

Observaciones de daños en edificios de hormigón armado producidos por el terremoto de Chile Central, 27 de febrero de 2010

Patricio Bonelli¹, José Restrepo², Gabriel Alarcón³

Resumen

Se muestran daños ocurridos en edificios modernos de hormigón armado en Concepción y Viña del Mar a raíz del terremoto del 27 de febrero de 2010. Se presentan casos de estudio de estructuras con muros T y L, se calcula la capacidad de deformación con y sin confinamiento. Se ha propuesto en Chile adoptar modificaciones de emergencia para las normas de Diseño Sísmico de Edificios NCh433Of.96 y para la norma de diseño de elementos de hormigón armado NCh430. En la norma NCh433 se cambiaron los espectros elásticos de aceleraciones por los contenidos en la norma de diseño de estructuras con aislación sísmica, NCh2745, para corregir los desplazamientos, especialmente en los periodos altos. Se agrega el cálculo del desplazamiento esperado para el máximo sismo considerado en el diseño, MCE, que se puede estimar a partir del espectro elástico de desplazamientos o del análisis dinámico lineal sin reducir, con factores apropiados. En la norma de diseño de elementos de hormigón armado, NCh430, se ha propuesto usar una cantidad nominal de armadura transversal para restringir el pandeo de las barras de borde. Está en estudio reemplazar las actuales armaduras de confinamientos para columnas de marcos especiales, contenidas en 21.6.4 del ACI318-08 por expresiones que consideren el efecto de la carga axial.

Palabra-clave: Daños en edificios de hormigón armado. Confinamiento. Pandeo de la armadura longitudinal. Normas de diseño.

¹ Profesor titular, Departamento de Obras Civiles, Universidad Santa María, Valparaíso. CHILE. patricio.bonelli@usm.cl

² Profesor Universidad de California, San Diego, EEUU. jrestrepo@soe.ucsd.edu

³ Alumno Universidad Santa María, Valparaíso, CHILE.

1 Introducción

El terremoto del 27 de febrero de 2010 ocurrido en Chile Central tuvo características inesperadas, con un contenido de baja frecuencia no visto antes en zonas de subducción en Chile. Los datos que se tenían mostraban que los terremotos de subducción no tenían un contenido importante de frecuencias bajas, como el observado en el terremoto de 1985 en la Ciudad de México donde el relleno de arcilla bajo la ciudad amplificó y filtró las frecuencias del movimiento en la roca, provocando ondas de baja frecuencia que produjo el colapso de 600 edificios modernos con más de 20 000 muertos, debiéndose demoler posteriormente otros 400. Al mes siguiente del terremoto las fuerzas de diseño en México se multiplicaron por tres. El registro obtenido en el centro de Concepción por la Universidad de Chile (Boroschek, 2010) es muy parecido al registrado en ciudad de México, con el agravante que también tiene un contenido importante de altas frecuencias, con un registro de alto potencial destructivo obtenido en Concepción, cerca del sitio donde se produjo el colapso de un edificio estructurado con muros, inimaginable hasta hoy y muy difícil de explicar. En la revisión de las normas vigentes para proponer medidas de emergencia, se ha detectado que la clasificación de los suelos existentes y las curvas de diseño que se consideran en la norma NCh433Of.96 no eran congruentes con lo registrado. Después de tres meses se llegó a un acuerdo entre los integrantes del grupo proponiéndose una nueva clasificación de suelos recomendándose estudios especiales para el diseño de edificios sobre suelos blandos. El terremoto produjo daños estructurales importantes en edificios de muros en Santiago, Viña del Mar, Chillán y Concepción, todos ellos muy parecidos, caracterizados por fallas en bordes y en el alma de muros de sección T.

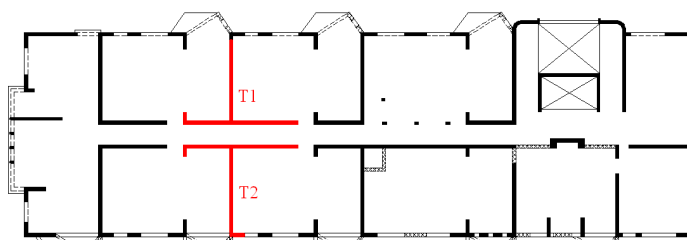
2 Estructura típica

2.1 Plantas y elevaciones de edificios dañados por el sismo de 2010 en Chile

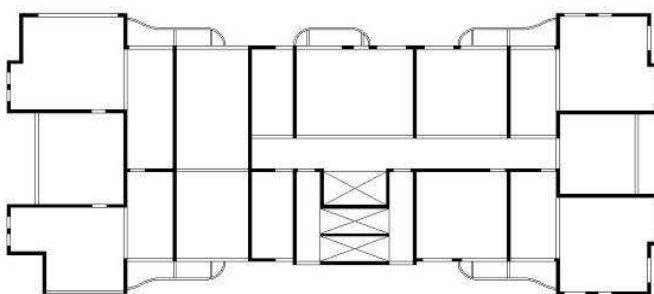
En las figuras 1 y 2 se muestran plantas tipo de edificios dañados. Todas ellas son similares, compuestas por muros continuos desde la fundación hasta el techo, algunos con pequeñas irregularidades, no significativas en cuanto al daño observado, con un corredor central y muros transversales formando secciones transversales rectangulares, o con formas de T o L.



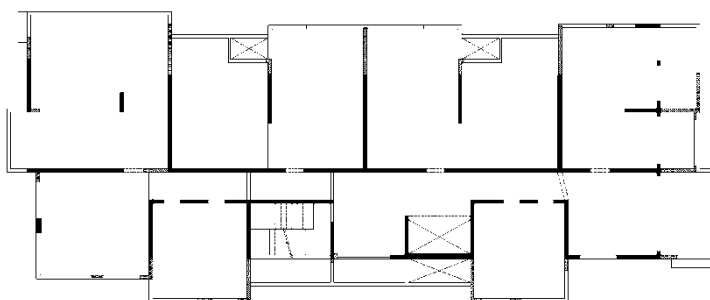
Edificio A, Concepción



Edificio B, Concepción



Edificio C Viña del Mar



Edificio D Concepción

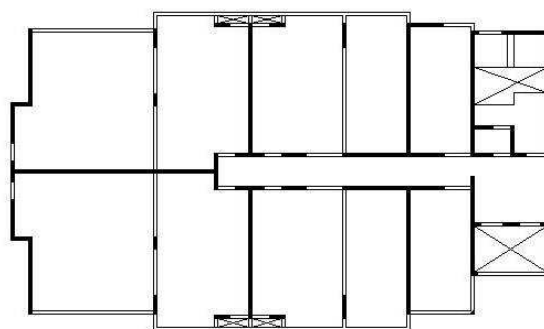


Figura 1: Planta típica de edificios habitacionales estructurados con muros, que sufrieron daños en 2010 en Chile.

2.2 Daños en muros

El primer edificio mostrado en la Figura 1, denominado como Edificio A, que estaba en Concepción, tuvo un colapso completo con falla en todos los muros del primer piso, el segundo, también en Concepción, denominado como B, tuvo fallas graves en compresión, tracción y corte en los dos primeros pisos, Los edificios C, en Viña del Mar, y D, en Concepción, con daños en sus muros, quedaron inclinados 40 centímetros al fallar los muros en sus bases. Se puede ver la similitud entre las plantas de estructuras de estos cuatro edificios con daños similares.

