

Análisis Estadístico de Edificaciones de Muros Delgados de Concreto Reforzado en Zona de Amenaza Sísmica Alta

Statistical Analysis of Reinforced Concrete Thin Walls Buildings in High Seismic Hazard Zone

Pedro Torres ^{a,*}, Roger Ortega ^{b,*}, Johannio Marulanda ^{c,*}, Peter Thomson ^{d,*},
Gilberto Areiza ^{e,*}

^a Ingeniero Civil, Estudiante de Maestría. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle - Colombia.

^b Ingeniero Civil, M.Sc, Estudiante de Doctorado. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle – Colombia.

^c Ingeniero Civil, Ph.D, Profesor titular. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle – Colombia.

^d Ingeniero Aeroespacial, Ph.D, Profesor titular. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle – Colombia.

^e Ingeniero Civil, M.Sc, Profesor titular. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle – Colombia.

* Grupo de Investigación en Ingeniería Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7).

RESUMEN

En este artículo se presenta el análisis estadístico de una base de datos de 121 edificios de muros delgados de concreto reforzado ubicados en las ciudades de Cali y Popayán, en Colombia. Se analizaron variables como el espesor de los muros, dimensiones, relaciones de aspecto, tipo y detallado del refuerzo, densidad de muros, e irregularidades, entre otros. También se estimó cualitativamente la vulnerabilidad de este sistema, comparando sus características estructurales con las recomendaciones de la literatura técnica. Los resultados de estos análisis indican que algunas condiciones de diseño y la configuración de las edificaciones pueden inducir un desempeño limitado, principalmente en edificios de más de siete pisos.

ABSTRACT

This article presents the statistical analysis of a database of 121 thin-walled reinforced concrete buildings located in the cities of Cali and Popayán, Colombia. Variables such as wall thickness, dimensions, aspect ratios, reinforcement type and detail, wall density, and irregularities, among others, were analyzed. The vulnerability of this system was also qualitatively estimated, comparing its structural characteristics with the recommendations of the technical literature. The results of these analyses indicate that some design conditions and building configurations may induce limited performance, mainly in buildings with more than seven floors.

PALABRAS CLAVE: muros delgados, concreto reforzado, base de datos, vulnerabilidad.

KEYWORDS: thin walls, reinforced concrete, database, vulnerability.

1. Introducción

En diversos países de Latinoamérica, como Perú, Bolivia, Venezuela y Colombia se

popularizó el sistema estructural de muros delgados de concreto reforzado (MDCR) debido

a su economía y velocidad de construcción respecto a otros sistemas estructurales. En Colombia, se emplean muros de bajo espesor ($t_w < 150$ mm), con refuerzo electrosoldado no dúctil en el alma, dispuesto generalmente en una capa y en ocasiones con refuerzo dúctil en los extremos de los muros simulando un elemento de borde, pero sin un adecuado confinamiento. El uso de muros de bajo espesor con pobre detallado del refuerzo fue posible debido a que el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 [1] no especificaba un espesor mínimo para estos muros estructurales y no se exigía un estricto cumplimiento del detallado del refuerzo que garantizara el confinamiento del concreto en los extremos de los muros donde se presentan grandes demandas de flexo-compresión.

El sismo de Chile en 2010 y los sismos de Nueva Zelanda en 2010 y 2011 demostraron que el sistema estructural convencional de muros de CR ($t_w > 200$ mm) puede presentar graves deficiencias, principalmente asociadas a edificaciones con altos niveles de carga axial, insuficiente confinamiento del concreto, deficiente detallado del refuerzo, presencia de irregularidades en altura y bajos espesores de muros [2,3]. Además, algunas investigaciones [4–7] han reportado que el desempeño sísmico de muros de CR con las características típicas de edificaciones colombianas no ha sido satisfactorio. Por estas razones se presume que las edificaciones con este sistema estructural en Colombia, ubicadas en zona de amenaza sísmica alta, presentan una vulnerabilidad importante que debe ser evaluada en detalle.

2. Metodología

Con el propósito de examinar el comportamiento de las edificaciones de MDCR se realizó un análisis estadístico simple de las características estructurales más representativas de este sistema, y se propone una evaluación cualitativa de su vulnerabilidad en las ciudades de

Cali y Popayán, ambas ubicadas en zona de amenaza sísmica alta en Colombia. La evaluación cualitativa se realiza mediante la comparación de sus parámetros promedio con las recomendaciones de la literatura técnica, lineamientos de códigos de diseño internacionales, los parámetros disponibles de edificios de muros en Chile que tuvieron un buen comportamiento en el sismo de 1985 y los que resultaron afectados en el sismo de 2010 [2,8].

Se elaboró una base de datos de 121 edificaciones, de las cuales 105 están en la ciudad de Cali [9] y 16 en Popayán. Se seleccionaron edificios construidos en los últimos diez años, periodo en cual se intensificó la construcción de este sistema estructural. La característica principal son los bajos espesores de los muros, 80, 100, 120 y 150 mm. El número de pisos varía entre cuatro y catorce. Las variables de interés fueron las dimensiones de los muros, las relaciones de aspecto, los materiales, cantidad y detalle del refuerzo, dimensiones, periodo de la edificación, y densidad de muros entre otras. En la Figura 1 se muestra una de las edificaciones del estudio.



