

## ANÁLISIS DE DAÑOS EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO DE MEDIANA ALTURA PRODUCTO DEL SISMO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010.

J. Carvalho <sup>(1)</sup>, P. Alcaíno R. <sup>(1)</sup>, J. Murillo <sup>(1)</sup>, I. Vidiella <sup>(1)</sup>.

(1) Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso. CHILE.

E-mail: jcarvall@puc.cl, pablo.alcaino@ucv.cl

### RESUMEN

*En la madrugada del día 27 de febrero de 2010, a las 03:34 de la mañana se produjo un evento sísmico de gran magnitud, con epicentro en la zona litoral del centro sur de Chile. Posterior a ello, en diferentes zonas de la costa chilena se registraron tsunamis.*

*La información preliminar indica que el sismo tuvo una magnitud de momento  $M_w 8.8$ , con epicentro en S 35.85 W 72.71 y una profundidad de 35 km, con una zona de ruptura que abarca desde Concepción a Matanzas. La población afectada sobrepasa los 8 millones de personas en las ciudades más densamente pobladas del país.*

*Este sismo, además ha acaparado gran interés del mundo científico e ingenieril no sólo por su gran magnitud, sino por una serie de aspectos particulares observados durante y después del mismo. Uno de estos aspectos particulares es la gran capacidad que tuvo el sismo de infringir daño a cierto tipo de estructuras de hormigón armado. En particular esto fue observado en varios edificios de mediana altura en la ciudad de Viña del Mar.*

*El presente trabajo se concentra en un análisis de los daños y modos de falla observados en dos edificios de hormigón armado ubicados en el “plan” de Viña del Mar, explicando mediante consideraciones de diseño el comportamiento observado.*

*Se plantea una discusión acerca de la real capacidad de disipación de energía y de deformaciones plásticas versus la considerada en las normativas actuales de diseño (a través del factor de reducción de la respuesta R).*

*Las principales conclusiones de este trabajo indican que la cada vez más baja densidad de muros, mayor altura de los edificios y altos niveles de compresión en muros de espesores moderados (<25cm) exigen altos niveles de confinamiento en las zonas de compresión sometidas a altas tensiones: almas de muros T o L o muros rectos muy delgados sin el confinamiento adecuado mostraron un comportamiento predominantemente lineal elástico frágil, con una falla controlada por compresión del hormigón y pandeo de las barras de acero afectando fuertemente la integridad y estabilidad global de los edificios.*

**Tópico 4:** Materiales cerámicos

**Palabras clave:** Confinamiento de muros, deformación, ductilidad, sismo.

### 1. INTRODUCCIÓN

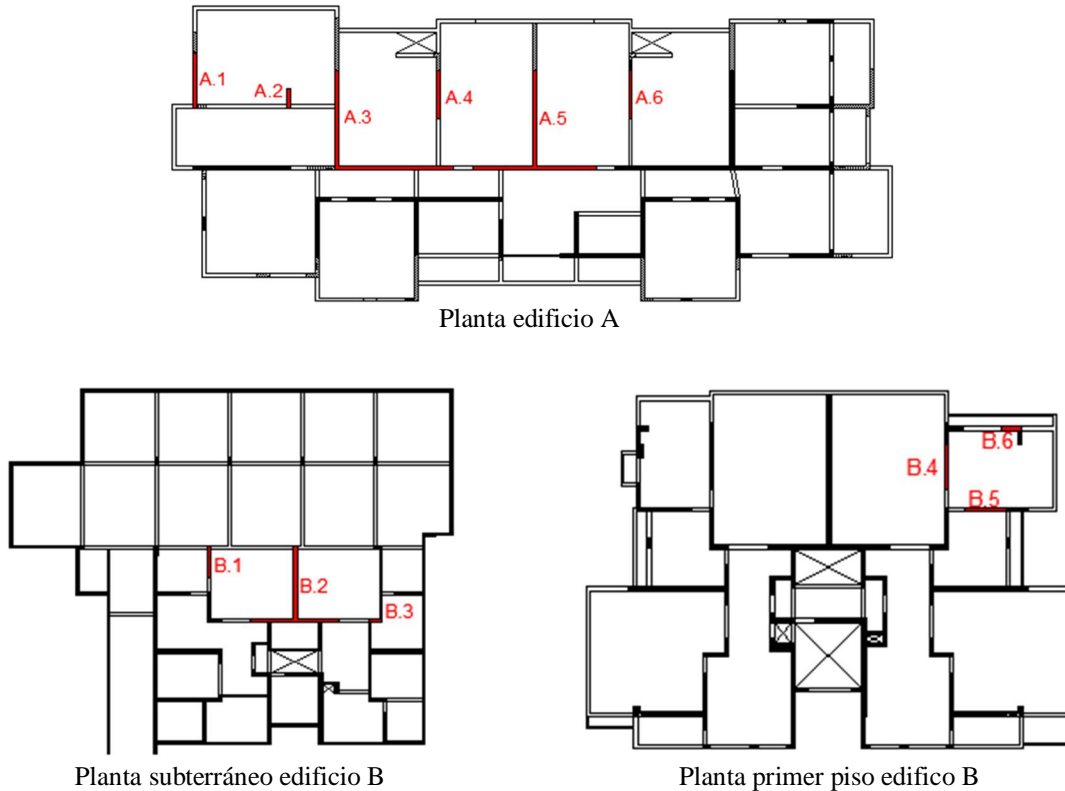
Hoy en día, el diseño de edificios de hormigón armado se basa en los sistemas de fuerzas. En particular, el diseño sísmico se realiza considerando que el factor de reducción “R” usado para reducir el espectro de las normas de diseño posee una componente de sobre-resistencia y otra de ductilidad, se hace necesario incluir en los análisis la capacidad de ductilidad de la estructura.