Las estructuras utilizadas en esos cuatro edificios se ven muy sanas, tienen muros longitudinales formando un pasillo central y una serie de muros perpendiculares a él, continuos hasta la fundación. En el edificio B hay una discontinuidad en la vertical, el muro se recoge en el primer piso para dar espacio a la calle de circulación en ese piso, dado que existe un estacionamiento. El edificio A también la tenía en uno de sus costados, pero más pequeña. En las fotografías se puede apreciar que no hubo daños en la zona de cambio de sección, en la mayoría de los muros la grieta aparece más abajo, en muchos, cercana a su base. Varios edificios cercanos a los edificios dañados tenían una estructura similar, y sufrieron el mismo tipo de falla pero en diferentes grados. El tipo de falla de la mayoría de los muros dañados no había sido observado anteriormente en Chile.

3 Muros con sección T.

3.1 Influencia de la carga axial en la capacidad de deformación de muros de hormigón armado

En la Figura 2 se muestra una sección de un muro que tiene una sección transversal con forma de una T, tomado del Edificio A mostrado en la Figura 1, identificado como T_1 , que tiene un espesor de 20 centímetros. Este tipo de sección es muy común en edificios chilenos. El pasillo que está en la parte central del edificio produce muros con secciones transversales con forma de T al unirse con los muros que lo forman con los muros perpendiculares.

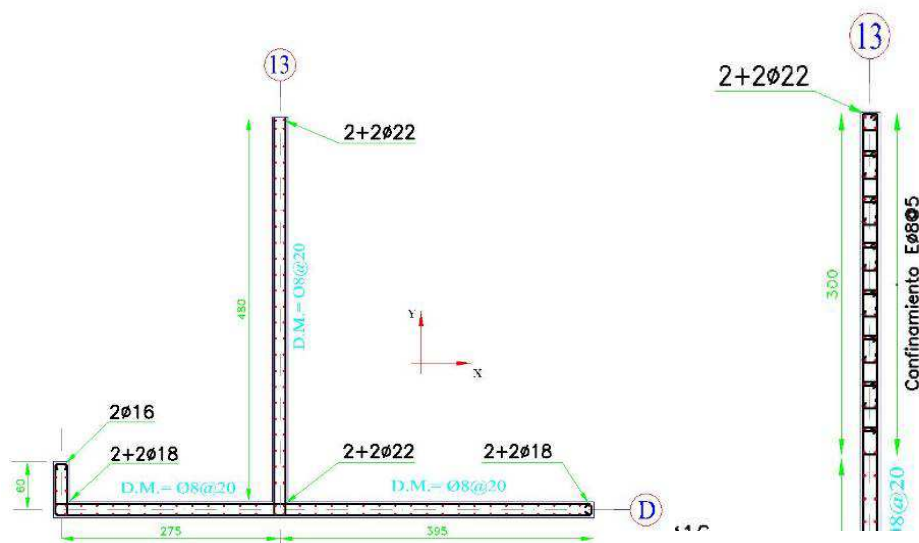


Figura 2: Sección típica de un muro T en un edificio estructurado con muros, y armaduras de confinamiento para satisfacer el ACI318-08.

Al desplazarse el edificio en la dirección del alma del muro T, perpendicular al eje del pasillo central, cuando el ala queda en tracción, debido a la gran cantidad de armadura que posee se genera una fuerza muy grande de tracción originando una gran compresión en el borde del alma. La carga axial proveniente de las cargas gravitacionales y del acoplamiento de las losas o dinteles, si existen, junto a la acción de las componentes verticales del movimiento del suelo, aumentan la profundidad de la línea neutra.

Una gran profundidad de la línea neutra implica una curvatura pequeña asociada a un acortamiento unitario en el hormigón en la fibra extrema igual a 0.004, originando una baja capacidad de deformación en el muro, que explica el comportamiento frágil observado. Para lograr mayores desplazamientos laterales es necesario confinar fuertemente el borde libre del alma comprimida, la ductilidad adicional que se logra depende del acortamiento adicional que se pueda lograr en el hormigón y no en el alargamiento del acero, que sería lo recomendable. Sin embargo, la armadura de confinamiento no es efectiva en muros tan delgados y el acortamiento adicional del hormigón confinado calculado, en la realidad no se produce debido al ancho tan pequeño del muro. En ensayos recientes hechos por Jack Moehle en Berkeley, se ha visto que tan pronto se pierde el recubrimiento la sección falla en compresión de manera muy frágil, de la misma manera como sea observado en varios muros delgados en este terremoto de febrero de 2010. Ello ha llevado a recomendar que se evite el uso de secciones que queden controladas por la compresión. En Chile, se ha recomendado como medida de emergencia después del terremoto, usar solamente muros con

secciones transversales que tengan un alargamiento unitario en el acero mayor que 0.004 al momento de alcanzarse en el hormigón un acortamiento unitario igual a 0.003.

La curvatura última que puede alcanzar la sección queda determinada por diversos estados límites, el que se alcanza primero define la capacidad de deformación. Los estados límites se definen a partir del acortamiento último del hormigón o del alargamiento último del acero.

Estados límites definidos por el hormigón.

c_i) Agrietamiento del hormigón, $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{cr}$ alargamiento de agrietamiento del hormigón,

c_{ii}) Máxima tensión en hormigón no confinado, $\varepsilon_c = 0.002$

c_{iii}) Agrietamiento e inicio de la pérdida del recubrimiento, $\varepsilon_c = 0.004$

c_{iv}) Desprendimiento del recubrimiento, $\varepsilon_c > 0.004$

c_v) Aplastamiento del núcleo de hormigón, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.004 + 2\sqrt{\rho_{sx}\rho_{sy}}$

donde ρ_{sx} y ρ_{sy} son las cuantías volumétricas de refuerzo transversal en los bordes de los muros, en la dirección transversal y longitudinal respectivamente.

Estados límites definidos por el acero.

s_i) Fluencia de la barra longitudinal extrema, $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$

s_{ii}) Alargamiento unitario igual a un uno por ciento en la barra longitudinal extrema

$\varepsilon_s = 0.01$, queda asociado a anchos de grietas remanentes de 0.8 mm que no requieren reparación.

s_{iii}) Comienzo del pandeo en la barra longitudinal extrema, $\varepsilon_s - \varepsilon_c \geq \frac{10 - \frac{s_h}{d_b}}{100}$

s_{iv}) Fractura de la barra longitudinal extrema,

$$\varepsilon_s - \varepsilon_c \geq \frac{14 - \frac{4s_h}{3d_b}}{100} \leq \frac{\varepsilon_{su}}{2} \text{ y } |\varepsilon_c| \geq 0.004$$

Estos estados límites, definidos por Restrepo (2009), se dibujaron en el diagrama de curvatura de la Figura 3.