Figura 1. Edificación de MDCR de la base de datos.

3. Resultados

3.1 Base de datos de edificaciones de muros delgados de concreto reforzado

En la Tabla 1 se resumen los principales parámetros de las edificaciones. La información

se agrupó por número de pisos y se muestran los rangos para cada variable.

3.2 Características estructurales de los muros

El tipo de refuerzo, en la mayoría de los casos, corresponde a refuerzo electrosoldado no dúctil en el alma de los muros, con una resistencia nominal a la fluencia de 485 MPa y en algunos muros se emplea acero dúctil convencional en los extremos con una resistencia de 420 MPa. En general, predominan los muros con una sola capa de refuerzo en el alma. Respecto al espesor (t_w), se observó que muros de 80 mm de espesor fueron usados en edificaciones hasta de ocho pisos. Los muros de 100 mm son los más comunes y se emplean en edificios de hasta doce pisos Figura 2a.

La altura libre de muro (h_w) típica es de 2.4 m y las longitudes (l_w) varían entre 1 y 8 m. Las longitudes más comunes se encuentran entre 1 y 3 m, con una relación de aspecto local típica h_w/l_w de 1.2, pero con un comportamiento global, de acuerdo con la altura de la edificación, dominado principalmente por flexión [10].

En la Figura 2b se observa la distribución de las relaciones de esbeltez (h_w/t_w) de los muros. La mayor relación de esbeltez es de 31 para muros de edificaciones desde cuatro hasta ocho pisos. La relación de esbeltez típica es de 25, valor considerablemente alto según las

recomendaciones ($h_w/t_w \leq 16$) para prevenir inestabilidad lateral (Tabla 2). Respecto a los elementos de borde se encuentran varios tipos de configuraciones: muros sin refuerzo adicional en los extremos, muros con refuerzo dúctil en sus bordes, con y sin ganchos como refuerzo transversal, y en algunos casos el refuerzo adicional es colocado en dos capas, confinado mediante estribos cerrados. En ningún caso los elementos de borde presentan un ancho mayor al espesor del alma del muro.

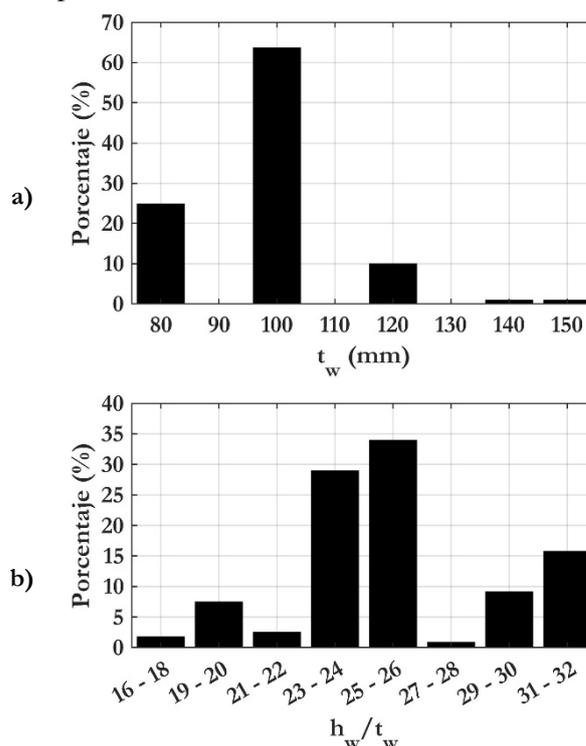


Figura 2. Características de los muros: a) espesores; b) relación de esbeltez.

Tabla 1. Parámetros de edificaciones de MDCR en Cali y Popayán.

N	H (m)		h _w (m)	t _w (mm)	h _w /t _w	T (s)	H/T	d _x (%)	d _y (%)	
4	2	10.2	21	2.45	80	0	0.15 - 0.17	61.5 - 68	2.4 - 2.7	2.4 - 2.5
5	28	12 - 14.5	21, 28	2.28 - 2.8	80, 100	23 - 31	0.11 - 0.51	20.3 - 107.1	0.7 - 3.6	0.9 - 3.7
6	2	15 - 16.9	21, 28	2.4 - 2.5	80, 100	25 - 30	0.19	77.7 - 87.4	2.4 - 2.8	2.2 - 3.1
7	4	16.9 - 18	21	2.4 - 2.45	100	23 - 25	0.38 - 0.53	32.8 - 44.4	1.8 - 3.9	2.0 - 2.9
8	47	19.2 - 22	21, 28	2.28 - 2.55	80, 100, 120, 140	16 - 31	0.34 - 0.76	26.7 - 61.7	1.0 - 4.4	1.6 - 5.6
9	3	22.5 - 23.4	21	2.4 - 2.5	100	24 - 25	0.46 - 0.76	29.7 - 51.0	2.2 - 2.8	1.4 - 3.1
10	23	25 - 26.3	21, 28	2.4 - 2.5	100, 120	20 - 25	0.35 - 0.93	27.6 - 74.9	0.9 - 3.7	2.1 - 5.4
11	1	27.5	21	2.4	100	24	0.78	35.3	2.7	3.6
12	10	29.1 - 31.2	21, 28	2.4 - 2.5	100, 120	20 - 24	0.59 - 0.92	33.1 - 51.5	1.6 - 5.6	1.7 - 7.7
14	1	35	28	2.4	150	16	0.95	36.7	3.9	3.7

N: Número de pisos.