Durante el reciente sismo del 27 de febrero, se produjeron severos daños en muros de varios edificios modernos de hormigón armado, daños que no eran esperados de acuerdo al diseño.

Para efectos del presente trabajo, se estudian dos edificios (denominados A y B respectivamente) que resultaron dañados producto del terremoto.

## 2. ESTRUCTURAS A ANALIZAR

Los edificios a analizar se encuentran en el centro de Viña del Mar, de altura mediana (10 y 12 pisos respectivamente), y se encuentran emplazados en un suelo tipo II y zona sísmica 3 según la norma NCh433-of96[1]. En la Figura 1 se pueden observar las plantas de estos edificios y los muros dañados a analizar.



**Figura 1.**Plantas de edificios en estudio y muros considerados en el desarrollo del trabajo.

Los dos edificios son similares, con muros continuos desde el subterráneo hasta el último piso y pequeñas irregularidades. Se observan secciones de muros rectangulares, tipo L o T que conforman la estructura rígida de los mismos.

## 3. ANALISIS DE DEFORMACIONES

Para realizar el análisis de deformaciones se realiza un análisis lineal elástico considerando secciones agrietadas, es decir, rigideces reducidas en los elementos de las estructuras, según la

Tabla 1.

**Tabla 1.** Rigidez reducida, según elemento y esfuerzo.

Elemento	Rigidez Flexural	Rigidez Axial	Rigidez al Corte
Vigas	0.2 EI	AE	0.4 AE
Columnas	0.7 EI	AE	0.4 AE
Muros No Agrietados	0.8 EI	AE	0.4 AE
Muros Agrietados	0.5 EI	AE	0.4 AE

El cálculo de deformaciones últimas se obtendrá multiplicando la deformación obtenida de análisis elásticos para obtener deformaciones últimas como  $\Delta_u = \alpha \Delta_e$ . En la Tabla 2 se especifica el valor del coeficiente de transformación “ $\alpha$ ”, que relaciona los desplazamientos inelásticos de techo con los desplazamientos elásticos del mismo, para varios edificios tipo sometidos a registros chilenos y extranjeros[2].

**Tabla 2.** Valores recomendados para  $\alpha = \frac{\Delta_u}{\Delta_e}$  [2].

Rigidez	Modelos	Registros	Promedio (x)	Desv. $\sigma$	x + $\sigma$	Valor Recomendado [ $\alpha$ ]
<b>Constante en la altura.</b>	<b>Rígidos (T1 &lt; 1 seg.)</b>	<b>Chilenos</b>	<b>0.845</b>	<b>0.112</b>	<b>0.957</b>	<b>1.0</b>
		<b>Extranjeros</b>	<b>1.756</b>	<b>0.277</b>	<b>2.033</b>	<b>2.0</b>
	Flexibles (T1 > 1 seg.)	Chilenos	0.800	0.114	0.914	0.9
		Extranjeros	1.013	0.508	1.521	1.5
Disminución de rigidez en primeros dos pisos.	Rígidos (T1 < 1 seg.)	Chilenos	0.826	0.101	0.927	0.9
		Extranjeros	1.714	0.214	1.928	1.9
	Flexibles (T1 > 1 seg.)	Chilenos	0.769	0.111	0.879	0.9
		Extranjeros	1.037	0.499	1.536	1.5

