un sismo.

El objetivo de este trabajo es comparar la respuesta del desplazamiento de techo obtenido mediante un análisis modal espectral (AME) y un análisis tiempo historia (ATH) con la respuesta del desplazamiento de techo propuesta en el “Artículo 9° - Deformaciones Sísmicas” del Decreto Supremo N° 61 (D.S. 61 (2011)). Los resultados obtenidos en este estudio contribuyen a fortalecer el criterio y confianza para el ingeniero que diseña, con respecto del parámetro que propone la norma.

Para cumplir este objetivo, en este trabajo se realizan análisis dinámicos a 15 edificios de muros de hormigón armado usando modelos de elementos finitos. A cada uno de estos edificios se le realizan los dos tipos de análisis sísmicos antes mencionados utilizando el programa SAP 2000.

Los modelos utilizados consisten en edificios de muros acoplados con vigas de 10, 20 y 30 pisos de altura y con aberturas de acoplamiento de diferentes longitudes. Estos modelos son los mismos que consideraron Miguel Peralta (2013) y Christian Vásquez (2013).

El presente trabajo está estructurado de la siguiente forma: En el Capítulo 2 se definen los edificios estudiados y en el Capítulo 3 se determinan las características dinámicas. En el Capítulo 4 se explica la metodología para estimar los desplazamientos de techo usando los dos métodos de análisis sísmicos. En el Capítulo 5 se discuten los resultados obtenidos y por último en el Capítulo 6 se presentan conclusiones.

II. EDIFICIOS DE ESTUDIO

En este capítulo se describen las características de los quince edificios usados en este trabajo. Los edificios están estructurados en base a muros de hormigón, acoplados mediante vigas con dimensiones de abertura variables, definidos en un plano resistente en dos dimensiones.

II.1 Casos de Estudio

El primer caso corresponde a un muro macizo, y luego, se analizan muros con aberturas en el centro del vano. Estas aberturas corresponden a un porcentaje particular del ancho total del muro, porcentaje que en adelante se define con un factor α . Se consideraron edificios de 20 m de ancho y 10, 20 y 30 pisos de altura. La altura de piso considerada es de 2,5 m con entrepisos conformados por losas de 16 cm de espesor que se comportan como diafragmas rígidos. En la Tabla II-1 se definen los casos de estudio.

Tabla II-1 Casos de Estudio

CASO	Nº DE PISOS	ABERTURA (α)	ABERTURA (m)
1	10	0,0	0,0
		0,1	2,0
		0,2	4,0
		0,4	8,0
		0,8	16,0
2	20	0,0	0,0
		0,1	2,0
		0,2	4,0
		0,4	8,0
		0,8	16,0
3	30	0,0	0,0
		0,1	2,0
		0,2	4,0
		0,4	8,0
		0,8	16,0

En la Figura II-1 se muestra de forma esquemática las dimensiones generales de las elevaciones que serán estudiadas.

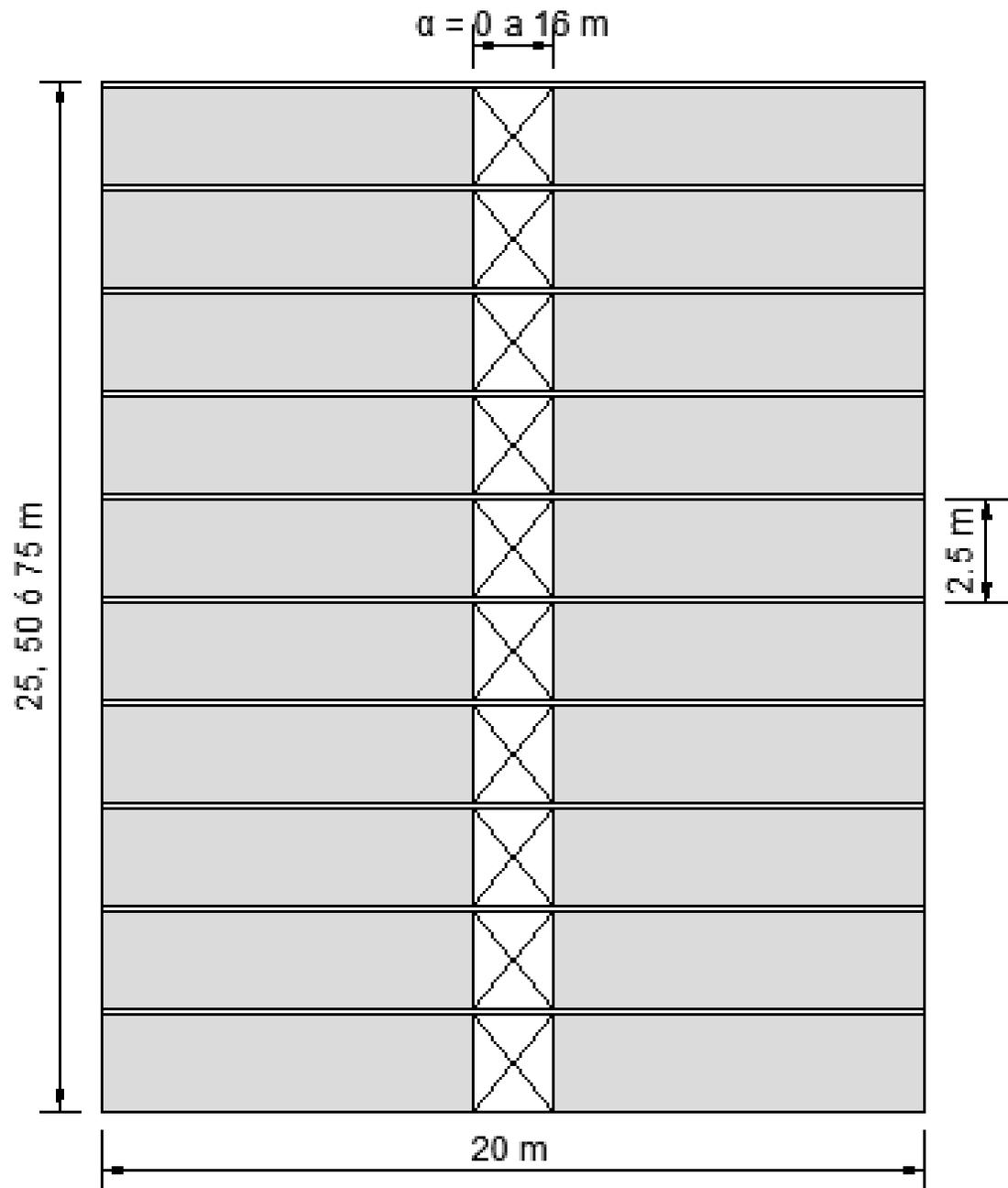


Figura II-1 Esquema con geometría general

II.2 Características de los Edificios

Los casos de estudio tienen las siguientes propiedades:

- $f_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$, Resistencia a compresión
- $E = 240000 \text{ kgf/cm}^2$, Módulo de elasticidad
- $\nu = 0.2$, Módulo de poisson

Para definir la masa de cada uno de los edificios se utilizó como referencia el artículo de Massone y otros (2012), el cual indica que la razón entre el área transversal de muros (A_t) y el área de planta de edificios Chilenos (A_{trib}) es alrededor de 3%. Para efectos de este trabajo, se consideró una razón igual a 2.5%.

$$A_t = B * t \quad (\text{II-1})$$

$$\frac{A_t}{A_{trib}} = 2.5\% \quad \Rightarrow \quad A_{trib} = \frac{A_t}{2.5\%} \quad (\text{II-2})$$

Dónde B es el largo del muro, t el espesor (25 cm) y A_t el área transversal del muro.

El área tributaria cambia para cada uno de los valores de α definidos, debido a que este coeficiente modifica el área transversal del muro. Para mantener el porcentaje de área de muros constante el área tributaria disminuye a medida que aumenta el valor de alfa. El área tributaria para cada valor de α queda definido en la Tabla II-2.

Tabla II-2 Área tributaria de cada modelo utilizado según el tamaño de la
abertura

α	t (m)	B (m)	A_t (m ²)	A_t/A_{trib} (m ²)	A_{trib} (m ²)
0,0	0,25	20	5,0	0,025	200,0
0,1	0,25	18	4,5	0,025	180,0

α	t (m)	B (m)	At (m ²)	At/Atrib (m ²)	Atrib (m ²)
0,2	0,25	16	4,0	0,025	160,0
0,4	0,25	12	3,0	0,025	120,0
0,8	0,25	4	1,0	0,025	40,0

El peso sísmico considerado es 1000 kgf/m² (Massone et all, 2012), este valor se divide por la aceleración de la gravedad (9,81 m/s²) y se obtiene la masa de cada nivel. Estos valores se reflejan en la Tabla II-3.