No.: Numero de edificaciones de N pisos.

H: Altura total de la edificación.

T: Periodo fundamental.

H/T: Relación altura total/periodo fundamental.

d_x: Densidad de muros en la dirección corta.

d_y: Densidad de muros en la dirección larga.

Las cuantías de refuerzo en el alma de los muros (ρ_w) para el primer nivel varían entre 0.12% y 0.7%, con valores típicos cercanos a la cuantía mínima, $\rho_{\min} = 0.25\%$, según el Reglamento NSR-10 [1]. En edificios de más de siete pisos se encuentran muros cortos ($l_w \leq 2$ m) no acoplados a otros muros, con cuantías de refuerzo vertical superiores a 1%, sin el debido confinamiento del refuerzo transversal que se exige para columnas. Las cuantías de refuerzo en los elementos de borde (ρ_b) varían entre 0.5% y 4%. Otro parámetro evaluado fue la relación S/db (separación del refuerzo transversal/diámetro del refuerzo longitudinal en los extremos), que se relaciona con el pandeo del refuerzo longitudinal. Una mayor relación S/db implica una mayor probabilidad de pandeo del refuerzo con esfuerzos de tensión menores [3]. La relación S/db promedio, en los muros con refuerzo adicional en los extremos, es de 8. En algunos casos se encuentran relaciones S/db mayores de 12. En general, los empalmes por traslapo en el alma de los muros se ubican a partir de la junta cimiento-muro, y en los elementos de borde la mitad del refuerzo se empalmó en la base y el restante a media altura del primer nivel.

3.3 Características estructurales de las edificaciones

De los planos de las edificaciones se extrajo la información de seis parámetros considerados como los factores que más se relacionan con el desempeño y nivel de daño en este tipo de estructuras [2,11,12]. En la Tabla 2 se comparan las características estructurales de las edificaciones con valores de referencia de la literatura técnica para estimar cualitativamente su vulnerabilidad.

Se determinó la densidad de muros para cada dirección principal como la relación entre el área de los muros estructurales del primer piso y el área en planta de ese piso (Tabla 1). Las densidades de muros promedio son 2% y 2.5%

para las direcciones longitudinal (x) y transversal (y), respectivamente (Figura 3a). La densidad más baja es de 0.7% y la densidad pico es de 7.7%. En las edificaciones de la base de datos no se aprecia una diferencia significativa entre la distribución de los muros del primer piso y la de los pisos superiores, por esta razón se calculó la densidad únicamente para el primer piso. El 80% de las edificaciones tienen una densidad de muros inferior a 3% en ambas direcciones (Figura 3b), valor referido por Sozen en 1989 como una posible explicación del buen comportamiento de los edificios de muros en el sismo de Viña del Mar en Chile en 1985 [13].

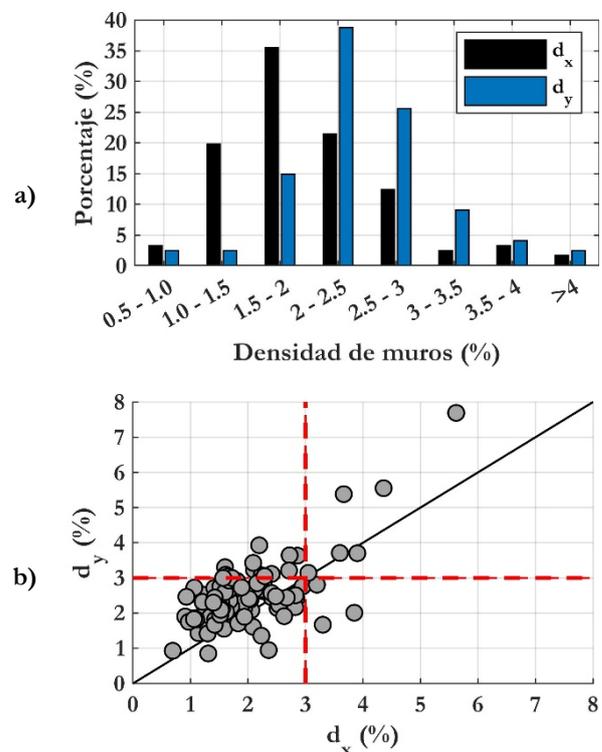


Figura 3. Densidad de muros: a) longitudinal y transversal; b) longitudinal vs. Transversal.

El estudio de Jünemann en 2015 sobre los edificios dañados por el sismo de Chile en 2010, reporta una correlación directa entre el daño y dos parámetros globales de las edificaciones: la relación de aspecto en planta de la edificación (B_x/B_y) y la relación de esbeltez del edificio H/B_y [2]. Altos valores de esbeltez global (H/B_y) incrementan los momentos de volcamiento y las cargas axiales dinámicas. (B_x y B_y se tomaron como las dimensiones máxima y mínima promedio en planta, para las direcciones

longitudinal y transversal, respectivamente). Para los edificios de la base de datos, la relación de aspecto promedio en planta de la edificación, considerando todos los pisos, varía entre 1.0 y 4.5 con un valor promedio de 2.2 (Figura 4a). La relación de esbeltez global H/B_y , calculada como la altura total de la edificación sobre la dimensión mínima promedio varía entre 0.4 y 3.0, con un promedio de 1.3. Para edificios de más de 10 pisos el promedio de esta relación es de 1.8. La distribución de este parámetro se muestra en la Figura 4b.