Un desplazamiento del techo en el sentido inverso, que comprima el ala, produce una profundidad de línea neutra pequeña porque hay mucho hormigón comprimido a lo largo del ala y generalmente la cantidad de armadura en el borde que está en tracción en el alma del muro es

pequeña, como se ve en la Figura 2, con una respuesta dúctil en esa dirección pero con grandes alargamientos de las barras longitudinales en el borde libre y también en parte del alma. En la Figura 3 se dibujaron las relaciones momento curvatura para el muro de la Figura 2 para diferentes cantidades de fuerza axial. Las curvas terminan en la curvatura última que queda definida por el alargamiento unitario del acero igual a 0.06 en el borde del alma si el ala se comprime, y por el acortamiento último del hormigón confinado en el borde del alma, igual a 0.016 en este caso, si el ala está en tracción. Si no hay armadura transversal en el borde libre del alma, el estado límite último para el ala en tracción queda definido por el acortamiento unitario del hormigón igual a 0.004, que es el límite que indica el inicio de la pérdida del recubrimiento y de la falla del hormigón por aplastamiento cuando no hay armaduras transversales de confinamiento en el borde, o por la fractura del acero, con un alargamiento unitario denominado como ε_{siv} . La parte izquierda del diagrama corresponde al ala en tracción y la parte derecha al ala comprimida.

Si no hay armaduras transversales en el borde la falla en compresión se produce al alcanzarse un acortamiento último en el hormigón de un 0.004, el inicio del pandeo con borde agrietado lo determina el valor ε_{siii} , que es igual a 0.01 si no hay armadura transversal, ocurriendo en ese caso la fractura de la barra a alargamientos del acero del orden de 0.014. Con armadura transversal separada a seis veces el diámetro de la barra longitudinal, el pandeo de la armadura se iniciaría a un alargamiento unitario del acero del orden de $\varepsilon_{siii} = 0.014$ y la fractura de la barra a alargamientos del acero del orden de 0.06. En la Figura 3 se dibujaron los estados límites en las relaciones momento curvatura para el muro de sección transversal T mostrado en la Figura 2.

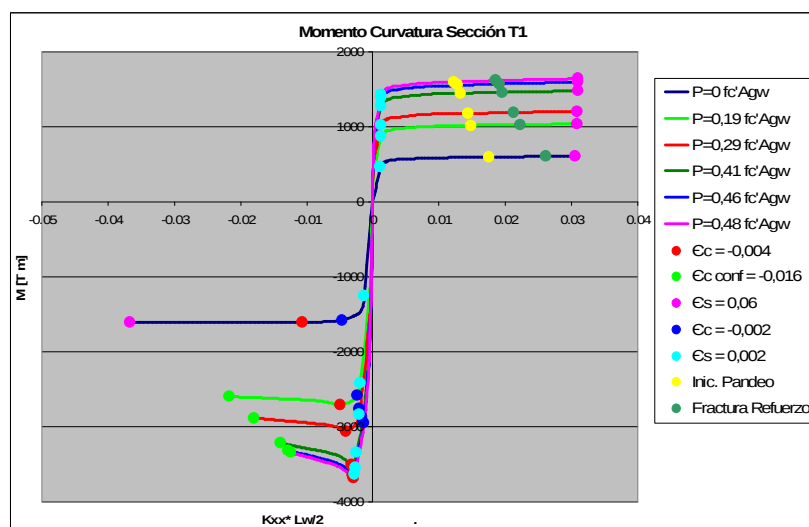


Figura 3: Relaciones momento curvatura para el muro T₁ para cargas axiales iguales a 0, 0.29 $f'_c A_{gw}$ (0.12 $f'_c A_g$) y 0.48 $f'_c A_{gw}$ (0.20 $f'_c A_g$), calculado con $f'_c = 25$ MPa, H30.

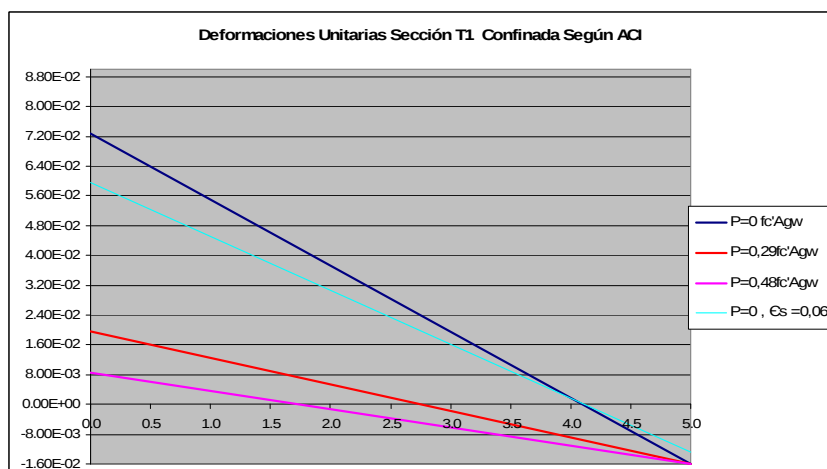


Figura 4: Profundidad de línea neutra para el muro T_1 para cargas axiales iguales a 0, $0.29 f'_c A_{gw}$ ($0.12 f'_c A_g$) y $0.48 f'_c A_{gw}$ ($0.20 f'_c A_g$), calculado con $f'_c = 25$ MPa, H30.

Para el edificio A de la Figura 1, que tuvo un colapso total durante el terremoto del 27 de febrero de 2010 en Chile, las cargas axiales últimas provenientes del análisis con la norma *NCh433Of.96*, estaban entre $0.19 f'_c A_{gw}$ ($0.08 f'_c A_g$) y $0.48 f'_c A_{gw}$ ($0.20 f'_c A_g$). La carga axial proveniente solamente del peso propio más un 25% de la sobrecarga de cálculo, es igual a $0.29 f'_c A_{gw}$ ($0.12 f'_c A_g$), es decir, estos muros, que llevaron al edificio a un colapso total, tenían una carga axial que para la carga última sobrepasa $0.35 f'_c A_{gw}$, que sería el máximo permitido si se confinaban los bordes adecuadamente, aún cuando el acoplamiento puede aumentar significativamente la compresión en el muro, sobrepasando estos valores. Se puede ver que tomar el área completa de la sección T puede conducir a confusiones al compararlo con una sección rectangular. Se puede trabajar con cualquiera de las dos secciones transversales pero con los límites de deformaciones unitarias adecuados.

La relación momento curvatura para el ala en tracción, sin carga axial, tiene una ductilidad limitada, pudiendo alcanzarse un desplazamiento lateral relativo de un 1% de la altura con un acortamiento unitario del hormigón en el borde igual a 0.004. Al aumentar la carga axial la ductilidad se reduce, para la carga axial proveniente del peso propio más un 25% de la sobrecarga de cálculo, valor más probable durante un sismo si no hubiera acoplamiento de las losas ni componente vertical del movimiento del suelo, la sección alcanzaría su capacidad de rotación justo después de fluir, con una respuesta muy frágil.

Para un movimiento en el otro sentido, que comprimiera el ala, la sección tiene una respuesta muy dúctil, pudiendo alcanzar rotaciones mayores que 0.04. Las curvas se dibujaron hasta el instante en que el acero en el extremo del alma alcanza el máximo alargamiento unitario de cálculo, igual a 0.06, límite que indica la fractura si las barras longitudinales están restringidas al pandeo. Para todas las cargas axiales analizadas en este sentido los acortamientos unitarios en el hormigón no llegan a 0.004, quedando el estado límite último controlado por el máximo alargamiento del acero.

Sin carga axial, la profundidad de eje neutro es $c=0.961$ metros y la rotación que alcanza la sección es $\theta=1.05\%$. Con una carga axial igual a $0.29 f_c' A_{gw}$ ($0.12 f_c' A_g$) la profundidad de eje neutro aumenta a $c=2.464$ metros disminuyendo la rotación a $\theta=0.41\%$. Para una carga axial igual a $0.48 f_c' A_{gw}$ ($0.2 f_c' A_g$) la profundidad de eje neutro aumenta a $c=3.422$ m y la capacidad de rotación disminuye a $\theta=0.29\%$.