Tabla II-3 Masa sísmica por piso de cada modelo utilizado según su abertura

A	Atrib (m ²)	P sis (Kgf/m ²)	Masa (Kgf.s ² /m)
0,0	200,0	1000,0	20387
0,1	180,0	1000,0	18349
0,2	160,0	1000,0	16310
0,4	120,0	1000,0	12232
0,8	40,0	1000,0	4077

II.3 Modelo de Elementos Finitos

Cada uno de los 15 planos resistentes estudiados se modeló en dos dimensiones con elementos finitos utilizando el programa SAP2000. Los muros de los planos resistentes se modelaron utilizando elementos de tensiones planas tipo Plane con modos incompatibles activados. La malla de elementos finitos está definida de la siguiente forma: en altura está constituida por 13 elementos de 18 cm (muro), y un elemento de 16 cm (entrepiso), considerando así una altura de entrepiso de 2.5 m. En ancho los elementos mencionados miden 20 cm y la cantidad de elementos depende de la abertura de cada uno de los modelos. Para modelar la losa de entre piso se dispusieron diafragmas rígidos a la altura superior de cada nivel.

Los elementos finitos que conforman la losa de entrepiso consideran un ancho tributario (Ver Figura II-2), según lo establecido en el capítulo 8.12 del ACI 318 (2011). Donde se establece que el ancho contribuyente a cada lado de la losa debe ser el menor entre:

- 8 veces el espesor de la losa de entrepiso: $8 \times 16 \text{ cm} = 128 \text{ cm}$.
- La mitad de la distancia libre entre muros: $\frac{1}{2} \times L = \frac{1}{2} \times 975 \text{ cm} = 487.5 \text{ cm}$

Donde la distancia libre entre muros L dentro de un edificio estándar, se considera de 10 m. En los casos que estamos estudiando el ancho del muro es 25 cm, por lo tanto la distancia libre entre muro queda definida como $L = 10 \text{ m} - 2 \times (12,5 \text{ cm}) = 975 \text{ cm}$.

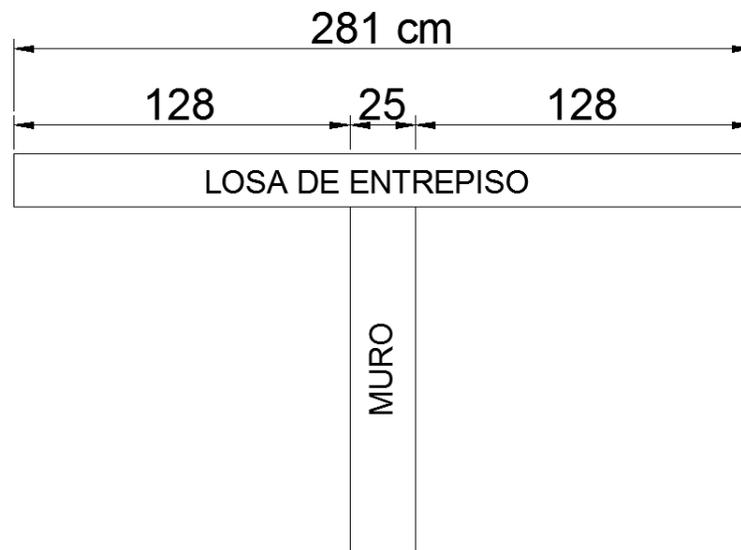


Figura II-2 Ancho tributario de losa de entrepiso

La Figura II-3 y Figura II-4 muestran las elevaciones de los modelos de 10, 20 y 30 pisos considerando $\alpha = 0.0$ y 0.8 , respectivamente.

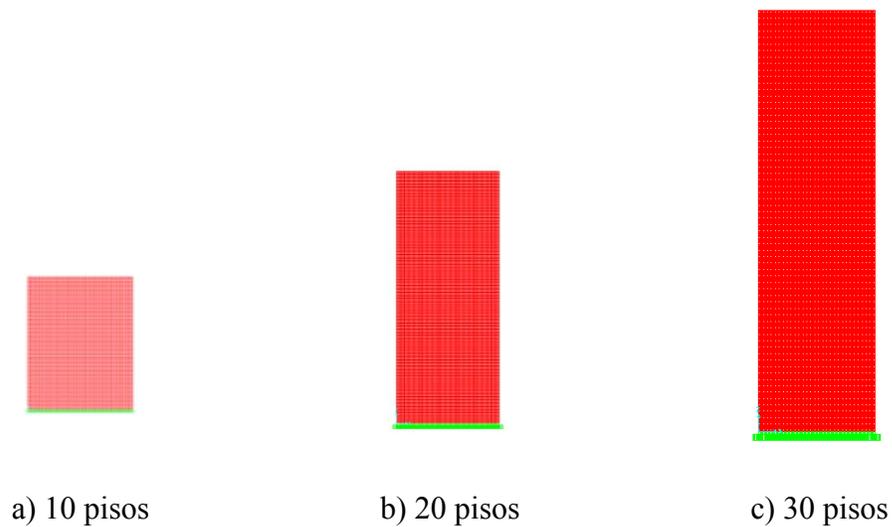


Figura II-3 Modelos con aberturas igual a 0 m ($\alpha=0.0$)

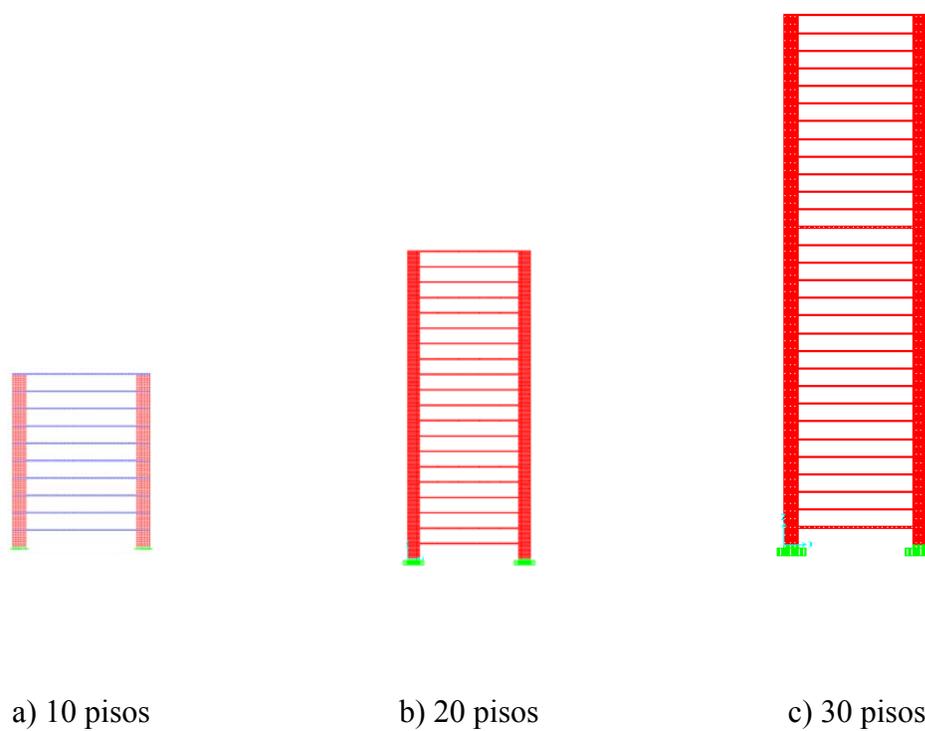


Figura II-4 Modelos con aberturas igual a 16 m ($\alpha=0.8$)

III. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

En este capítulo se resumen los modos y los periodos obtenidos para cada uno de los modelos, adicionalmente, se muestran los factores de participación modal, masa efectiva y factor de contribución modal de los mismos.

III.1 Modos y Periodos

Los modos y periodos de las estructuras se obtienen de resolver un problema de valores y vectores propios. Estos valores y vectores propios dependen de la matriz de masa y la matriz de rigidez de la estructura y se calculan a través de la Ecuación (III-1)

$$K\phi_i = w_i^2 M \phi_i \quad (\text{III-1})$$

Dónde K corresponde a la matriz de rigidez lateral, M la matriz de masa, ϕ_i los vectores propios del i ésimo modo y w_i la frecuencia angular de la estructura.

Para un análisis modal, el criterio para decidir el número de modos cuyo aporte al resultado es significativo lo definen las normativas sismorresistentes. En el caso de la NCh 433 (2009), se establece que: “Se incluirán en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total”. El concepto de masa equivalente o masa modal efectiva se presenta en el capítulo siguiente.

En este estudio, los valores y vectores propios de cada uno de los modelos se obtuvieron directamente de los modelos de SAP2000. Los vectores propios se obtuvieron mediante el desplazamiento de piso de cada una de las formas modales.

En la Figura III-1, Figura III-2 y Figura III-3 se observa que las formas modales de los edificios de 10, 20 y 30 pisos, con las distintas aberturas (α) consideradas, tienen el mismo comportamiento. Por otro lado, se observa que los edificios con aberturas de $\alpha = 0,8$

presentan curvas con mayor desplazamiento modal debido a que el cambio de rigidez comienza a ser considerable (Ver Figura III-3), producto del aumento de la abertura y la altura del edificio.