De acuerdo a los factores anteriores y análisis elástico para modelos estructurales sometidos a registros sintéticos compatibles con espectros obtenidos para el sismo del 27 de febrero de 2010 y un registro extranjero, utilizando un amortiguamiento de un 5%, se obtuvieron los resultados detallados en la Tabla 3.

**Tabla 3.** Resultados de análisis según registros sintéticos.

Edificio	Registro	Sentido	Qbx	Qby	H	( $\Delta u$ )x	( $\Delta u$ )y	Drift x	Drift y
			[Tonf]	[Tonf]	[m]	[cm]	[cm]		
<b>A</b>	Concepción	-	2474	2645	30.06	6.0	16.5	0.20%	0.55%
	Concep. Cent	EW	1803	1619	30.06	4.3	9.8	0.14%	0.33%
	Concep. Cent	NS	2474	2645	30.06	6.0	16.5	0.20%	0.55%
	México	-	909	943	30.06	4.6	12.4	0.15%	0.41%
	Marga Marga	EW	2880	3091	30.06	7.6	20.5	0.25%	0.68%
	Marga Marga	NS	3082	4839	30.06	7.8	32.2	0.26%	<b>1.07%</b>
	Viña Centro	EW	3180	3857	30.06	7.9	25.7	<b>0.26%</b>	0.85%
	Viña Centro	NS	2275	2262	30.06	5.7	14.7	0.19%	0.49%
<b>B</b>	Concepción	-	1442	2553	35.28	16.1	16.3	0.46%	0.46%
	Concep.Cent	EW	1499	1533	35.28	18.0	9.7	0.51%	0.27%
	Concep.Cent	NS	1442	2553	35.28	16.1	16.3	0.46%	0.46%
	México	-	887	893	35.28	23.4	12.0	0.66%	0.34%
	Marga Marga	EW	3338	3027	35.28	44.6	20.6	<b>1.26%</b>	0.58%
	Marga Marga	NS	1584	4687	35.28	20.7	32.0	0.59%	<b>0.91%</b>
	Viña Centro	EW	1153	3666	35.28	14.7	25.0	0.42%	0.71%
	Viña Centro	NS	1131	2114	35.28	14.3	14.3	0.41%	0.41%

Las mayores deformaciones inducidas a la estructura se observan en destacado. En general, estas corresponden a las obtenidas con los registros artificiales compatibles con el espectro del sector de análisis (Viña del Mar y Valle Marga - Marga).

#### 4. ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE DEFORMACIONES

A modo de comportamiento, para determinar las capacidades de deformación y ductilidad de cada muro se utilizarán las siguientes expresiones[3]:

**Ecuación 1.** Deformación de fluencia.

$$\Delta_y = \frac{1}{3} H_w^2 \phi_y$$

**Ecuación 2.** Deformación plástica.

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) \left( H_w - \frac{L_p}{2} \right) L_p$$

**Ecuación 3.** Deformación última.

$$\Delta_u = \Delta_p + \Delta_y$$

Donde  $\phi_y$ : Giro unitario de fluencia;  $\phi_u$ : Giro unitario último de rotura;  $H_w$ : Altura total del edificio;  $L_p$ : Longitud plástica.

Las consideraciones para la estimación de la longitud plástica, fueron extraídas del código FEMA 356[4]. Los valores de estos giros unitarios dependerán de la sección, los materiales de ésta y de la dirección del análisis. Un muro de sección rectangular y cuantía de acero similar en sus extremos tendrá un comportamiento en general dúctil, logrando altos giros unitarios. Un muro tipo L o T se comportará diferente según el sentido de análisis. Si se analiza comprimiendo el ala del muro, se observa que para alcanzar la carga última de análisis, se necesita una longitud comprimida pequeña, y en consecuencia, el acero en tracción obtiene deformaciones unitarias altas, lo que se traduce en giros unitarios altos. Por el contrario, si se analiza comprimiendo el alma, se necesita una longitud comprimida considerable, y en consecuencia, el acero en tracción alcanza pequeñas deformaciones unitarias, logrando bajos giros unitarios (ver figura 2). Desde la oficialización de la norma NCh430of08[5], se incorpora la idea del confinamiento en las cabezas de muros (según ACI 318-05[6]), lo que mejora el comportamiento del alma para alcanzar mayores deformaciones últimas, cuando los muros tienen un espesor adecuado.