3.2 Influencia de la armadura transversal en bordes.

La capacidad de deformación del hormigón puede aumentar considerablemente al agregarse armadura transversal de confinamiento. La armadura transversal cumple varias funciones, la principal, en bordes de muros, más que confinar el hormigón es prevenir el pandeo de las barras longitudinales, que al estirarse se alargan y al volver a la posición inicial se pandean si no están restringidas lateralmente, rompiendo el hormigón que las rodea y dejando al muro sin hormigón en el borde, reduciendo el largo de la sección. Según el código ACI318-08, para aumentar el acortamiento unitario último del hormigón comprimido para permitir una mayor rotación de la sección se debe agregar armaduras transversales para confinar el hormigón en los bordes si la profundidad del eje neutro, calculada con la carga axial mayorada para la sección, es mayor que un valor crítico de profundidad del eje neutro, que depende del desplazamiento lateral que se necesita alcanzar en el techo del edificio, pero no menor que 0.007 veces la altura entre el techo y la sección crítica para asegurar cierta ductilidad en las estructuras rígidas..

Para el edificio en estudio, con un altura de 33 metros entre el techo del muro y la sección crítica considerada en los cálculos, la profundidad de eje neutro para la carga axial mayorada, igual a $0.48 f_c' A_{gw}$ ($0.2 f_c' A_g$), es $c=3.422$ metros, para un desplazamiento del techo igual a 0.007 la altura del muro entre el techo y la posición de la sección crítica, la profundidad crítica de línea neutra es $c_{crítico}=1.19$ m. En la expresión utilizada para la carga axial, A_{gw} es el área del alma de la sección transversal, A_g es el área de la sección completa y f_c' es la resistencia cilíndrica a compresión del hormigón utilizada en los cálculos. Por lo tanto, según el ACI318, se debe confinar el borde de ese

muro en una longitud igual al mayor valor entre $c/2$ y $c - 0.1L_w$, es decir, en una sección de 2.92 metros de largo medida desde el borde libre del alma. En los cálculos en el ejemplo aquí mostrado se tomó una longitud de confinamiento de 3 metros, Figura 2, derecha.

La armadura transversal resultante de aplicar las disposiciones del ACI318, se logra con estribos de ocho milímetros de diámetros, separados a cinco centímetros, que corresponde a una cuantía volumétrica igual a $\rho=1,22\%$, con un acortamiento unitario último calculado para el hormigón igual a 0.016.

En el gráfico a la derecha en la Figura 4 se muestran las relaciones momento curvatura y la distribución de deformaciones unitarias en la sección para el sentido de carga en que el ala se tracciona, para diferentes cargas axiales, considerando el efecto de las armaduras de confinamiento en el borde libre del alma. Sin carga axial, la profundidad de eje neutro es $c=0.9$ m y la rotación que alcanza la sección es $\theta=4.47\%$. Con una carga axial igual a $0, 0.29 f_c' A_{gw}$ ($0.12 f_c' A_g$), la profundidad de eje neutro aumenta a $c=2.243$ m y la rotación que alcanza la sección disminuye a $\theta=1.79\%$. Con una carga axial igual a $0.48 f_c' A_{gw}$ ($0.2 f_c' A_g$), la profundidad de eje neutro aumenta a $c=3.249$ m y la rotación que alcanza la sección disminuye a $\theta=1.24\%$.

En el cálculo de la relación momento curvatura debe considerarse la pérdida del hormigón que sobrepasa el acortamiento último sin confinar y la reducción del ancho del muro al quedar solo el núcleo confinado. Ello no ocurre en muros muy delgados produciéndose de todas maneras la falla en compresión. También debe considerarse el efecto del corte. Esos efectos no considerados llevan a pensar que la capacidad de rotación de una sección controlada por la compresión es menor que la calculada normalmente.

3.3 Efecto de una columna de borde, 40x80

Como la gran cantidad de armadura en el ala es la que produce una respuesta frágil, para lograr una mayor ductilidad se puede agregar armadura en el borde libre del alma.

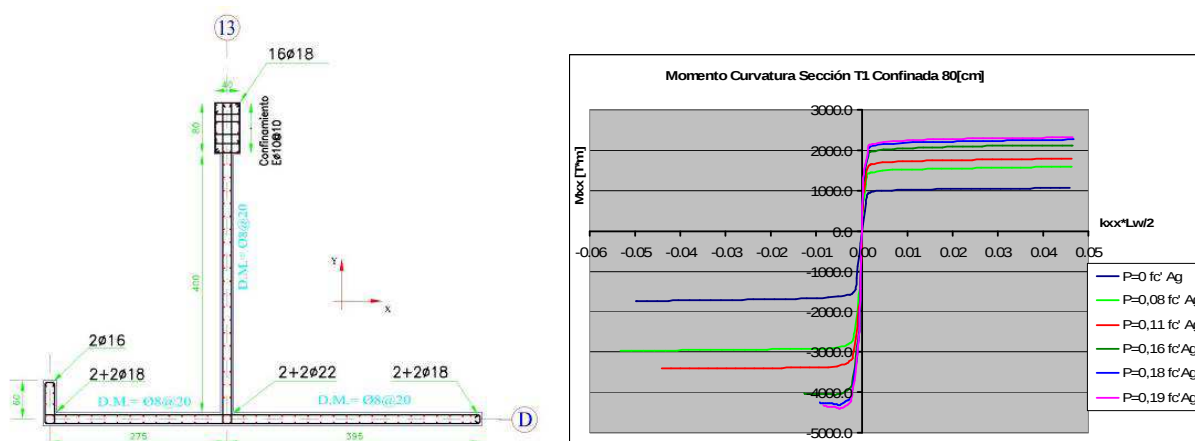


Figura 5: Relaciones momento curvatura para el muro T1 con borde confinado, y profundidad de línea neutra para cargas axiales iguales a 0, $0.29 f'_c A_{gw}$ ($0.12 f'_c A_g$) y $0.48 f'_c A_{gw}$ ($0.20 f'_c A_g$), calculado con $f'_c = 25$ MPa, H30.

En la Figura 5 se muestra la armadura en el borde y las nuevas relaciones momento curvatura. Sin carga axial, la profundidad de eje neutro es $c=0.460$ m y la rotación que alcanza la sección es $\theta=3.33\%$. Con una carga axial igual a $0.29 f'_c A_{gw}$ ($0.12 f'_c A_g$), la profundidad de eje neutro aumenta a $c=0.9$ m y la rotación última aumenta a $\theta=3.66\%$. Con una carga axial igual a $0.48 f'_c A_{gw}$ ($0.2 f'_c A_g$), la profundidad de eje neutro aumenta a $c=2.06$ m y la rotación que alcanza la sección disminuye a $\theta=1.95\%$.

El estado límite último para el caso sin carga axial, queda determinado por la máxima deformación del acero, con un alargamiento unitario igual a 0.06, con un acortamiento unitario en el hormigón confinado menor que su máximo valor posible que se calculó igual a 0.16. Para una carga axial de $0.29 f'_c A_{gw}$ ($0.12 f'_c A_g$), valor probable durante el sismo en ausencia de acoplamiento, el estado límite último queda determinado por la máxima deformación del acero de 0.06. Para una carga axial igual a $0.48 f'_c A_{gw}$ ($0.2 f'_c A_g$), el estado límite último queda controlado por el acortamiento ultimo del hormigón confinado, igual a 0.016.