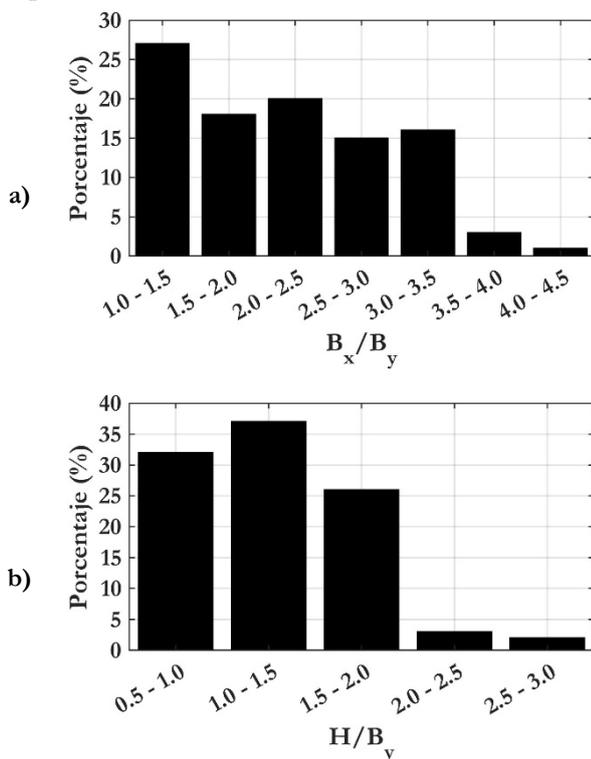


Figura 4. a) Relación de aspecto en planta; b) Relación de esbeltez del edificio.

Otro parámetro relacionado con altos niveles de daño son las irregularidades de la edificación. Los edificios afectados por el sismo de Chile en 2010 presentaban grandes irregularidades verticales, especialmente en los pisos más bajos [12]. Para los edificios de la base de datos la variación entre el primer piso y los niveles superiores es baja, lo cual es favorable puesto que las irregularidades en altura son escasas. En planta, el tipo de irregularidad más común es la 3P, correspondiente a irregularidades en el diafragma, seguido del tipo 2P, que se refiere a retrocesos en las esquinas [1].

Este tipo de irregularidades implica evaluar en detalle la consideración de diafragma rígido, generalmente supuesto [1], ya que diferencias significativas de rigidez entre porciones de un diafragma pueden generar cambios en la distribución de las fuerzas sísmicas a los elementos verticales y originar fuerzas de torsión no consideradas normalmente en el diseño [14]. En general, el 60% de las edificaciones de la base de datos presenta algún tipo de irregularidad en planta.

Las oficinas de cálculo generalmente emplean un análisis lineal para el diseño de sus estructuras, con secciones no agrietadas y sin considerar el efecto de los diafragmas de entrepiso en la rigidez del sistema de resistencia sísmica. Según lo anterior, la distribución del periodo fundamental reportado varía entre 0.15 – 0.95 s, para edificios de 4 a 14 pisos respectivamente, con un valor promedio de 0.48 s. Los periodos de los edificios en Chile que sufrieron daño en el sismo de 2010 varían entre 0.35 – 1.56 s, para edificios entre 10 y 32 pisos, con un valor medio de 0.77 s [2].

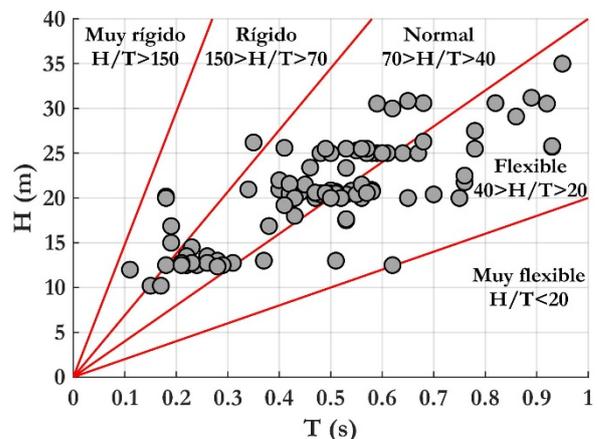


Figura 5. Relación periodo/altura total (H/T).

La relación entre la altura total de una edificación y el periodo del primer modo traslacional (H/T), ha sido un parámetro usado para calificar la rigidez de la edificación [8,11,12]. En general, los edificios se pueden clasificar como muy flexibles si $H/T < 20$ m/s, flexibles para H/T entre 20 – 40 m/s, de rigidez normal entre 40 – 70 m/s, rígidos entre 70 – 150 m/s y de excesiva rigidez si $H/T > 150$ m/s. Según este

parámetro el 29% de los edificios de la base de datos se clasifican como flexibles, el 65% como normales y solo el 6% como rígidos (Figura 5). Cabe destacar que el valor promedio para los edificios de siete o más pisos es de 42 m/s, lo cual indica que la mayoría de las edificaciones de este grupo (64%) se consideran flexibles según este criterio.