Evidencia de este comportamiento se presenta a continuación en la Tabla 4 para el edificio A, donde los resultados obtenidos son de acuerdo a compresión del alma.

#### Edificio A:

**Tabla 4.** Análisis de deformaciones y ductilidad para edificio A.

Muro	Confinado	H	Lp	$\phi_y$	$\phi_u$	$\Delta_y$	$\Delta_p$	$\Delta_u$	Drift	Ductilidad
		[m]	[m]	[1/m]	[1/m]	m	m	m		
A.1	NO	30.06	1.475	0.0014	0.0025	0.47	0.05	0.51	1.70%	1.10
	SI	30.06	1.475	0.0014	0.0081	0.44	0.30	0.74	2.48%	1.69
A.2	NO	30.06	0.525	0.0042	0.0060	1.35	0.03	1.38	4.60%	1.02
	SI	30.06	0.525	0.0046	0.0194	1.50	0.24	1.74	5.79%	1.16
A.3	NO	30.06	2.5	0.0006	0.0010	0.18	0.03	0.21	0.71%	1.17
	SI	30.06	2.5	0.0006	0.0028	0.20	0.18	0.38	1.26%	1.87
A.4	NO	30.06	1.325	0.0014	0.0023	0.45	0.04	0.49	1.63%	1.08
	SI	30.06	1.325	0.0016	0.0074	0.52	0.24	0.75	2.50%	1.46
A.5	NO	30.06	2.5	0.0006	0.0010	0.19	0.03	0.22	0.74%	1.17
	SI	30.06	2.5	0.0006	0.0029	0.21	0.19	0.40	1.33%	1.90
A.6	NO	30.06	1.325	0.0014	0.0023	0.45	0.04	0.49	1.63%	1.08
	SI	30.06	1.325	0.0016	0.0074	0.52	0.24	0.75	2.50%	1.46

Comparando los resultados experimentales con los obtenidos de registros sintéticos, se observa que los muros A.3 y A.5 no cumplen con las demandas de deformaciones respecto del registro Marga-Marga, en sentido NS, que corresponde al sentido de análisis (ver figura 3).