4 Cálculo de desplazamientos

En la Tabla 1 se muestra el cálculo del desplazamiento lateral que se puede lograr en un muro de 33.3 metros de alto con la sección transversal con forma de T, mostrado en la Figura 3, sin armadura transversal en el borde, con la armadura transversal calculada con el ACI318-08 y con una columna en el borde libre. Se puede ver que la armadura de confinamiento aumenta la capacidad de deformación en casi tres veces, la rotación última aumenta desde un 8.1 por mil a un

2.1 por ciento, más que suficiente para fines de diseño, sin embargo, al agregarse una columna en el borde, la rotación última aumenta a un 2.9 por ciento. Si se aumenta el refuerzo vertical se debe revisar el corte de diseño debido al aumento de resistencia a la flexión.

Tabla 1: Cálculo de desplazamientos para $P=0.12f_c'A_g$, $L_w=5m$, $h_w=33$ metros.

	sin confinamiento		Caso confinado	Con columna de
	$f_c'=25 MPa$	$f_c'=38 MPa$	ACI318-08	borde 40x80
Curvatura a primerafluencia: ϕ_y	0.4860E-3	0.6712E-3	0.4769E-3	0.4811E-3
Curvatura última: ϕ_u	1.63E-3	2.64E-3	7.17E-3	10.39E-3
δ_y (lineal)	0.180 m	0.248 m	0.176 m	0.178m
δ_p (plástico)	0.092 m	0.158 m	0.536 m	0.794m
δ_u (total)	0.271 m	0.406 m	0.712 m	0.972m
Rotación total: θ	0.0081	0.0122	0.0214	0.0292

Para un sistema de dos muros acoplados, denominados como T_1 y T_2 en la Figura 1 en la planta del edificio A, se calculó la respuesta a diferentes registros. Se usó un modelo simple de Takeda, concentrando la rotación en la base de los muros.

En la Tabla 2 se muestran los máximos desplazamientos laterales calculados para el techo.

Tabla 2:Desplazamientos laterales en el techo, Takeda, $\xi = 2\%$.

Registro	Desplazamiento lateral del techo [m]	Rotación
Concepción NS	0.390	0.012
Concepción EW	0.419	0.013
San Pedro de la Paz X	0.210	0.006
San Pedro de la Paz Y	0.195	0.006
Viñadel Mar 27-02-2010 NS	0.116	0.003
Viñadel Mar 27-02-2010 EW	0.143	0.004
México 1985 -SCT	0.320	0.010
Llolleo 1985-	0.208	0.006

La capacidad de rotación del muro T_1 , calculada para una fuerza axial $P=D+0.25L=0.29f_c'A_{gw}=562$ Ton, se alcanza solamente con los registros de Concepción Centro y México. Para el resto de los registros la respuesta habría sido prácticamente elástica, en cuanto al comportamiento en flexión y fuerza axial. El modelo utilizado no representa bien el comportamiento observado porque supone rotación de los muros del tercer piso, la falla en el edificio ocurrió un piso abajo con un mecanismo de falla diferente, pero este análisis permite obtener un orden de magnitud para los desplazamientos.

5 Confinamiento de borde de muros T

Hasta el año 1999, el ACI318 sólo tenía un método prescriptivo para calcular los elementos de borde de muros. En la práctica norteamericana y japonesa, el muro aparece como un panel que llena el vano formado por las columnas y las vigas de un marco. La carga axial, calculada por áreas tributarias, se reparte entre las dos columnas y el momento se descompone en esfuerzos axiales que actúan sobre las columnas de los extremos. Un índice determina la necesidad de confinar las columnas de borde, que se arman como si fueran columnas de un marco. Este es el método que está en el ACI318-95, vigente en Chile hasta 2008, pero el Apéndice B de la norma NCh433Of.96, artículo B2.2, vigente hasta junio de 2010, permitía no aplicarlo en Chile.

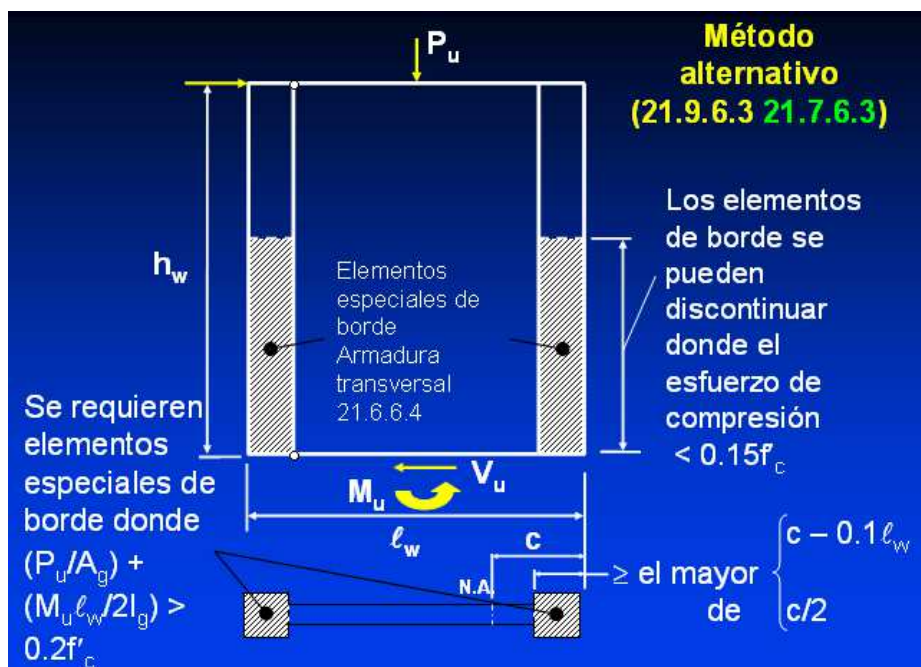


Figura 6: Método simplificado del ACI318-95 para armar bordes de muros, no utilizado en Chile.

En la convención de Chicago de 1998 se aprobó introducir en el ACI318 un método simplificado para calcular la armadura de confinamiento en función de la profundidad de la línea neutra, que aparecen por primera vez en el ACI318-99. Estas disposiciones entraron en vigencia en Chile en 2008, al aprobarse la norma NCh430-2008, que adopta el ACI318-2005 como documento base. Hasta entonces, no había disposiciones específicas para determinar las armaduras de confinamiento en bordes de muros.

Como conclusión del estudio del parque de edificios que resistió bien el terremoto de 1985, Moehle y Wallace (1992) concluían que el buen desempeño de la mayoría de los edificios chilenos durante el sismo del 3 de marzo de 1985, sugería que los edificios con muros, con muy poco detallamiento, habían mostrado ser una solución eficiente en el diseño sismo resistente. Agregaban que, a pesar que en Chile se diseñaba para fuerzas similares a las usadas en regiones de alto riesgo sísmico en EEUU, el muro típico de un edificio chileno no necesitaba elementos de bordes ni armaduras transversales de confinamiento en bordes. El estudio concluía que se podría necesitar confinar los bordes de secciones T o L, pero que no era necesario hacerlo para muros rectangulares con armadura simétrica

Esto era un concepto ampliamente aceptado; era lo que se creía hasta entonces. En la Figura 7 se muestra un muro del edificio Festival, después del sismo de 2010, que tuvo algunos daños en 1985 y que fue reparado. Los daños en los bordes del muro mostrado en la foto de la Figura 7, no habían ocurrido en sismos anteriores. Los registros disponibles del terremoto de 1985, daban muy bajas demandas de ductilidad. Jamás se imaginó el contenido de bajas frecuencias registrado en Concepción, que resultaron con tanto potencial destructivo en edificios que tenían entre 15 y 25 pisos, fundados en suelos blandos.