3.4 Vulnerabilidad cualitativa en edificios de muros delgados de concreto reforzado

Se propone una evaluación cualitativa de la vulnerabilidad de las edificaciones de MDCR de la base de datos, representativas de este tipo de construcción, mediante la comparación de sus parámetros promedio con las recomendaciones

de la literatura técnica, los lineamientos de normas internacionales, y los parámetros disponibles sobre el desempeño sísmico de los edificios de muros en Chile. La Tabla 2 relaciona los factores anteriormente descritos con valores de referencia, lo que permite identificar cuáles características podrían influir en la vulnerabilidad de estas estructuras. Se usó como referencia los códigos de diseño de Chile: NCh433 [15], NCh430 [16] y D.S. N°60 [17]; de Perú: E.060 [18] y E.030 [19]; el ACI 318-14 [20] y el Eurocode 8 [21]. Lo anterior, en razón a que las edificaciones de muros de Chile han mostrado un buen comportamiento ante los últimos eventos sísmicos, y Perú actualizó su código considerando estas construcciones como edificios de ductilidad limitada.

Tabla 2. Comparación de parámetros de la base de datos con valores de referencia.

Parámetro	Valor		Referencia
	Actual	Recomendado	
Espesor de muro, t_w (mm)	Rango: 80 - 150 Típico: 100	Mín: 150 Media: 210	E.060 [18] Jünemann, et al. (2015) [2]
Uso de refuerzo electrosoldado no dúctil	Todos los pisos	2/3 superiores de la altura total	E.060 [18]
Relación de esbeltez h_w/t_w	Típica: 25 Máx: 31	Máx: 16	UBC-97 [22]
Espesor elem. de borde t_b (mm)	$t_b = t_w$ Típico: 100	Mín: $h_w/16$ Mín: 300	ACI 318-14 [20] D.S. N°60 [17]
Cuantía de refuerzo en el alma, ρ_w (%)	Típica: 0.25 Mín: 0.12	Mín: 0.15, 0.25, según su cortante (V_u)	E.060 [18]
Relación S/db	Media: 8 Máx: ≥ 12	Máx: 6 Máx: 5	ACI 318-14 [20] Monti & Nutti (1992) [23]
Ubicación de empalmes	En la base	Fuera de la zona potencial de rótula plástica	ACI 318-14 [20]
Densidad de muros, d_x, d_y	d_x media: 2% d_y media: 2.5%	d min: 3%	Sozen (1989) [13]
Relación de aspecto, B_x/B_y	Media: 2.2 Rango: 1.0-4.5	Media: 1.82 Rango: 1.0-4.1	Jünemann, et al. (2015) [2]
Relación de esbeltez, H/B_y	Media: 1.8, $N > 10$ 64% (20-40), $N \geq 7$ Media: 47	Media: 2.2, $10 < N < 24$	Jünemann, et al. (2015) [2]
Relación H/T (m/s)		40-70	Guendelman, et al. (1997) [8]
Deriva, Δ (%)	$\Delta > 0.5$ Máx: 1	Máx: 0.5 Max: 0.2	E.030 [19] NCh433 [15]
Factor de disipación de energía R_0	5, 7	4 2-3.3	E.030 [19] Bonett, et al. (2018) [24]

3.5 Análisis estructural de las edificaciones de la base de datos

Se realizó una simulación lineal de 17 edificaciones representativas de la base de datos, mediante un software de elementos finitos, de acuerdo con la geometría, especificaciones contenidas en los planos estructurales y memorias de cálculo. Los muros fueron modelizados con elementos shell - thin y se modificaron los coeficientes de rigidez de los muros ($0.50I_g$) en el plano, y de las vigas ($0.35I_g$) para simular secciones agrietadas [20]. El análisis de los modelos permitió obtener parámetros como el nivel de carga axial, la relación momento – cortante, el periodo fundamental agrietado y la deriva. (I_g corresponde a la inercia no agrietada de las secciones). En la Tabla 3 se resumen las características de los modelos analizados.

3.5.1 Nivel de carga axial y relación momento – cortante

Para estimar la relación de carga axial (ALR), se utilizó la combinación de carga muerta (D) más el 25% de la carga viva (L), sin incluir sismo ($ALR = N/f'c.A_g$, donde N es la carga axial y A_g es el área bruta de la sección transversal del muro). En promedio, la carga muerta se consideró del orden de 4.2 kN/m^2 y la carga viva de 1.8 kN/m^2 , para uso residencial. El nivel de carga axial promedio para los muros del primer piso varía aproximadamente entre 2.5% y 8.0% para edificios entre cuatro y catorce niveles. La Figura 6 muestra una correlación con la altura total de la edificación (H). El valor de ALR promedio para el primer nivel se puede estimar de manera aproximada con la expresión $ALR = 0.0019H + 0.007$.