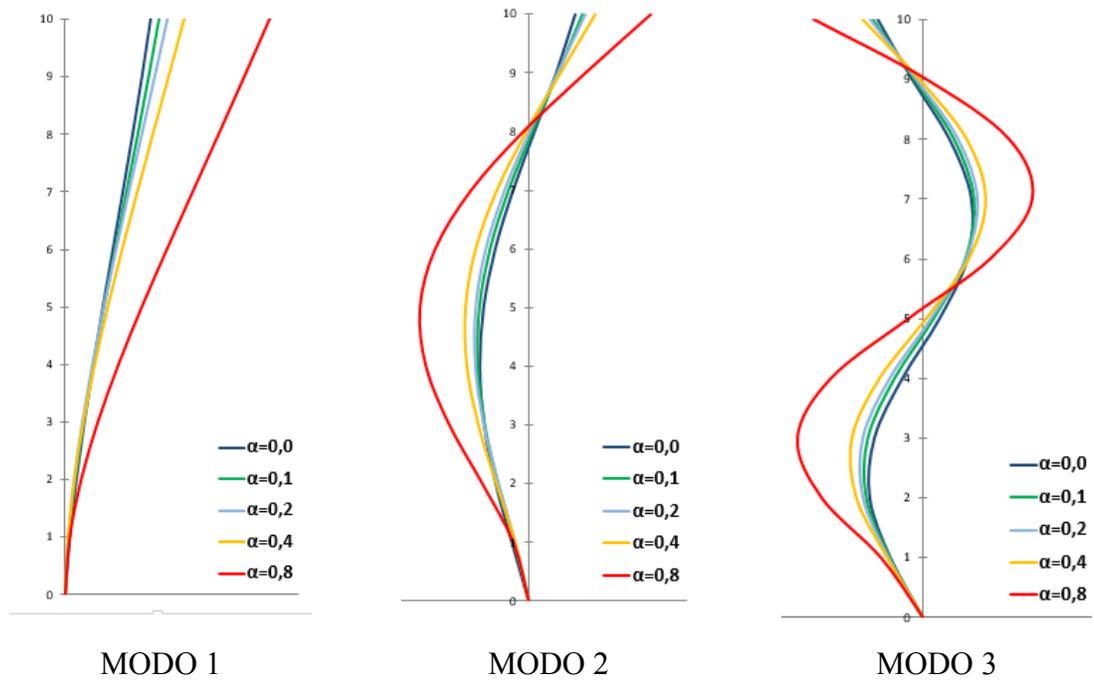


Figura III-1 Formas modales de los edificios de 10 pisos

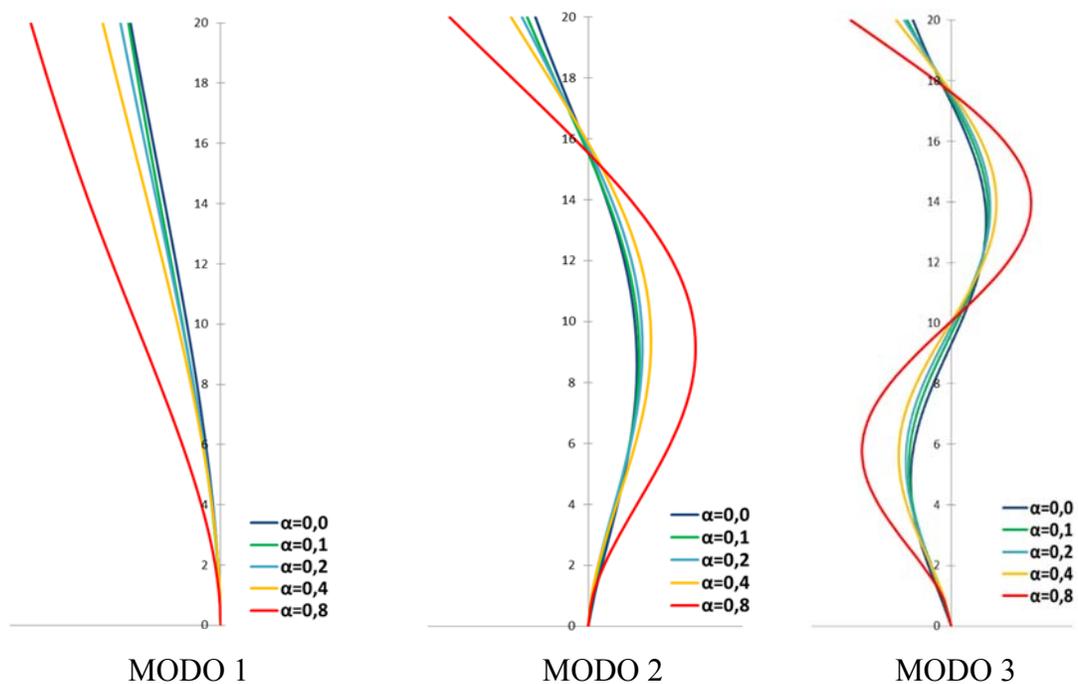


Figura III-2 Formas modales de los edificios de 20 pisos

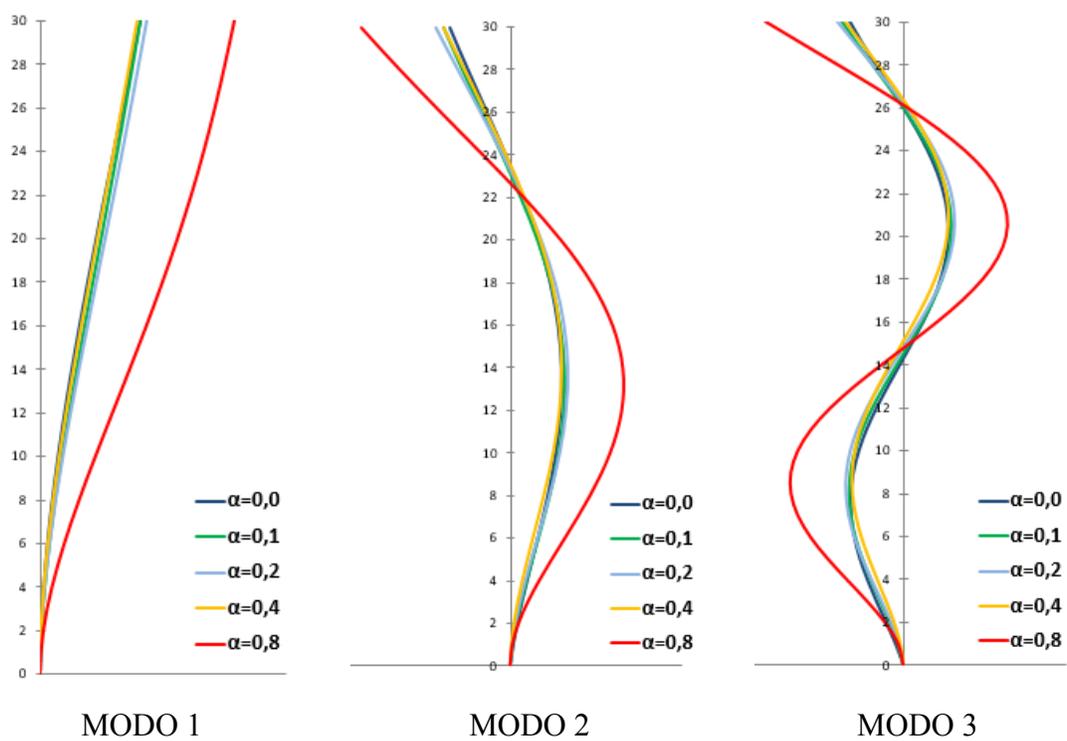


Figura III-3 Formas modales de los edificios de 30 pisos

Tabla III-1 Periodo de la estructura por modo. Edificio de 10 Pisos

Edificio 10 Pisos	T (s)				
	$\alpha = 0,0$	$\alpha = 0,1$	$\alpha = 0,2$	$\alpha = 0,4$	$\alpha = 0,8$
1	0,217	0,310	0,395	0,545	1,245
2	0,060	0,077	0,086	0,105	0,256
3	0,031	0,037	0,039	0,045	0,099
4	0,021	0,024	0,025	0,027	0,053
5	0,017	0,018	0,019	0,020	0,034
6	0,014	0,015	0,015	0,016	0,024
7	0,012	0,013	0,013	0,013	0,019
8	0,011	0,012	0,012	0,012	0,016
9	0,010	0,011	0,011	0,011	0,014
10	0,010	0,010	0,010	0,011	0,013

Tabla III-2 Periodo de la estructura por modo. Edificio de 20 Pisos

Edificio 20 Pisos	T (s)				
	$\alpha = 0,0$	$\alpha = 0,1$	$\alpha = 0,2$	$\alpha = 0,4$	$\alpha = 0,8$
1	0,695	0,878	1,181	1,752	3,237
2	0,151	0,212	0,258	0,344	0,818
3	0,070	0,095	0,107	0,135	0,343
4	0,045	0,057	0,062	0,075	0,185
5	0,033	0,040	0,043	0,050	0,115
6	0,027	0,031	0,032	0,037	0,079
7	0,022	0,025	0,026	0,029	0,058
8	0,019	0,021	0,022	0,024	0,045
9	0,017	0,019	0,019	0,020	0,036
10	0,015	0,017	0,017	0,018	0,030

Tabla III-3 Periodo de la estructura por modo. Edificio de 30 Pisos

Edificio 30 Pisos	T (s)				
	$\alpha = 0,0$	$\alpha = 0,1$	$\alpha = 0,2$	$\alpha = 0,4$	$\alpha = 0,8$
1	1,475	1,692	2,193	3,294	5,424
2	0,281	0,397	0,506	0,706	1,508
3	0,121	0,175	0,210	0,277	0,689
4	0,075	0,103	0,118	0,150	0,384
5	0,053	0,070	0,078	0,096	0,243
6	0,042	0,052	0,057	0,068	0,167
7	0,034	0,042	0,044	0,052	0,122
8	0,029	0,034	0,036	0,041	0,093
9	0,025	0,029	0,031	0,034	0,074
10	0,023	0,026	0,027	0,029	0,060

En la Tabla III-1, Tabla III-2 y Tabla III-3 se muestran los periodos para los 10 primeros modos para las estructuras de 10, 20, y 30 pisos, respectivamente. En estas tablas se puede apreciar que el periodo fundamental de las estructuras aumenta a medida que aumenta el parámetro de abertura α . Estos resultados son lógicos pensando en que a medida que la abertura entre los muros (α) es mayor el edificio pierde rigidez. Al mismo tiempo el periodo aumenta a medida que el edificio es más alto.