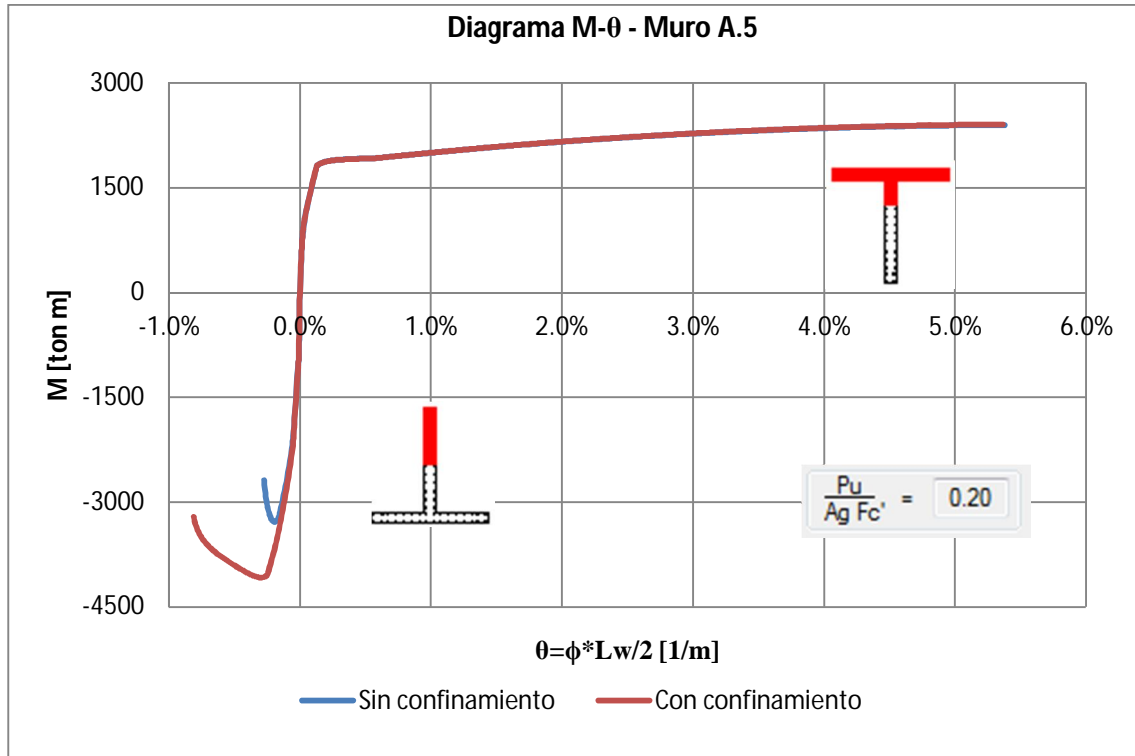


Figura 2. Ejemplo de diferencia de comportamiento con y sin confinamiento para muro A.5.

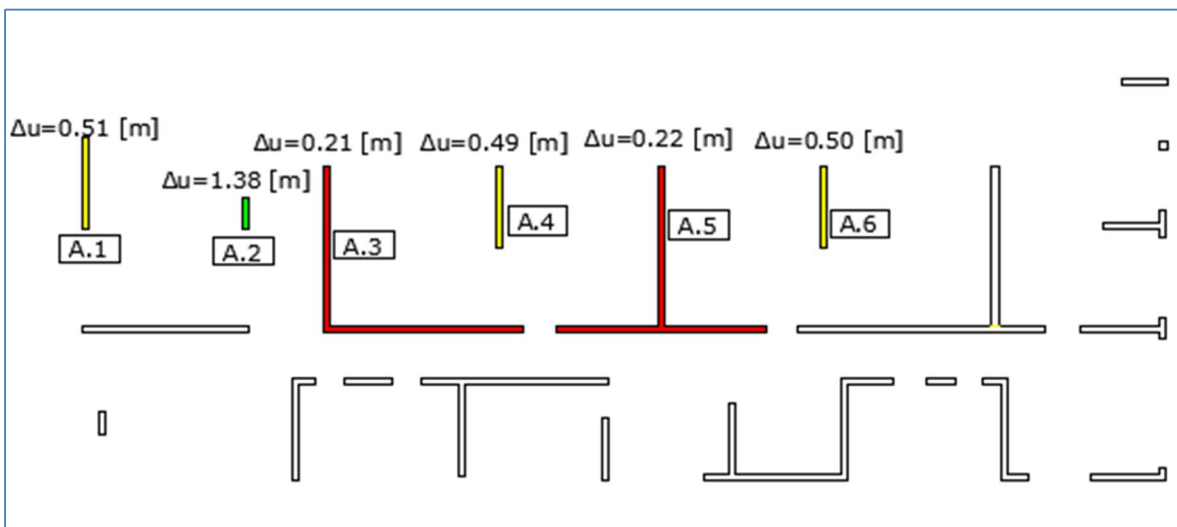


Figura 2. Representación Gráfica de los resultados obtenidos en edificio A, sin confinamiento.