Se realizó un análisis dinámico elástico para obtener el valor de la relación shear span, $M/V.l_w$, donde M y V son el momento y cortante, respectivamente. La demanda sísmica se obtuvo del espectro de diseño del NSR-10

según el nivel de amenaza sísmica de las ciudades de Santiago de Cali y Popayán, para un coeficiente de aceleración pico efectivo A_a de 0.25, y un perfil de suelo con una velocidad de onda cortante, $V_{s30} \leq 180 \text{ m/s}$. La relación $M/V.l_w$ promedio varía entre 1.3 y 3.4 para los edificios de la muestra (5 – 12 pisos), con un valor promedio de 2.1.

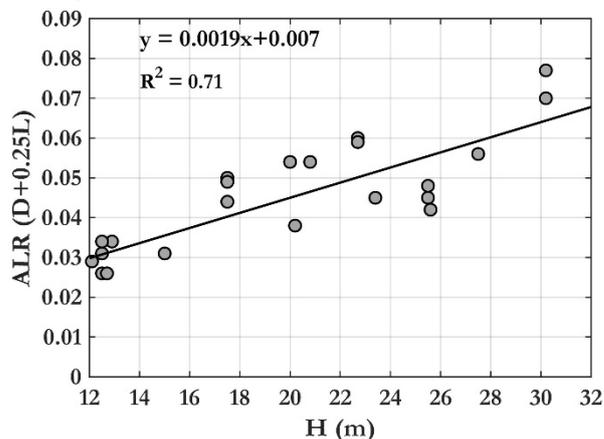


Figura 6. ALR vs altura total.

3.5.2 Periodo fundamental y deriva

Se determinó el periodo fundamental, con secciones agrietadas, en las dos direcciones principales de la edificación. En la Figura 7a se correlaciona el periodo agrietado (T_{cr}) con las dimensiones altura y longitud en planta de la edificación de la dirección de análisis (B_x o B_y), mediante el término $\sqrt{H^3/B_{x,y}}$ propuesto por Arteta (2017). De acuerdo con este estudio se obtiene un mejor ajuste con el término $\sqrt{H^3/B_{x,y}}$ que sólo con la altura del edificio. En la Figura 7b se compara el periodo estimado con secciones brutas (T_g) con el periodo obtenido para secciones agrietadas (T_{cr}). Esta relación es lineal y para ambas direcciones el factor fue $\sqrt{2}$. Este valor coincide con el factor usado para considerar el agrietamiento del concreto debido a vibraciones de gran amplitud [3].

Se evaluó la deriva de piso (Δ) para los modelos con secciones brutas y secciones agrietadas. En términos de diseño este criterio está relacionado con la estabilidad global de la

Tabla 3. Comparación de parámetros de la base de datos con valores de referencia.

#	N	H (m)	T sec. brutas (s)		T sec. agriet. (s)		Deriva de piso (%)		Deriva cubierta (%)	
			T _{g_x}	T _{g_y}	T _{cr_x}	T _{cr_y}	Δ _g	Δ _{cr}	Δ _{c_g}	Δ _{c_{cr}}
1	5	12.5	0.21	0.13	0.30	0.18	0.23	0.43	0.16	0.32
2	9	23.4	0.39	0.46	0.55	0.65	0.74	1.46	0.53	1.06
3	10	25.6	0.40	0.35	0.51	0.46	0.35	0.61	0.29	0.44
4	5	12.5	0.18	0.16	0.25	0.23	0.12	0.23	0.10	0.19
5	5	12.7	0.09	0.14	0.13	0.20	0.13	0.25	0.09	0.17
6	11	27.5	0.46	0.36	0.64	0.51	0.93	1.02	0.36	0.69
7	5	12.1	0.23	0.11	0.33	0.16	0.40	0.78	0.24	0.46
8	6	15.0	0.17	0.19	0.24	0.27	0.40	0.55	0.15	0.27
9	8	20.2	0.24	0.25	0.34	0.36	0.22	0.44	0.17	0.33
10	8	20.8	0.69	0.40	0.97	0.58	1.47	2.96	1.12	2.24
11	7	17.5	0.26	0.25	0.36	0.35	0.23	0.47	0.18	0.37
12	5	12.9	0.17	0.14	0.24	0.19	0.17	0.26	0.10	0.20
13	12	30.5	0.84	0.65	1.17	0.92	1.35	2.62	1.02	1.97
14	10	25.5	0.61	0.41	0.85	0.59	0.80	1.58	0.65	1.29
15	12	31.7	0.65	0.60	0.92	0.86	0.96	1.88	0.72	1.43
16	8	20.0	0.41	0.29	0.59	0.41	0.53	1.09	0.42	0.86
17	10	25.5	0.56	0.49	0.79	0.70	0.91	1.80	0.63	1.25