En un análisis más específico de las tablas anteriores, se puede concluir que mientras más alto es el edificio, el valor de los periodos aumenta en mayor proporción al aumentar el valor de α . Este resultado también es esperable, considerando que mientras más esbelto es el edificio las deformaciones son mayores y por ende la rigidez disminuye aún más.

III.2 Factor de Participación Modal y Masa Efectiva en Dirección de Análisis

El Factor de participación modal para el modo i-esimo de cada una de los quince modelos se obtuvo directamente de SAP2000. Teóricamente, este factor se calcula con la Ecuación (III-2).

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i^*} \quad (III-2)$$

Dónde:

$$L_i = -\phi_i^T \cdot M \cdot R \quad (III-3)$$

$$M_i^* = \phi_i^T \cdot M \cdot \phi_i \quad (III-4)$$

El término Γ_i se llama factor de participación modal, sin embargo, este factor presenta las siguientes desventajas (Chopra 2012):

- No es independiente de la manera en que se normaliza.
- Es una medida de la contribución del modo a una cantidad de respuesta.

Estas dos desventajas se superan a través del uso del factor de contribución modal que se define en el siguiente capítulo.

Tabla III-4 Factor de participación modal, edificios de 10 pisos

10 Pisos	Γ				
	$\alpha = 0,0$	$\alpha = 0,1$	$\alpha = 0,2$	$\alpha = 0,4$	$\alpha = 0,8$
1	-386,10	359,35	332,90	-285,01	165,49
2	196,08	-187,74	-184,13	160,16	-85,65
3	-93,84	102,83	-101,11	-91,45	-52,43
4	-61,37	66,18	64,96	60,38	-37,64
5	43,10	-45,69	-44,64	41,82	28,77
6	-31,57	-32,92	-31,99	-29,86	-22,45

10 Pisos	Γ				
Modos	$\alpha = 0,0$	$\alpha = 0,1$	$\alpha = 0,2$	$\alpha = 0,4$	$\alpha = 0,8$
7	-23,00	23,80	-23,05	-21,40	-17,34
8	16,21	16,67	16,11	-14,88	-12,79
9	10,35	10,62	10,26	-9,45	-8,48
10	5,06	5,18	5,00	4,60	-4,23

Tabla III-5 Factor de participación modal, edificios de 20 pisos

20 Pisos	Γ				
Modos	$\alpha = 0,0$	$\alpha = 0,1$	$\alpha = 0,2$	$\alpha = 0,4$	$\alpha = 0,8$
1	519,38	499,37	-464,73	398,24	-237,19
2	-296,50	253,89	243,42	213,55	108,22
3	154,98	-151,89	148,83	129,66	-70,22
4	-101,53	-108,12	-105,72	93,27	-51,65
5	73,47	-80,53	79,13	-71,40	-40,68
6	57,04	62,43	-61,37	56,48	33,48
7	46,02	-49,84	48,94	45,60	28,35
8	-38,12	40,77	39,92	-37,40	24,46
9	-32,07	-33,92	-33,12	31,06	-21,36
10	27,24	-28,56	27,80	26,03	-18,78

Tabla III-6 Factor de participación modal, edificios de 30 pisos

30 Pisos	Γ				
Modos	$\alpha = 0,0$	$\alpha = 0,1$	$\alpha = 0,2$	$\alpha = 0,4$	$\alpha = 0,8$
1	-625,53	606,17	570,36	-489,63	-294,90
2	-359,97	-311,61	-285,76	250,50	122,56
3	-202,90	180,56	-177,16	154,94	81,62
4	136,11	133,19	-129,82	-112,90	-61,14
5	-98,83	-103,24	100,95	-88,44	-48,62
6	76,56	-83,01	-81,31	72,18	-40,28
7	-62,00	-68,11	66,92	60,35	34,34
8	51,81	-56,96	-56,01	-51,25	-29,90
9	44,25	48,36	47,55	-44,00	-26,44
10	-38,41	41,63	40,88	-38,12	23,67

Los factores de participación modal de los 10 primeros modos para las estructuras de 10, 20 y 30 pisos se muestran en la Tabla III-4, Tabla III-5 y Tabla III-6 respectivamente. En estas tablas se observa que el factor de participación modal es mayor para los modos superiores. Sin embargo, este valor por sí solo no aporta mayor información respecto del aporte que tiene cada modo a la respuesta modal del sistema.

Para los casos de análisis de este trabajo se obtienen los factores de masa participativa por modo directamente de los modelos de elementos finitos (SAP2000). En la Figura III-4, Figura III-5 y Figura III-6 muestra el porcentaje de masa efectiva (en relación a la masa total) de cada uno de los 10 primeros modos para los edificios de 10, 20 y 30 pisos, respectivamente. El modo con mayor masa efectiva es el primero en todos los casos y se observa que considerando hasta el tercer o cuarto modo se alcanza más del 90% de la masa efectiva, este comportamiento corresponde con los resultados típicos esperados.