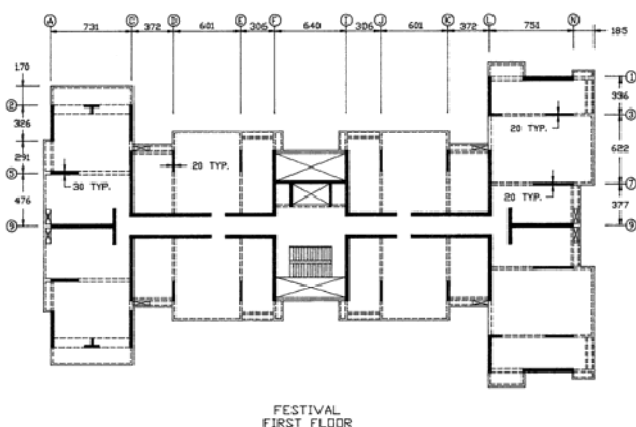


Figura 7: Daños en muros de un edificio chileno típico que pasó relativamente bien el terremoto del 3 de marzo de 1985 y que fue reparado posteriormente.

En la Figura 8 se muestran los daños en uno de los muros del primer piso en un edificio de Viña del Mar. La sección transversal del muro dañado tenía forma de **L** y una abertura en el primer piso. Todas las armaduras del alma en el primer piso quedaron dobladas hacia afuera, en ambos lados del muro, quedando hormigón en la parte central del muro. Se midió en ese muro un descenso

de 3 cm. Para que ello pudiera ocurrir, necesariamente la armadura debería haber alcanzado deformaciones unitarias considerablemente mayores que las de fluencia, con deformaciones unitarias en el acero importantes, mayores que un dos por ciento, con varios ciclos de carga y grandes desplazamiento en el techo. Investigaciones experimentales a escala natural en la mesa de vibrar en San Diego (Restrepo, 2008), muestran que para un 2% de desplazamiento del techo respecto a la altura, en un edificio de siete niveles, el alargamiento del acero fue igual a quince veces el alargamiento unitario de fluencia. En Chile muchos edificios respondieron al sismo del 27 de febrero de 2010 sin pérdida del recubrimiento en los bordes de muros.

En la foto de la Figura 8 se ve la armadura de borde, como en muchos otros edificios, se ve pandeada y cortada, indicando una fractura de bajo ciclaje. Para ello, en general, se necesitan por lo menos tres ciclos consecutivos de gran amplitud, aún cuando el pandeo podría ocurrir en un solo ciclo al descargar si la incursión en tracción es grande.

Fotos similares se pueden obtener en la mayoría de los edificios dañados por este sismo. Aún cuando la malla horizontal tiene sus extremos con ganchos a 90 grados y en los planos se especificaban estribos en los bordes, en el borde dañado se comprobó que los estribos de confinamiento tenían una separación mayor que la indicada en los planos de cálculo, probablemente deslizados hacia abajo al verse el hormigón.



Figura 8: Pandeo y fractura de la armadura vertical en el borde y en el alma en una sección L conabertura.

En un edificio en Concepción, la falla mostrada en la Figura 9 se produjo en un muro que tenía armaduras verticales de 28 mm de diámetro a 15 cms de separación, pero sin refuerzo horizontal que las restringiera al pandeo. Las barras quedaron dobladas, como se muestra en la foto a la izquierda, y el resto del muro permaneció sin agrietamiento aparente bajo el sector destruido, no

se encontraron indicios de fallas por deslizamiento de anclajes, ni grandes compresiones, el edificio permaneció en pie quedando sostenido por los muros vecinos. En la foto de la derecha, la línea horizontal más clara que está dibujada a lo largo de la fachada, muestra el descenso del muro sostenido en sus bordes por los muros fallados.



Figura 9: Alargamiento de armaduras en muro bajo muro discontinuo, Edificio B.

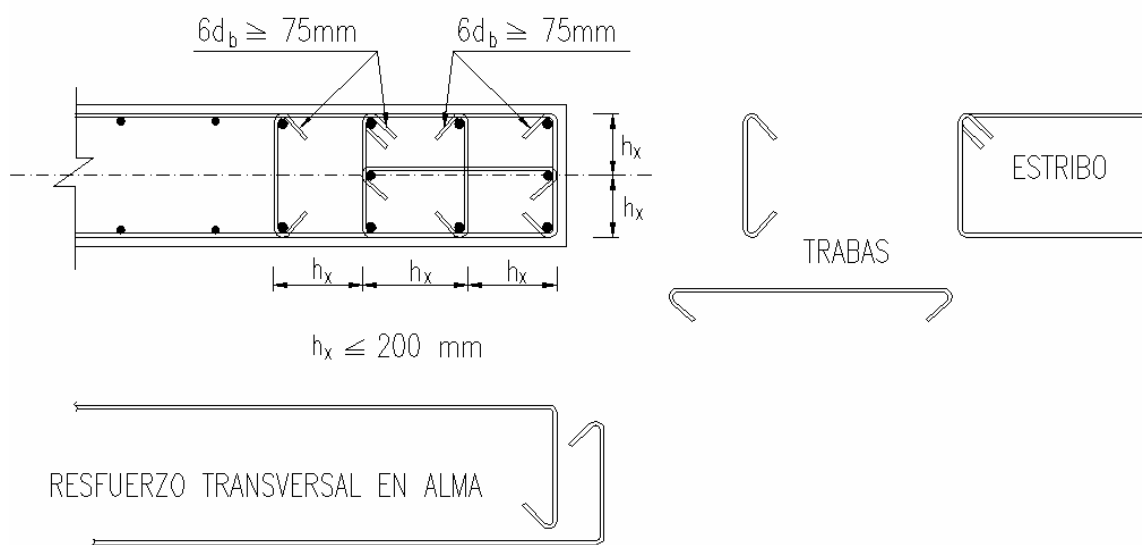
6 Conclusiones

Del estudio de varios edificios dañados se comprobó la fragilidad muros con secciones transversales con forma de T ó L. También se encontraron diseños con altos niveles de carga axial y muros muy delgados. La mayoría de los daños ocurridos se pueden relacionar con el pandeo del refuerzo vertical debido a grandes alargamientos y ausencia de refuerzo transversal que restrinja la salida del plano. Se ve la necesidad de limitar la carga axial y evitar espesores de muros muy delgados. En algunos edificios hay señales de falla al corte y en casos específicos, deslizamiento de empalmes por traslapo.

7 Recomendaciones

Como una medida de emergencia, se emitió un decreto en Chile, vigente hasta una nueva revisión de las normas de Diseño Sísmico de Edificios, NCh433Of.1996, modificada 2009 y norma chilena de diseño de estructuras de hormigón armado NCh430-2008, que hacía referencia al ACI318-05, reemplazándose en este último caso por el ACI318-08, que debe complementarse con disposiciones adicionales. Entre ellas se mencionan las siguientes.