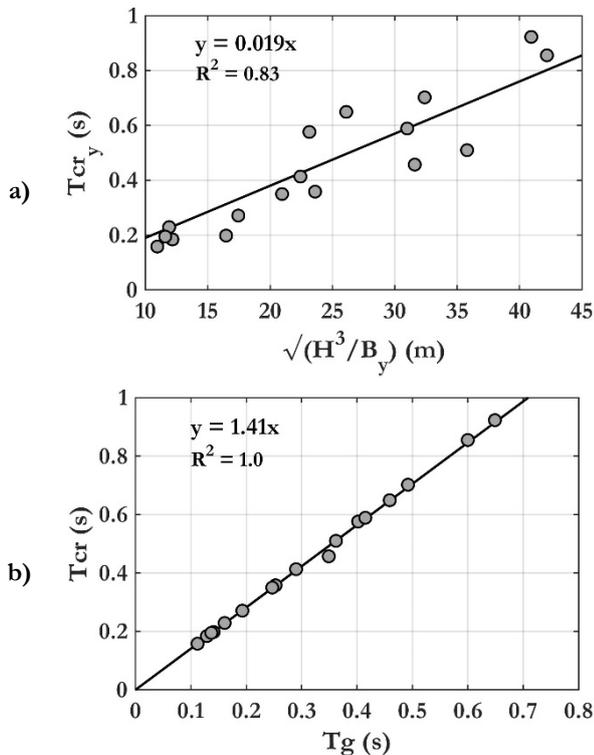


Figura 7. a) Periodo vs dimensiones de la edificación; b) Periodo agrietado vs periodo con secciones brutas.

estructura. De los 17 edificios solo dos superan la deriva límite de 1% de la norma NSR-10 [1], para el caso de secciones brutas. Para los modelos cuya rigidez fue simulada con secciones agrietadas la deriva de piso es en promedio 1.84 veces mayor que la deriva obtenida para

secciones brutas (Δ_g) y seis edificaciones no cumplen con la deriva admisible de 1.43% (Tabla 3). En la Figura 8 se observa que para edificios de más de siete pisos ($T_{cr} > 0.55$ s) las derivas de piso alcanzan valores superiores a 0.75%, lo que implica altas demandas de deformación en las secciones críticas de los muros, las cuales se asocian con niveles de daño severo [5,6].

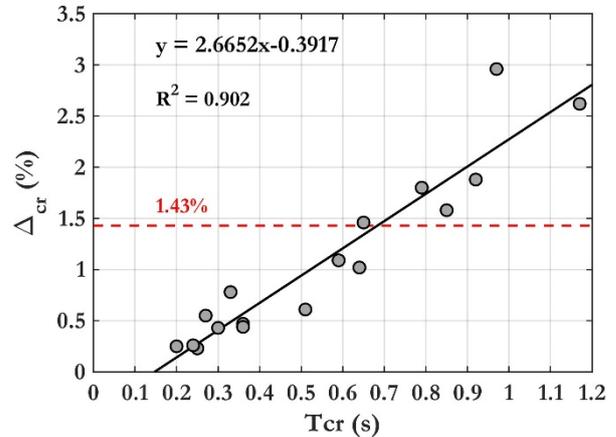


Figura 8. Deriva de piso crítica vs periodo crítico.

Se determinó la deriva de cubierta (Δ_c) (Roof drift), valor asociado con la demanda de deformación de la sección crítica de los muros, como la relación entre el desplazamiento máximo a nivel de la cubierta y la altura de la edificación ($\Delta_c = \delta_c/H$). Para las dos edificaciones que su deriva de piso es superior al límite, también su deriva de cubierta es mayor a

1%. La deriva de cubierta calculada usando secciones brutas es aproximadamente la mitad (0.52) de la deriva calculada usando secciones agrietadas, valor que coincide con lo reportado por [27].

4. Conclusiones

La evaluación de las características de las edificaciones de MDCR, en las ciudades de Cali y Popayán en Colombia, sugiere que estas presentan un grado de vulnerabilidad considerable ante un evento sísmico de gran magnitud. En la Tabla 2 se observa que los parámetros evaluados se alejan de los valores de referencia que indican las condiciones para las cuales se espera un buen comportamiento estructural. Variables como el espesor de los muros y de sus elementos de borde están por debajo, de manera significativa, de los espesores recomendados que garantizarían estabilidad lateral, un adecuado confinamiento del concreto en los extremos del muro, y una mayor capacidad de disipación de energía.

El uso de refuerzo no dúctil (malla electrosoldada) y las deficiencias en el detallado del refuerzo (cuantías, confinamiento, separaciones, empalmes) son factores que permiten prever una capacidad de deformación limitada. Del análisis se observó que factores como la densidad de muros, la rigidez de la edificación, irregularidades en planta y en altura, dimensiones globales de la edificación y las consideraciones sobre la capacidad de disipación de energía, son variables que influyen notoriamente en el desempeño de estas estructuras, y por lo tanto deben ser examinadas con más detalle desde la concepción del diseño de las edificaciones.

Las edificaciones de más de siete pisos ($H \geq 20$ m) presentan un mayor riesgo debido a varios factores. Se usan espesores tan delgados como 100 mm para densidades de muros inferiores a 3%, y la relación entre la altura total y el espesor de los muros (H/t_w) se incrementa notoriamente, lo cual implica mayor riesgo de

inestabilidad lateral. Se encuentran varios muros con cuantías superiores a 1% sin el confinamiento adecuado (refuerzo transversal de columnas). Las relaciones de aspecto y de esbeltez de estas edificaciones, B_x/B_y y H/B_y son más desfavorables, lo que implica momentos de volcamiento y cargas axiales dinámicas mayores. El 64% de las edificaciones se consideran flexibles, según el indicador de rigidez H/T . Las derivas de piso son superiores a 0.5% lo cual implica altas demandas de deformación en las secciones críticas de los muros, que se asocian con niveles de daño severo en estos elementos.