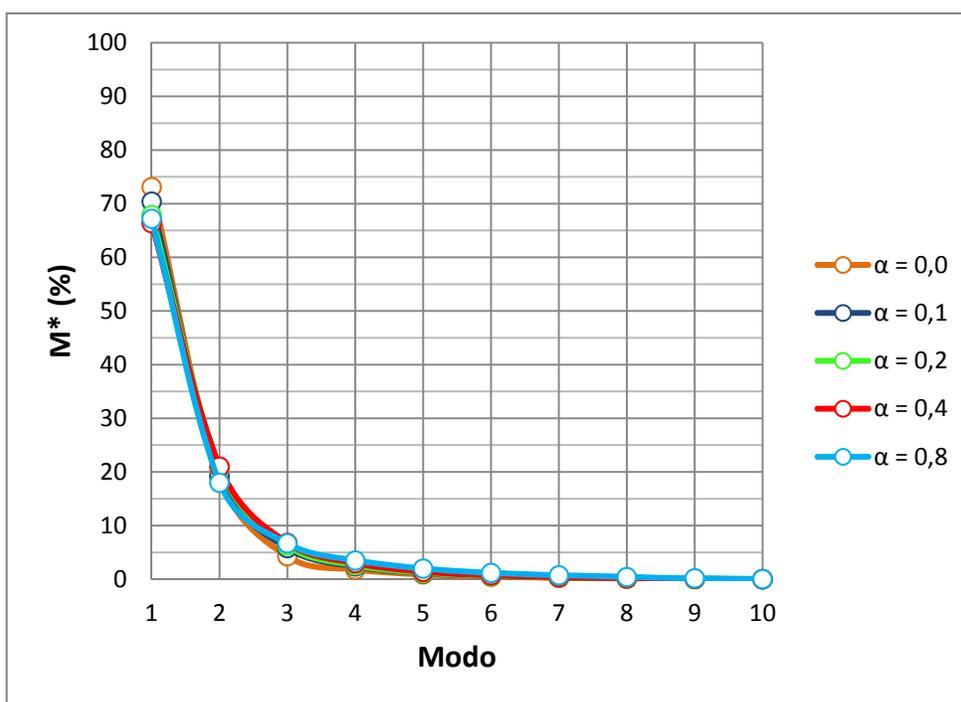


Figura III-4 Masa efectiva por modo para edificios de 10 pisos

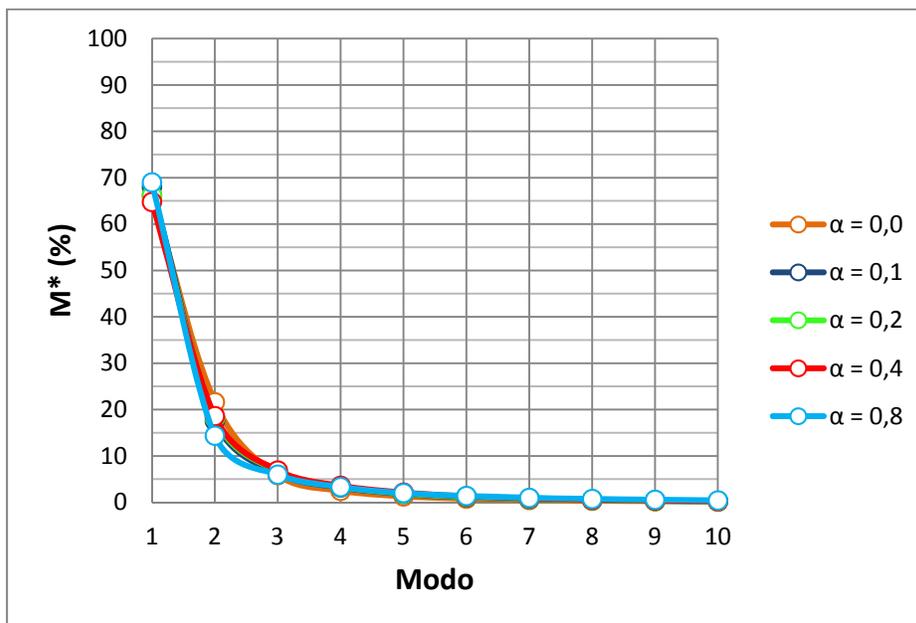


Figura III-5 Masa efectiva por modo para edificios de 20 pisos

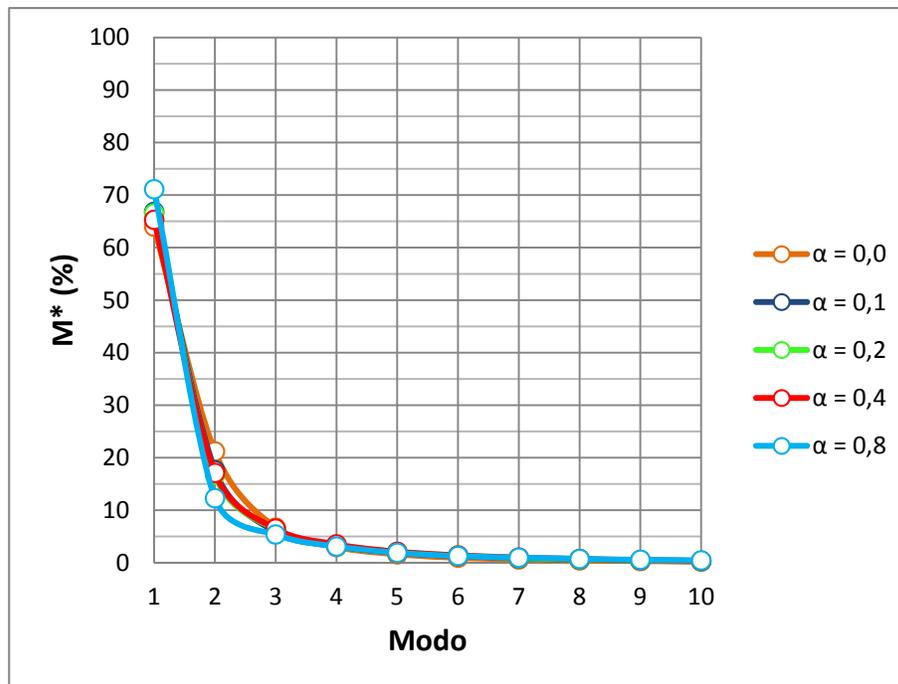


Figura III-6 Masa efectiva por modo para edificios de 30 pisos

III.3 Factor de Contribución Modal Para el Desplazamiento de Techo

La contribución $r_i(t)$ del i -ésimo modo a cualquier cantidad de respuesta $r(t)$ se determina mediante la Ecuación (III-5).

$$r_i(t) = r^{st} \bar{r}_1 [w_i^2 D_i(t)] \quad (\text{III-5})$$

Dónde r^{st} , valor estático de r debido al vector fuerzas externas (Chopra 2012) y

$$\bar{r}_1 = \frac{r_i^{st}}{r^{st}} \quad (\text{III-6})$$

Dónde r_i^{st} indica la respuesta estática modal.

El factor de contribución modal tiene la ventaja de proporcionar una base para identificar y comprender los factores que influyen en las contribuciones modales relativas a la respuesta. A demás, se pueden identificar tres propiedades útiles para el análisis:

1. Los factores son adimensionales
2. Son independientes de la manera en que se normalizan los modos.
3. La suma de los factores de contribución modal en todos los modos debe ser igual a la unidad.

IV. ESTIMACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTO DE TECHO

En el siguiente capítulo se presentan los 3 métodos utilizados para la estimación de los desplazamientos de techo. El primero corresponde al método propuesto por el D.S. 61 (2011), el segundo al método análisis modal espectral y el tercero a un análisis tiempo historia. Los resultados obtenidos se comparan en el capítulo V.

IV.1 Decreto Supremo 61

El D.S. 61 (2011) establece en el artículo 9.2 lo siguiente:

“Para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo (δ_u) se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento S_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3.

$$\delta_u = 1.3 S_{de} (T_{ag}) \quad (IV-1)$$

Donde T_{ag} es el periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en el cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón en la rigidez elástica inicial. Si el periodo ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1.5 veces al calculado sin considerar estos efectos.”

IV.2 Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral implica solo cálculo de los valores máximos de la respuesta en cada modo usando un espectro de diseño establecido en las normativas correspondientes. Estos espectros representan por lo general el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos. Luego, se combinan estos valores máximos, usando el método SRSS o el método CQC, que considera además una correlación entre los valores

modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas. En este trabajo los modos se combinan utilizando el método SRSS.

El desplazamiento de techo de cada modo se calcula con la Ecuación (IV-2):

$$U_{Techo_i} = \Phi_{Techo_i} \Gamma_i S_d \quad (IV-2)$$

Dónde Φ_{Techo_i} corresponde a los valores propios de cada modo considerado en el análisis, Γ_i es el factor de participación modal y S_d es el desplazamiento máximo espectral ($S_d = S_a/\omega^2$)

En este trabajo se utilizó el espectro de pseudo - aceleraciones correspondiente a zona sísmica 2 y tipo de suelo B del D.S. 61 (2011).

El desplazamiento de techo total considerando la contribución de todos los modos (U_T) se estima tomando en cuenta el aporte de cada modo (U_n) a la respuesta.

IV.3 Análisis Tiempo Historia Lineal Elástico

El desplazamiento de techo está definido por la Ecuación (IV-3):

$$U_{Techo}(t) = \Phi_{Techo_i} \Gamma_i(t) S_d(t) \quad (IV-3)$$

Dónde Φ_{Techo_i} corresponde a los valores propios de cada modo definido en el análisis, Γ_i es el factor de participación modal en el instante (t) y S_d es el desplazamiento en el instante (t).

Para el análisis tiempo historia de este trabajo se utilizan dos registros sintéticos (R1 y R2). Estos registros son compatibles con el espectro elástico de la correspondiente a zona sísmica 2 y tipo de suelo B del D.S. 61 (2011). Figura IV-1 muestra la historia de aceleraciones de estos registros artificiales.

A través de SAP2000 se generaron los espectros de desplazamiento y de aceleración mostrados en las Figura IV-2 y Figura IV-3 respectivamente. En estas figuras se comparan los espectros obtenidos utilizando los registros R1 y R2 con los espectros de la norma, se observa que son equivalentes.

El desplazamiento de techo (U_T) es el mayor valor entre los U_i calculados, este análisis fue realizado para todos los modelos estudiados y se compararon con la respuesta máxima del desplazamiento de techo que arroja directamente el programa SAP2000.