1. Se limita el espesor de los muros, la dimensión transversal de muros especiales debe ser mayor o igual a un dieciseisavo de la longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión, $l_u/16$.
2. Se hace ver la importancia de considerarla sección completa en la verificación de su resistencia. En el diseño a flexión y carga axial de muros se debe considerar la configuración de la sección transversal completa (secciones T, L, C, etc.). En la determinación de la resistencia a flexión y carga axial se debe considerar la contribución de todo el refuerzo longitudinal en la sección transversal.
3. Se limita el diámetro de las barras longitudinales en los bordes a un noveno del espesor del muro, para evitar fallas en los empalmes y congestión de armaduras.
4. Se hace ver la necesidad de poner armadura transversal para evitar el pandeo del refuerzo vertical. Se aclara que los muros deben detallarse con refuerzo transversal para resistir cortante, para prevenir el pandeo prematuro del refuerzo longitudinal y para confinar el hormigón comprimido. El refuerzo transversal en el alma de muros debe anclarse a barras longitudinales extremas en el muro.
5. Se evita el uso de ganchos a noventa grados en la armadura transversal. Todo el refuerzo transversal, incluyendo las amarras, deberá terminar en ganchos estándares a 135 grados o a 180 grados, como se definen en el artículo 7.1 de ACI 318-08, ver Figura 10.



Nota: $h_x \leq 200\text{mm}$ donde h_x es el máximo valor de la separación del refuerzo transversal

Figura 10: Ejemplo de refuerzo transversal en columnas y bordes de muros.

5. Se especifica el diámetro del refuerzo transversal de confinamiento y de restricción del pandeo del refuerzo vertical. El diámetro del refuerzo transversal debe ser igual o mayor que un tercio del diámetro del refuerzo longitudinal que sujeta.
6. Se exige refuerzo transversal a lo largo de la longitud de traslape donde la cuantía de refuerzo longitudinal definida por $\Sigma A_b / h s$ sea mayor que $2.0/f_y$, ver Figura 11, o el recubrimiento a la barra longitudinal de diámetro d_b sea menor que $2d_b$, ver Figura 12. Donde se necesite este refuerzo, en cada una de dos direcciones ortogonales por separado, la suma de las áreas de las barras de refuerzo transversal que abraza dos barras empalmadas a lo largo del traslape, debe ser igual o mayor al área de la barra de mayor diámetro que empalme. Los límites de refuerzo vertical mostrados en la Figura 11 fueron propuestos para prevenir el pandeo inelástico del muro y la congestión del refuerzo en zona de empalmes, pero no fueron incluidos en el decreto con las medidas de emergencia.

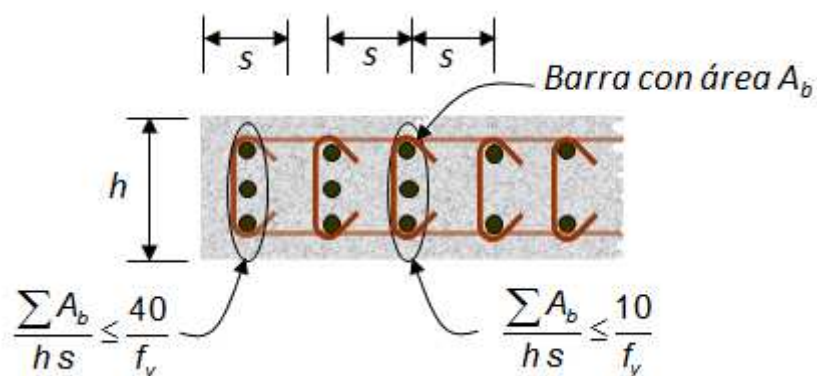


Figura 11; Ejemplo de refuerzo transversal.

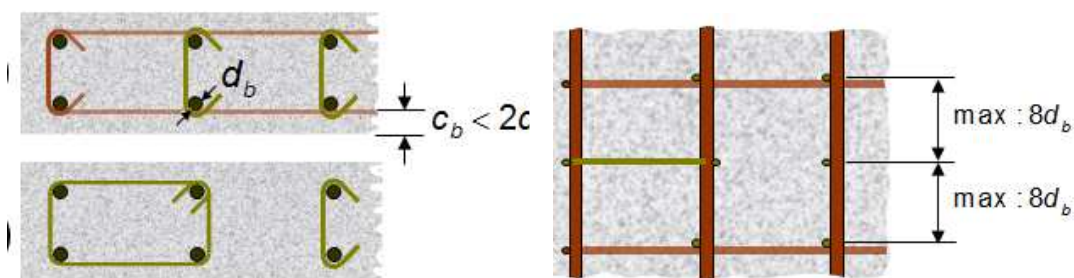


Figura 12: Refuerzo transversal en empalmes por traslape.

El distanciamiento del refuerzo transversal en elementos de bordes disminuye a seis veces el diámetro de la barra vertical.

7. Para lograr ductilidad en los muros se limita el alargamiento unitario del acero en las fibras extremas. En cualquier sección transversal en un muro el alargamiento unitario del refuerzo longitudinal debe superar 0.004 cuando el hormigón en la fibra extrema opuesta alcanza un acortamiento unitario igual a 0.003, debido a la poca efectividad del confinamiento en bordes de muros observada en ensayos y en el terremoto del 27 de febrero de 2010. La disposición es similar a lo establecido para vigas en §10.3.5 de ACI318-08, que establece que para muros especiales, ε_t en el estado de resistencia nominal no debe ser menor que 0.004

En los comentarios se explica que la compresión en el borde de una sección T proviene principalmente de la armadura en tracción en el ala. La máxima carga axial mayorada permitida para muros es entonces P_4 , asociada a un alargamiento unitario en el acero igual a 0.004 cuando el hormigón llega a un acortamiento unitario igual a 0.003 en la fibra extrema opuesta. Por equilibrio de fuerzas verticales, Figura 13, $P_4 = C - T_f$, donde P_4 es la carga axial aplicada sobre el muro, C es la compresión en uno de sus bordes y T_f es la tracción proveniente de la armadura del ala opuesta en una sección T, o borde traccionado en una sección rectangular. De la Figura 13, por compatibilidad de deformaciones:

$$c_4 = 3/7 d_t \quad a_4 = \beta_1 c_4$$

Equilibrio vertical:

$$C = P_4 + T_f = P_4 + A_{sf} f_{sy}$$

$$P_4 = 0.85 h \beta_1 3/7 d_t f_c' + A_{sw} f_{sy}' - A_{sf} f_{sy}$$

$$\text{Si } f_{sy}' = f_{sy}$$

$$P_4 = 0.85 h \beta_1 3/7 d_t f_c' + f_{sy} (A_{sw} - A_{sf})$$

$$\text{Si } A_{sw} = A_{sf} \text{ y tomando } \beta_1 = 0.85,$$

$$P_4 = 0.3 f_c' A_g$$

Nótese que,

$$c_4 = (P_4 + A_{sf} f_{sy} - A_{sw} f_{sy}') / 0.85 h \beta_1 f_c'$$

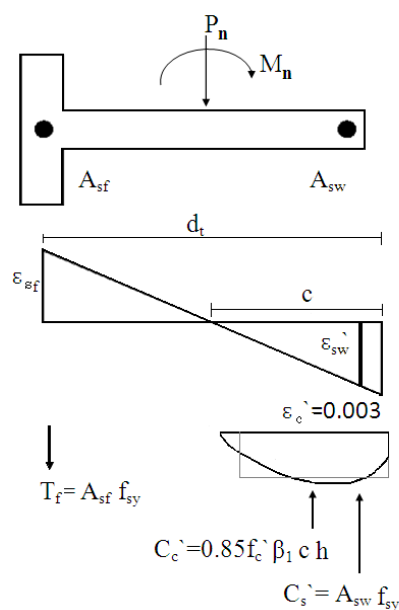


Figura 13: Distribución de deformaciones unitarias y tensiones.