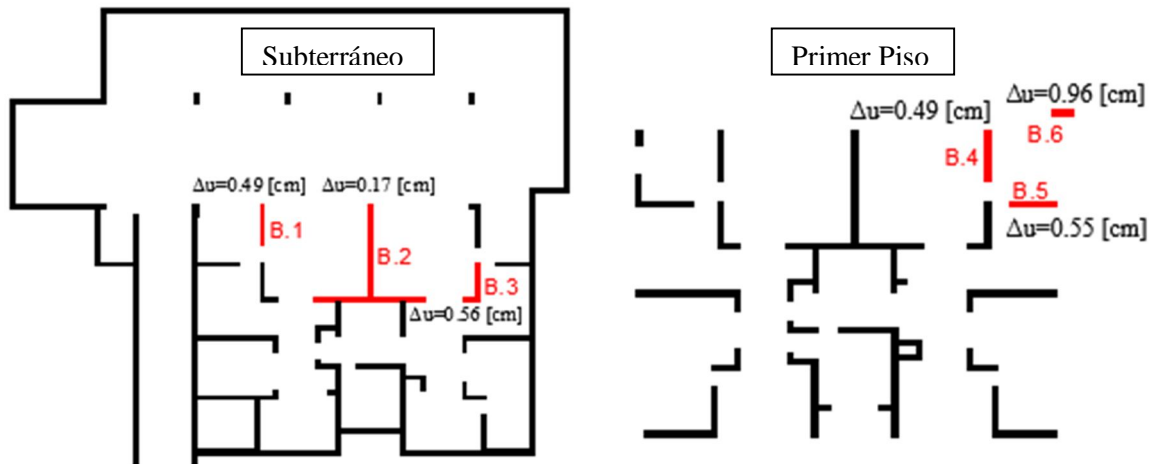
**Edificio B:**

De manera análoga, se analiza el comportamiento de muros del edificio B en la Tabla 5.

**Tabla 5.** Análisis de deformaciones y ductilidad para edificio B.

Muro	Confinado	H	Lp	$\phi_y$	$\phi_u$	$\Delta y$	$\Delta p$	$\Delta u$	Drift	Ductilidad
		[m]	[m]	[1/m]	[1/m]	m	m	m		
B.1	NO	31.18	1.1025	0.0014	0.0023	0.46	0.03	0.49	1.57%	1.07
	SI	31.18	1.1025	0.0016	0.0074	0.52	0.20	0.72	2.31%	1.37
B.2	NO	31.18	2.7875	0.0004	0.0008	0.14	0.03	0.17	0.55%	1.20
	SI	31.18	2.7875	0.0005	0.0023	0.16	0.15	0.31	1.00%	1.91
B.3	NO	31.18	1.2	0.0016	0.0025	0.53	0.03	0.56	1.80%	1.06
	SI	31.18	1.2	0.0018	0.0078	0.58	0.22	0.80	2.57%	1.38
B.4	NO	31.18	1.2	0.0014	0.0023	0.46	0.03	0.49	1.58%	1.07
	SI	31.18	1.2	0.0016	0.0075	0.53	0.21	0.75	2.39%	1.40
B.5	NO	31.18	1.1025	0.0016	0.0026	0.52	0.03	0.55	1.78%	1.06
	SI	31.18	1.1025	0.0016	0.0081	0.51	0.22	0.74	2.36%	1.43
B.6	NO	31.18	0.525	0.0029	0.0044	0.93	0.02	0.96	3.07%	1.03
	SI	31.18	0.525	0.0033	0.0124	1.08	0.15	1.23	3.93%	1.14

Comparando resultados entre lo obtenido de registros y resultados experimentales, se observa que el muro B.2 no cumple con las demandas de deformaciones respecto del registro Viña del Mar, en sentido NS, que corresponde al sentido de análisis (ver figura 4).



**Figura 3.** Representación gráfica de los resultados para edificio B, sin confinamiento.

**5. RESULTADOS ANÁLISIS PUSH OVER**

Se realizó un análisis Push-Over para cada una de las estructuras anteriormente descritas. El análisis fue desarrollado con un modelo tridimensional, el cual fue cargado con tres distribuciones de carga diferentes para cada sentido de análisis. En cuanto al criterio de falla, éste fue definido cuando se detecta que la rótula alcanza su giro último, obtenido del comportamiento momento-curvatura. Los resultados del análisis se exponen a continuación en la Tabla 6.

**Tabla 6.** Resultados de análisis Push-Over para los edificios en análisis.

Edificio	Confinado	Distribución de cargas	( $\Delta u$ )y [cm]	Edificio	Confinado	Distribución de cargas	( $\Delta u$ )y [cm]
A	NO	Rectangular	25.58	B	NO	Rectangular	22.04
		Triang. Inv.	23.08			Triang. Inv.	24.28
		Parabólica	26.39			Parabólica	23.69
		<b>Promedio</b>	<b>25.02</b>			<b>Promedio</b>	<b>23.34</b>
	SI	Rectangular	39.62		SI	Rectangular	43.29
		Triang. Inv.	42.35			Triang. Inv.	45
		Parabólica	41.1			Parabólica	39.92
		<b>Promedio</b>	<b>41.02</b>			<b>Promedio</b>	<b>42.74</b>
		<b>Desv. Est.</b>	<b>1.73</b>			<b>Desv. Est.</b>	<b>1.16</b>
		<b>Desv. Est.</b>	<b>1.37</b>			<b>Desv. Est.</b>	<b>2.58</b>