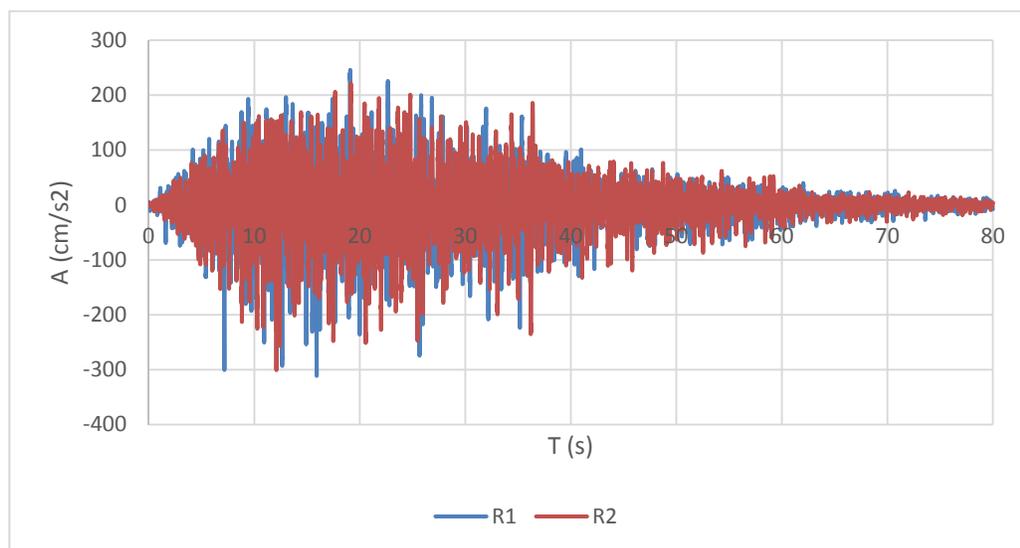


Figura IV-1 Registro de aceleración para ATH

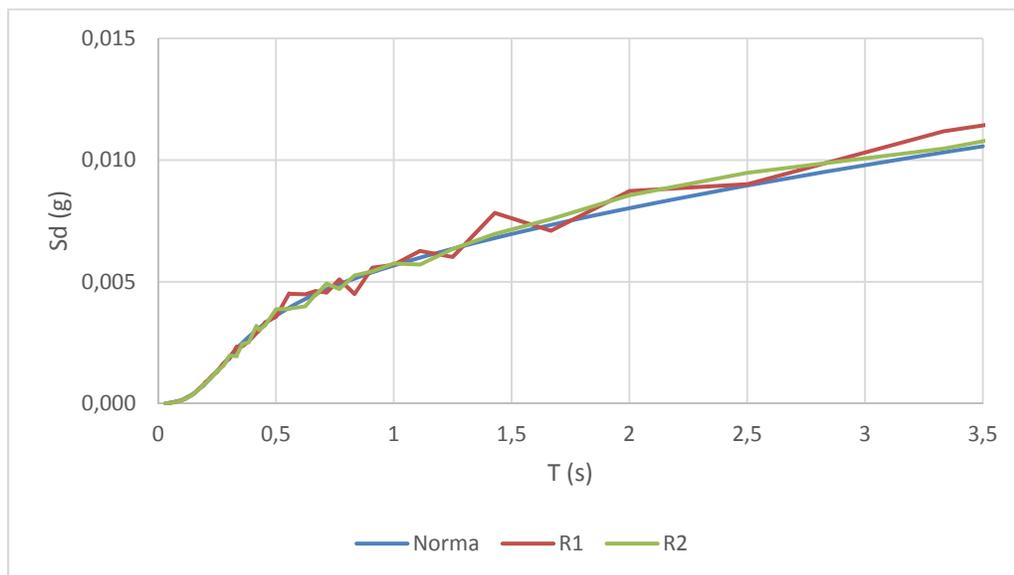


Figura IV-2 Comparación espectros de desplazamiento

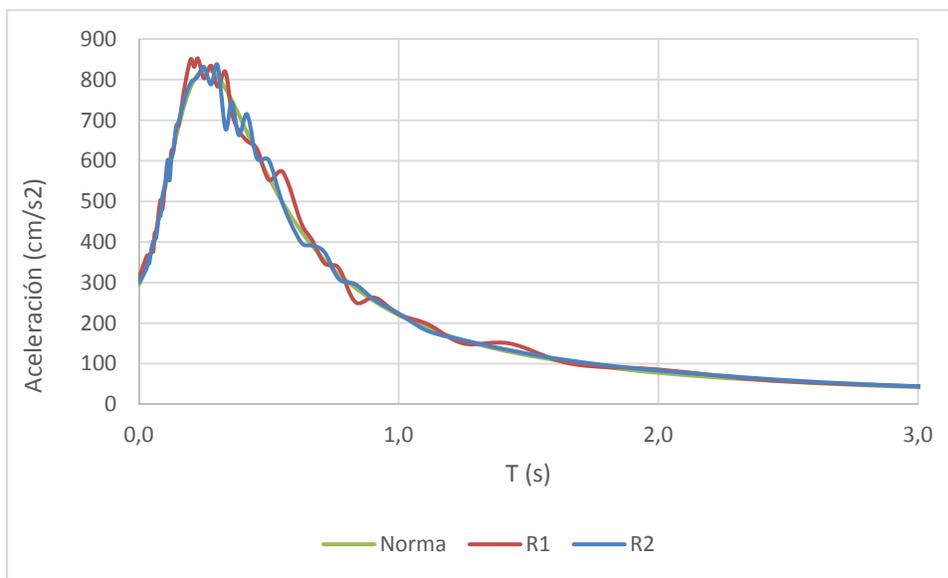


Figura IV-3 Comparación de espectros de pseudo aceleración

V. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

El presente capítulo muestra los resultados del desplazamiento de techo obtenidos del análisis modal espectral y análisis tiempo historia realizado a los 15 casos de estudio. Adicionalmente, se comparan estos valores con la estimación propuesta por el decreto D.S. 61 (2011).

V.1 Análisis Modal Espectral

En la Figura V-1 se comparan los desplazamientos de techo obtenidos mediante un análisis modal espectral para cada caso de análisis considerando solo la participación del modo con mayor masa traslacional y el desplazamiento propuesto por el D.S. 61 (2011). El eje de las ordenadas de este gráfico corresponde al desplazamiento de techo en cm y el eje de las abscisas a las aberturas definidas para cada caso.

El comportamiento observado es el siguiente:

Los edificios de 10, 20 y 30 pisos tienen desplazamientos en promedio de 13, 13 y 14 % respectivamente, mayores al valor propuesto por el D.S. 61 (2011). Los edificio de 10, 20 y 30 pisos con aberturas $\alpha = 0,0$ presentan 9, 15 y 17% respectivamente, mayor desplazamiento que el valor propuesto por la norma. Los edificio de 10, 20 y 30 pisos con aberturas $\alpha = 0,80$ presentan 11, 10 y 7% respectivamente, mayor desplazamiento que el valor propuesto por la norma.

De estos resultados se concluye que el desplazamiento de techo de los edificios analizados es mayor que el propuesto por la norma y este desplazamiento se ajusta mejor a los edificios de 10 pisos con aberturas pequeñas.

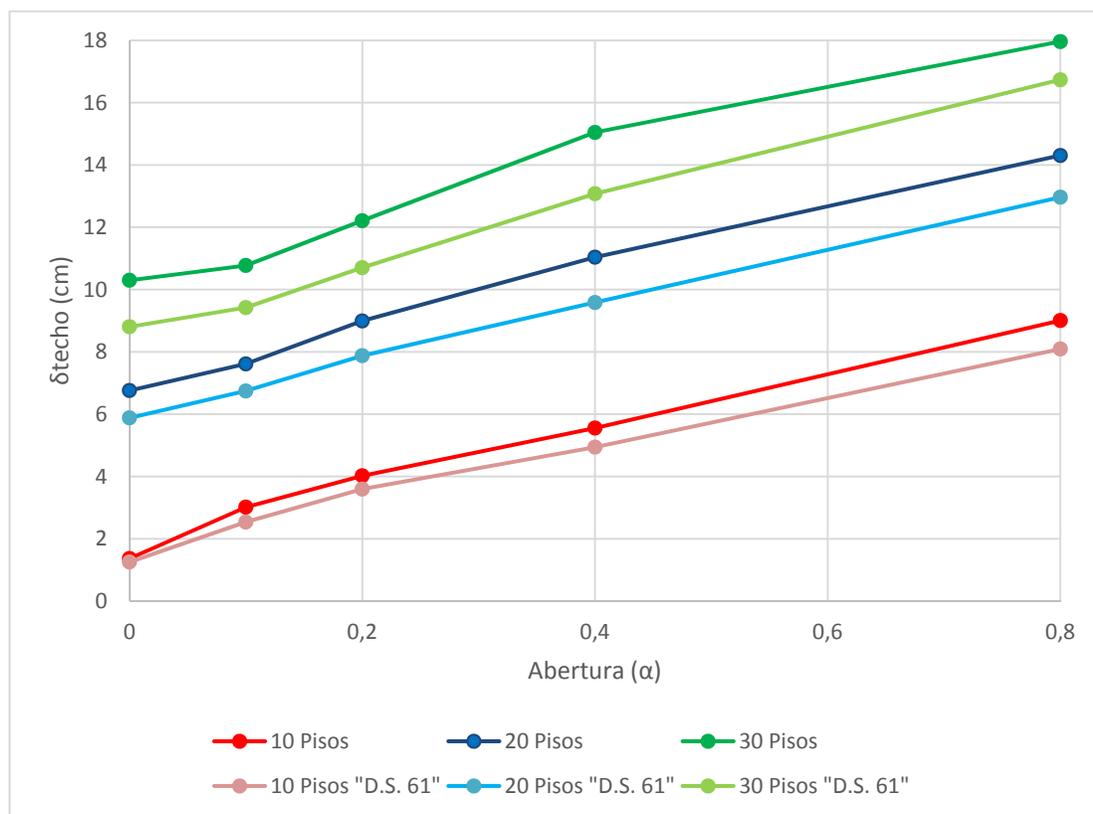


Figura V-1 Desplazamiento de techo obtenido con un análisis modal espectral considerando la participación de un solo modo en comparación con el desplazamiento propuesto por el D.S. 61 (2011).

En la Figura V-2 se muestra la razón entre el desplazamiento de techo y el desplazamiento propuesto por el D.S. 61 (2011) para el modo con mayor masa traslacional.

De la misma forma que en la Figura V-1 se observa que el desplazamiento de techo de los edificios analizados es mayor que el propuesto por la norma.