Agradecimientos

Los autores expresan su agradecimiento a Colciencias y a la Universidad del Valle por la financiación del proyecto No. 110674558634, CT 015-2017 titulado: Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones de muros estructurales delgados de concreto reforzado.

Referencias

- [1] AIS, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Asoc. Colomb. Ing. Sísmica. (2010).
- [2] R. Jünemann, J.C. de la Llera, M.A. Hube, L.A. Cifuentes, E. Kausel, A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake, *Eng. Struct.* 82 (2015) 168–185.
- [3] J.W. Wallace, L.M. Massone, P. Bonelli, J. Dragovich, R. Lagos, C. Lüders, J. Moehle, Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings, *Earthq. Spectra.* 28 (2012) S281–S299.
- [4] J. Almeida, O. Prodan, A. Rosso, K. Beyer, Tests on Thin Reinforced Concrete Walls Subjected to In-plane and Out-of-plane Cyclic Loading, *Earthq. Spectra.* 33 (2017) 323–345.
- [5] J.C. Vélez, C.A. Blandón, R. Bonett, C. Arteta, J. Almeida, Ensayos cuasi-estáticos cíclicos de muros delgados de

- concreto reforzado en edificios colombianos, in: VIII Congr. Nac. Ing. Sísmica, 2017: pp. 0–7.
- [6] C.A. Blandon, C.A. Arteta, R.L. Bonett, J. Carrillo, K. Beyer, J. Almeida, Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading, *Eng. Struct.* 176 (2018) 175–187.
- [7] C.A. Blandón, J.F. Rave, R.L. Bonett, Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales, in: VII Congr. Nac. Ing. Sísmica, 2015.
- [8] T. Guendelman, J.G.M. Lindenberg, Bioseismic buildings profile, VII Chil. Conf. Seismol. Earthq. Eng. (1997) Chile.
- [9] J.M. Palacios, Caracterización de edificaciones construidas con el sistema de muros delgados de concreto reforzado en Santiago de Cali, Universidad del Valle, 2017.
- [10] S.M. Alcocer, Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado - Muros Estructurales, México, D.F., 1995.
- [11] O. Moroni, Concrete Frame and Shear Wall Building, *World Hous. Encycl.* (2002).
- [12] R. Lagos, M. Kupfer, Performance of High rise buildings under the February 27 2010 Chilean Earthquake, *Proc. Int. Symp. Eng. Lessons Learn. from 2011 Gt. East Japan Earthq.* (2012) 1754–1765.
- [13] M. Sozen, Earthquake Response of Buildings with Robust Walls, in: Fifth Chil. Conf. Earthq. Eng., 1989: pp. 1–14.
- [14] ASCE, Minimum design loads for buildings and other structures, in: ASCE 7-16. ASCE Stand., 2016.
- [15] INN, NCh433 Of 1996 Modificada en 2012. Diseño Sísmico de Edificios. Santiago de Chile, in: Inst. Nac. Norm., 2012.
- [16] INN, NCh430. Hormigón armado - Requisito de diseño y cálculo. Santiago de Chile, in: Inst. Nac. Norm., 2007.
- [17] MINVU, D.S. N°60, in: Minist. Vivienda y Urban. Santiago Chile., 2011.
- [18] MVCS, SENCICO, Norma E.060, in: Concreto Armado. Reglam. Nac. Edif. Lima -Perú., 2009.
- [19] MVCS, SENCICO, Norma E.030, in: Diseño Sismorresistente. Reglam. Nac. Edif. Lima - Perú, 2017.
- [20] ACI-318-14, Building Code Requirements for Structural Concrete, in: Am. Concr. Institute. USA., 2014.
- [21] CEN, Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples, in: Eur. Comm. Norm., 2012.
- [22] ICBO, UBC-97, Uniform Building Code, in: Int. Conf. Build. Off. USA., 1997.
- [23] G. Monti, C. Nuti, Nonlinear Cyclic Behavior of Reinforcing Bars Including Buckling, *J. Struct. Eng.* (1992).
- [24] R.L. Bonett, J. Carrillo, C.A. Blandon, J.F. Restrepo, J.L. Rosales, Evaluación del Factor R para Edificios de Muros Delgados y Esbeltos en Sistemas Industrializados, in: IX Congr. Nac. Ing. Sísmica. Colomb., 2018: pp. 1401–1412.
- [25] J. Sánchez, C. Arteta, Caracterización Estadística de Edificios de Muros Delgados en Concreto Reforzado para Zonas de Amenaza Sísmica Alta, in: VIII Congr. Nac. Ing. Sísmica, 2017: pp. 0–8.
- [26] C. Arteta, Mecánica simple de muros delgados con aleta , aspectos a considerar para su diseño en Colombia, in: VIII Congr. Nac. Ing. Sísmica, 2017: pp. 0–14.
- [27] A. Ghobarah, On drift limits associated with different damage levels, *Int. Work. Performance-Based Seism. Des. Concepts Implement.* (2004).
- [28] C.A. Arteta, J. Sanchez, R. Daza, C.A. Blandon, R. Bonett, J. Carrillo, J. Velez, Global and local demands limits of thin reinforced concrete structural wall building systems, 16th World Conf. Earthq. Eng. (2017).