Con respecto al edificio A, se realizó la estimación de desplazamientos sólo en el sentido y, ya que en el sentido x no se percibieron fallas apreciables para ser consideradas. En cuanto al edificio B, este si contaba con fallas a considerar en el sentido perpendicular al análisis, sin embargo, obedecían a fallas de compresión en muros esbeltos, las que pueden ser descritas con mayor claridad mediante otro tipo de análisis, ya que las deformaciones últimas obtenidas en estos elementos son enormes. De la Tabla 6, se aprecia que el cociente entre la deformación última confinada y la deformación última sin confinar alcanza valores de 1.64 para el edificio A y 1.83 para el edificio B, lo que repercute en aumento del índice de ductilidad.

## 6. CONCLUSIONES

Los resultados máximos de desplazamiento último en los edificios de análisis, obtenidos según los registros sintéticos, son los mostrados en la Tabla 7.

**Tabla 7.** Desplazamientos últimos máximos obtenidos a partir de registros sintéticos

Edificio	Registro	Sentido	( $\Delta u_x$ )max	( $\Delta u_y$ )max	Drift x	Drift y
			[cm]	[cm]		
A	Marga Marga	NS	7.8	<b>32.2</b>	0.26%	<b>1.07%</b>
	Viña Centro	EW	<b>7.9</b>	25.7	<b>0.26%</b>	0.85%
B	Marga Marga	EW	<b>44.6</b>	20.6	<b>1.26%</b>	0.58%
	Marga Marga	NS	20.7	<b>32</b>	0.59%	<b>0.91%</b>

El desplazamiento último según diagrama momento curvatura es el mostrado en la Tabla 8.

**Tabla 8.** Desplazamientos últimos obtenidos de diagrama momento curvatura

Edificio	Confinamiento	( $\Delta u_x$ )max	( $\Delta u_y$ )max	Drift x	Drift y
		[cm]	[cm]		
A	NO	--	21	--	0.69%
	SI	--	38	--	1.26%
B	NO	--	17	--	0.55%
	SI	--	31	--	1.00%

Finalmente, del Análisis Push-Over se desprenden los los desplazamientos mostrados en la tabla 9.

**Tabla 9.** Desplazamientos últimos obtenidos de análisis Push-Over.

Edificio	Confinamiento	( $\Delta u_x$ )max	( $\Delta u_y$ )max	Drift x	Drift y
		[cm]	[cm]		
A	NO	--	25	--	0.83%
	SI	--	41	--	1.36%
B	NO	--	23	--	0.74%
	SI	--	42	--	1.36%

De lo anterior se puede concluir que, estando los edificios con muros no confinados, no era posible alcanzar las deformaciones a las que fueron solicitados. Sin embargo, al realizar la misma comparación con muros confinados, se observa que se superan las deformaciones de análisis, evitando así los daños excesivos observados.

Finalmente, el comportamiento de los muros de hormigón armado mejora considerablemente al generar núcleos confinados. De esta forma, los materiales describen curvas que permiten alcanzar mayores índices de ductilidad. Tal comportamiento faculta a la estructura de una mayor capacidad de disipación, que permite, a través de una mayor capacidad de deformación, generar fallas dúctiles que aludan al factor  $R^*$  con el cual se diseñó.

## REFERENCIAS

- [1] Instituto Nacional de Normalización, “NCh433.Of96: Diseño Sísmico de Edificios”; 1996.
- [2] P. Hidalgo, C. Gazitúa, M. Galvez y R. Toro, “Respuesta inelástica de edificios de hormigón armado con una estructuración mixta de muros y pórticos”; Congreso Chile de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornada (2005).
- [3] Priestley, M.J.N, Calvi, G.M., and Kowalsky, M.J., “Displacement-Based Seismic Design of Structures,”; 2007.
- [4] Federal Emergency Management Agency y American Society of Civil Engineers, “FEMA 356: Prestandard and Commentary on Seismic Rehabilitation”; 2000.
- [5] Instituto Nacional de Normalización, “NCh430.Of2008: Hormigón Armado – Requisitos de diseño y cálculo; 2008.
- [6] American Concrete Institute, “ACI318-05: Requisitos de reglamento para concreto estructural”; 2004.