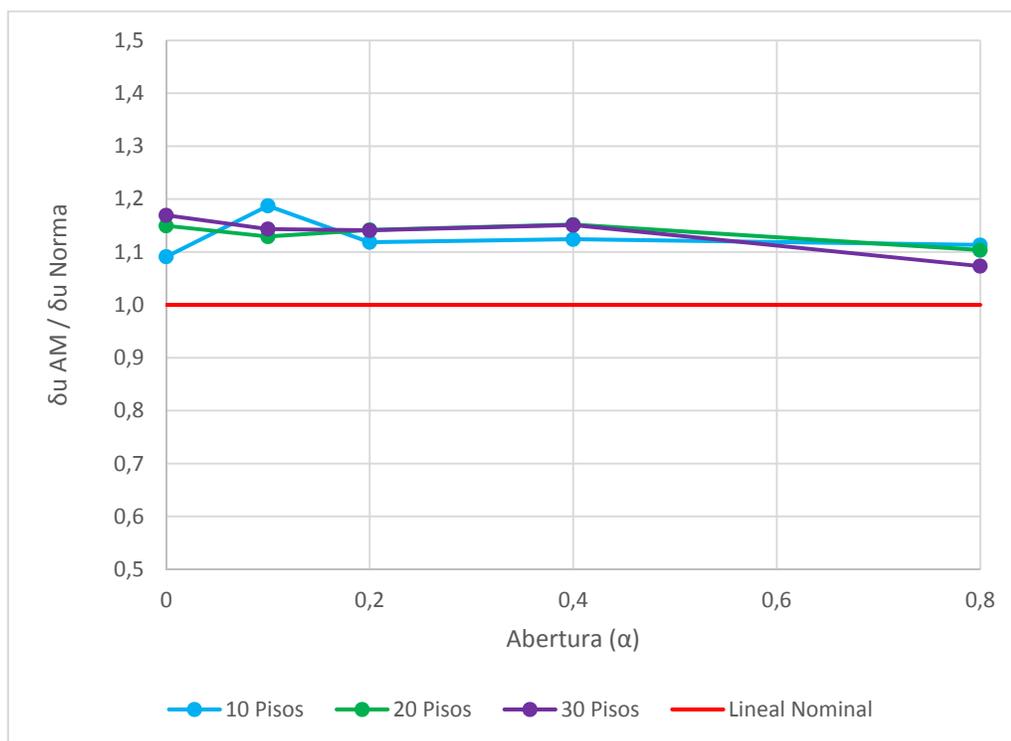


Figura V-2 Relación entre deformación de techo análisis modal y deformación por norma vs abertura α

En la Figura V-3 se compara el comportamiento de desplazamiento de techo normalizado de cada caso analizado con respecto al desplazamiento propuesto por el D.S 61 (2011) en función de las aberturas considerando la participación de todos los modos definidos en el análisis.

El comportamiento observado es el siguiente:

A través de un análisis modal espectral se observa que los edificios de 10, 20 y 30 pisos tienen desplazamientos en promedio de 13, 15 y 16 % respectivamente, mayores al valor propuesto por el D.S. 61 (2011). Los edificio de 10, 20 y 30 pisos con aberturas $\alpha = 0,0$ presentan 9, 15 y 18% respectivamente, mayor desplazamiento que el valor propuesto por la norma. Los edificio de 10, 20 y 30 pisos con aberturas $\alpha = 0,80$ presentan 12, 14 y 11%

respectivamente, mayor desplazamiento que el valor propuesto por la norma. Se concluye que el desplazamiento de techo de los edificios analizados es mayor que el propuesto por la norma.

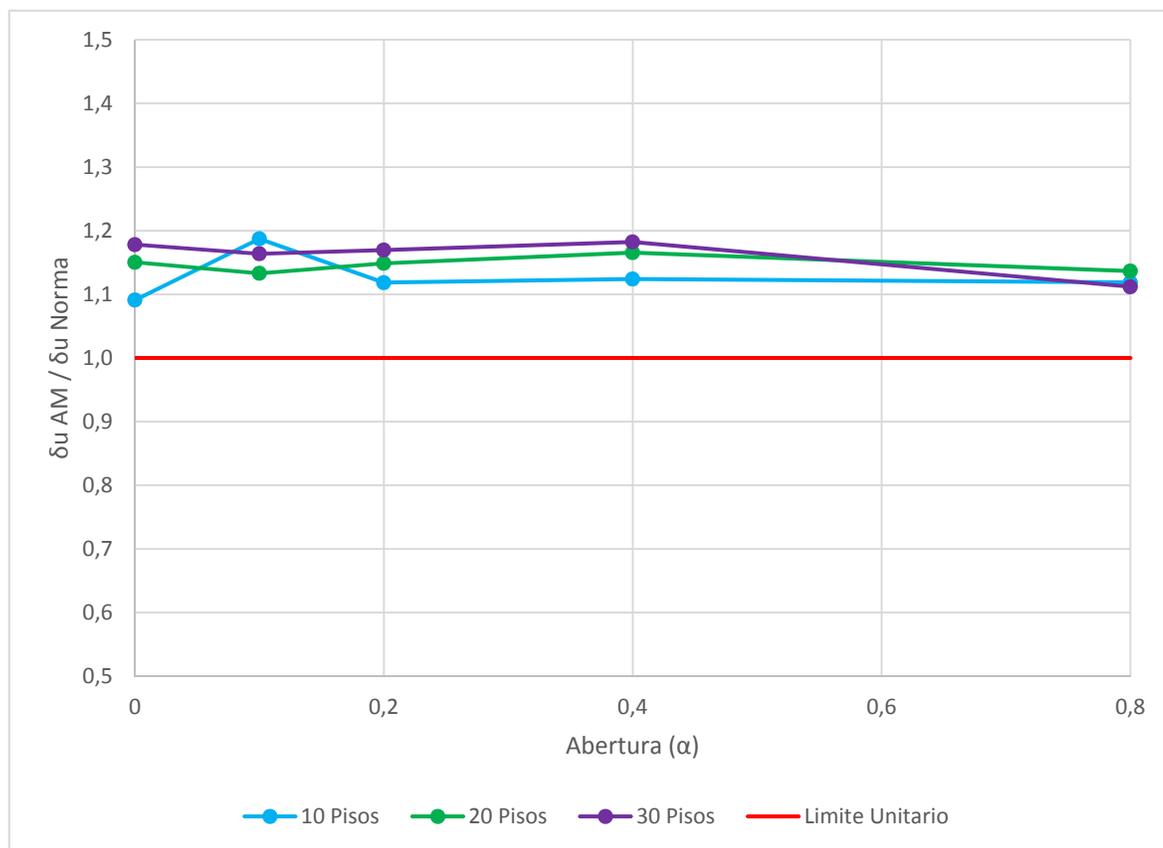


Figura V-3 Factor norma vs Factor obtenido en análisis considerando todos los modos de la estructura.

V.2 Análisis Tiempo Historia Lineal Elástico

El desplazamiento de techo para cada uno de los edificios se estimó utilizando SAP2000 y los dos registros artificiales definidos. La Figura V-4, muestra la historia del desplazamiento de techo en el tiempo para el edificio de 10 pisos con abertura $\alpha = 0,0$.

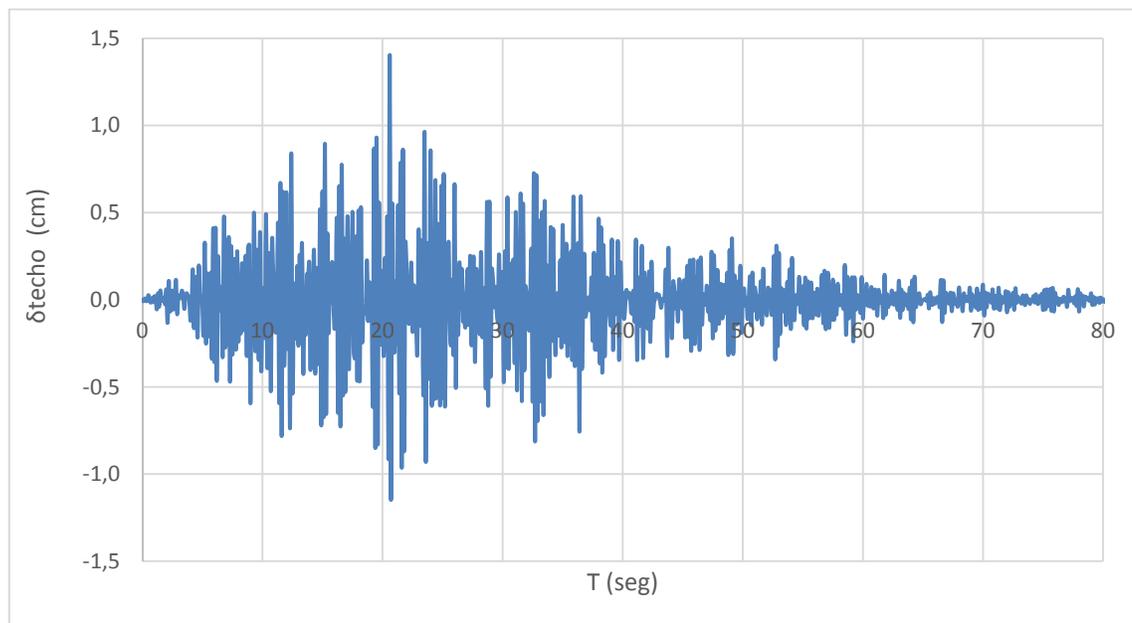


Figura V-4 Historia del desplazamiento de techo en el tiempo edificio de 10 pisos y
abertura $\alpha = 0,0$.

Los desplazamientos de techo promedio obtenidos mediante análisis modal espectral para edificios de 10 y 20 pisos son mayores que los obtenidos en el análisis tiempo historia, de forma contraria para los edificios de 30 pisos los desplazamientos obtenido a través del análisis modal espectral son menores.

El promedio de desplazamientos de techo en los edificios de 10 pisos obtenidos con el análisis modal espectral es 13 % mayor con respecto al desplazamiento de la norma, mayor a los obtenidos con el análisis tiempo historia 1% (R1) y 6% (R2).

El promedio de desplazamientos de techo en los edificios de 20 pisos obtenidos con el análisis modal espectral es 20 % con respecto al desplazamiento de la norma, menor a los obtenidos con el análisis tiempo historia 18% (R1) y 15% (R2).

El promedio de desplazamientos de techo en los edificios de 30 pisos obtenidos con el análisis modal espectral es 16 % con respecto al desplazamiento de la norma, menor a los obtenidos con el análisis tiempo historia 19% (R1) y 19% (R2).

En la Figura V-5 y la Figura V-6 se compara el comportamiento de desplazamiento de techo normalizado de cada caso analizado con respecto al desplazamiento propuesto por el D.S 61 (2011) en función de las aberturas.

Los resultados del análisis tiempo historia están basados en los registros R1 y R2 definido en capítulos anteriores. El comportamiento observado es el siguiente:

Considerado el registro de aceleraciones R1 y a través de un análisis tiempo historia se observa que los edificios de 10, 20 y 30 pisos tienen desplazamientos en promedio de 1, 18 y 19 % respectivamente, mayores al valor propuesto por el D.S. 61 (2011). Los edificio de 10, 20 y 30 pisos con aberturas $\alpha = 0,0$ presentan 6, 18 y 31% respectivamente, mayor desplazamiento que el valor propuesto por la norma. Los edificio de 10, 20 y 30 pisos con aberturas $\alpha = 0,80$ presentan 7, 30 y 16% respectivamente, mayor desplazamiento que el valor propuesto por la norma.

Considerado el registro de aceleraciones R2 y a través de un análisis tiempo historia se observa que los edificios de 10, 20 y 30 pisos tienen desplazamientos en promedio de 6, 15 y 19 % respectivamente, mayores al valor propuesto por el D.S. 61 (2011). Los edificio de 10, 20 y 30 pisos con aberturas $\alpha = 0,0$ presentan 12, 7 y 14% respectivamente, mayor desplazamiento que el valor propuesto por la norma. Los edificio de 10, 20 y 30 pisos con aberturas $\alpha = 0,80$ presentan 14, 20 y 9% respectivamente, mayor desplazamiento que el valor propuesto por la norma.

De igual forma que en los casos anteriores el comportamiento observado refleja que los edificios de 10 pisos se ajustan mejor al desplazamiento propuesto por la norma.

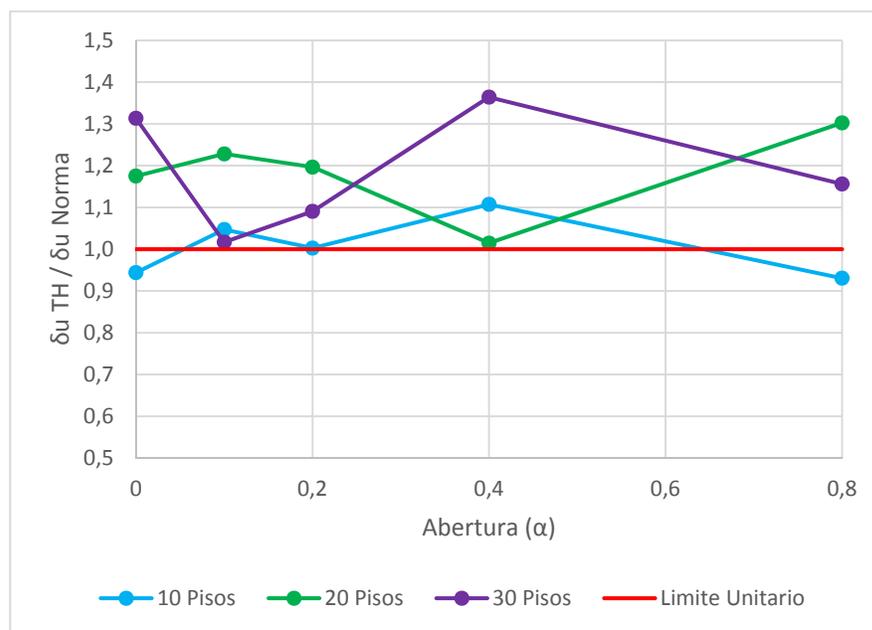


Figura V-5 Relación entre deformación de techo análisis tiempo historia (Registro 1) y deformación por norma vs abertura α

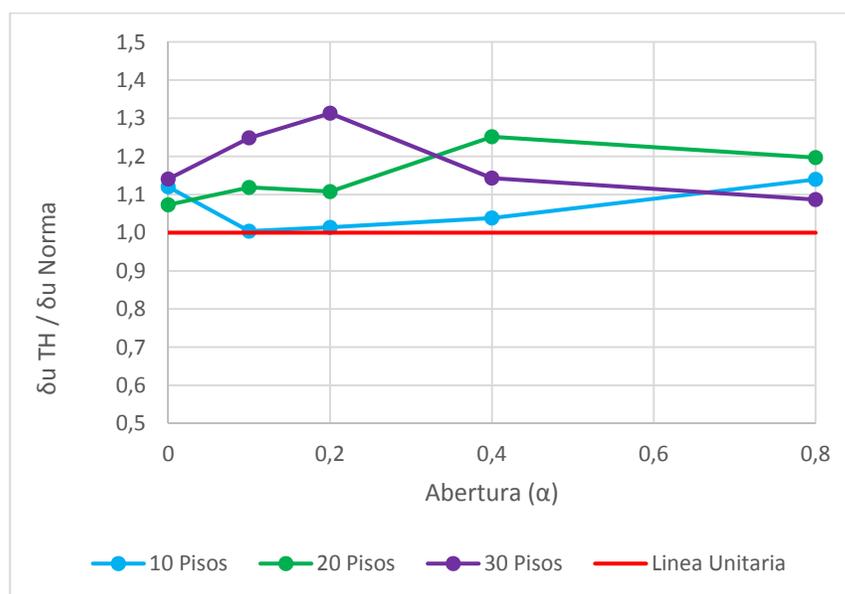


Figura V-6 Relación entre deformación de techo análisis tiempo historia (Registro 2) y deformación por norma vs abertura α

VI. CONCLUSIONES

Del estudio realizado en este trabajo se concluye lo siguiente:

- La sumatoria de la masa participativa por modo alcanza más de 90% en los primeros modos en todos los casos estudiados.
- Las formas modales de los edificios estudiados dependen directamente de la abertura α definida, debido a que la rigidez de los edificios varía a medida que la abertura de los muros es mayor.
- Para el cálculo del desplazamiento de techo a través del análisis modal espectral no es necesario considerar el aporte de los modos superiores, debido a que en todos los casos se obtiene una estimación de desplazamiento de techo aceptable solo con el modo con mayor masa traslacional de la estructura.
- A medida que la estructura es más alta la contribución dinámica en el primer modo es menos importante, sin embargo como se comentó en el ítem anterior los primeros modos son los más relevantes, esto se evidencia con los resultados de los periodos y los gráficos de masa efectiva por modo resumidos en el capítulo III.
- El desplazamiento de techo propuesto por el D.S. 61 (2011) representa ser en promedio 13 % más bajo al desplazamiento obtenido a través del análisis modal espectral considerando la participación de un solo modo con la mayor masa traslacional.
- El desplazamiento de techo propuesto por el D.S. 61 (2011) representa ser en promedio 15 % más bajo al desplazamiento obtenido del análisis modal espectral considerando la participación de todos los modos definidos en el análisis. Los edificios de 10 pisos mantienen el mismo porcentaje de diferencia que el AME

considerando solo un modo, a diferencia de los edificios de 20 y 30 pisos que en este caso aumentan a 15 % y 16 % respectivamente.

- El desplazamiento de techo propuesto por el D.S. 61 (2011) representa ser en promedio 13 % más bajo al desplazamiento obtenido en el análisis tiempo historia considerando los registros R1 y R2 compatibles con el espectro de la norma.
- Los desplazamientos de techo estimados a través del ATH para edificios de 10 pisos son los que mejor se ajustan al desplazamiento de techo propuesto por el D.S. 61 (2011).
- En la actualidad se construyen muchos edificios que superan los 10 pisos de altura por lo cual se propone un próximo estudio con el objetivo de establecer factores adecuados para estimar el desplazamiento de techo, dependiendo de la altura del edificio que se quiere diseñar.

BIBLIOGRAFÍA

ACI (2011) ACI 318-11. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

CHOPRA, ANIL K. (2012) *Dynamics of Structures: Theory and Applications to earthquake Engineering*. Prentice Hall, Berkeley, CA.

DECRETO SUPREMO N° 61 (2011). *Diseño Sísmico de Edificios*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago.

NCh 433 (2009). *Diseño Sísmico de Edificios*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago.

MASSONE, L. BONELLI, P. LAGOS, R. LUDERS, C. MEHLE, J. WALLACE, J. (2012). *Seismic Design and Construction Practice for RC Structural Wall Building*. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.

MIGUEL PERALTA (2013) *Contribución modal a la respuesta sísmica elástica de edificios de muros de hormigón armado*. Informe de actividad de graduación para optar al grado de Magister en Ingeniería Estructural y Geotécnica. Pontificia Universidad Católica de Chile.

CHRISTIAN VÁSQUEZ (2013) *Contribución modal a la respuesta sísmica elástica de edificios de muros de hormigón armado*. Informe de actividad de graduación para optar al grado de Magister en Ingeniería Estructural y Geotécnica. Pontificia Universidad Católica de Chile.