La profundidad de línea neutra aumenta proporcionalmente con la carga axial pero sobre todo, con la cantidad de armadura en el ala A_{sf} , y disminuye con el espesor y con la cantidad de armadura en el borde del alma A_{sw} . Es decir, para disminuir la profundidad de línea neutra se puede agregar armadura en el borde del alma A_{sw} , aumentar el espesor h del muro ó disminuir la carga axial. El límite de la carga que define la zona de transición se puede aumentar agregando armadura en el borde del alma A_{sw} , ó aumentando el espesor del muro, h .

La carga axial que define el límite entre una sección transversal controlada por la tracción y una en transición se puede calcular de manera análoga al cálculo de P_4 , pero con una profundidad de línea neutra igual a:

$$c_5 = 3 d_t / 8 a_5 = \beta_1 c_5 f_c'$$

se llega a

$$P_5 = 0.85 h \beta_1 f_c' 3 d_t / 8 + A_{sw} f_{sy}' - A_{sf} f_{sy}$$

Si $f_{sy}' = f_{sy}$

$$P_5 = 0.85 h \beta_1 f_c' 3 d_t / 8 + f_{sy} (A_{sw} - A_{sf})$$

Si $A_{sw} = A_{sf}$ y tomando $\beta_1 = 0.85$,

$$P_5 = 0.271 f_c' A_g$$

8. Se hace ver la necesidad de amplificar el corte calculado con métodos lineales basados en fuerzas. La recomendación quedó como: “En muros especiales, el corte máximo, V_u , obtenido de las combinaciones cargas de diseño que incluyan E, debe considerar una amplificación del corte, V_E , prescrito por el reglamento de diseño sísmico vigente. Para efectos de aplicación de estas disposiciones el factor de amplificación de V_E , debe tomarse mayor o igual a 1.4, este factor de amplificación del corte es adicional al factor de mayoración de cargas usado en las combinaciones de cargas.”

Existe evidencia experimental (Panagiotou, 2010), teórica y del reciente terremoto, que demuestra que la demanda de corte en muros es mayor que la que se obtiene por el método estático equivalente y por el método de análisis modal, debido al efecto de los modos superiores, al aumento del momento del muro comprimido debido al aumento de fuerza axial, al aumento de la fuerza axial debido al acoplamiento de vigas y losas y al exceso de armadura a tracción respecto a la calculada. El aumento de corte debe obtenerse con un factor de amplificación del cálculo proveniente del análisis lineal por un factor mayor que dos, sino se aplica el diseño por capacidad. También se puede

esperar una redistribución importante del cortante en muros debido a que las rigideces a flexión relativa de los muros son diferentes a las supuestas en el análisis porque responden agrietados y el corte que toman depende de la resistencia a flexión que alcanzan, que entre otros factores depende de la fuerza axial que varía instante a instante y que es muy difícil de evaluar.

La demanda posible de corte en los muros debe estudiarse específicamente para cada topología de edificios recomendándose encarecidamente la aplicación del método de diseño por capacidad. El corte aumenta en proporción al aumento de resistencia a la flexión en la sección crítica, ese aumento debe considerarse si la cantidad de armadura suministrada a la flexión da una mayor resistencia a la flexión que la requerida por análisis.

En el diseño por capacidad, la resistencia requerida al corte se calcula

$$V_u = w \times \Omega_0 \times V_E, \text{ donde}$$

$\Omega_0 = (M_{pr} / M_E)$ en la sección crítica, generalmente en el primer piso, inmediatamente encima de los subterráneos.

w = factor de amplificación dinámica, que en el decreto de emergencia promulgado en Chile se especificó igual a 1.4, para lograr un consenso, valor que deberá ser modificado posteriormente.

Nota: Para secciones en zona de transición, se recomienda considerar el aumento del corte debido a que el factor ϕ usado en flexión es menor que 0.9 usado para las secciones controladas por la tracción.

9. Se propuso un procedimiento de diseño, basado en el diseño por capacidad (Paulay, 1992), para que un muro tenga una zona crítica única, pero no se logró consenso postergándose hasta un mayor estudio. El procedimiento era:

(a) La resistencia requerida para todas las secciones de un muro que deben permanecer elásticas al fluir la sección crítica correspondiente, no debe ser menor que:

$$S_R = \phi^o \omega S_E$$

Donde ϕ^o es el factor de sobre resistencia, calculado como:

$$\phi^0 = \frac{M_{mp,crit}}{M_{E,crit}}$$

$M_{mp,crit}$ es el momento máximo probable en la sección crítica del muro, y

$M_{E,crit}$ es el momento proveniente del análisis en esa sección crítica.

ω es el factor de amplificación dinámica, considera el efecto de modos superiores en la respuesta no lineal.

S_E es la sollicitación proveniente del análisis.

(b) Para calcular la resistencia a flexión en los pisos superiores, en lugar de utilizar el factor ω , se puede mantener la resistencia a la flexión hasta la mitad de la altura del edificio y disminuirla linealmente en los pisos superiores. Para determinar los puntos de corte de la armadura longitudinal se debe considerar el desplazamiento del diagrama de momentos hacia arriba.

Este requisito se considera cumplido si se aumentan las fuerzas provenientes del análisis en un 50%.

(c) Para calcular la resistencia al corte, el factor de amplificación dinámica ω debe tomarse igual a:

$$\omega = 0.9 + n/10 \quad \text{para } n \text{ menor que } 6, \text{ y}$$

$$\omega = 1.3 + n/30 \quad \text{para } n \text{ entre } 6 \text{ y } 15, \text{ no siendo necesario tomar en esta expresión } n \text{ mayor que } 15.$$

Ver las envolventes de diseño en los gráficos de Paulay y Priestley, en la Figura 14.

Damage in modern R/C buildings observed after the 27th February 2010 Earthquake in Central Chile

Abstract

This paper describes observed damage in modern reinforced concrete wall bearing buildings in Concepcion and Viña del Mar, caused by the M_w 8.8 27th February 2010 earthquake in Central Chile. In particular, the paper focuses on the damage on thin T- and L-shape wall sections of widespread use in Chile. Analysis shows that, under some conditions, T- and L-shape thin section walls have limited deformation capacity. As a result of the damage observed, Chile began writing an emergency measures to enhance the existing seismic design codes. Buckling in vertical reinforcement at wall boundary elements has been revised by requiring the use of at least well-anchored nominal transverse reinforcement. ACI-318 specifications for transverse reinforcement in columns will be changed to new expressions as a function of the axial load. Furthermore, design acceleration elastic response spectra were changed in the Chilean design code NCh433, to correct spectral displacement demands, especially in the long period range. Expected displacement for the design earthquake, was added in the code. Lateral displacement at roof can be estimated from linear displacement spectra. Alternatively, elastic analysis without the response reduction factor can be used as an approximation, corrected by appropriate factors.

Keywords: Bearing wall buildings. Bar buckling. Codes. Confinement. Earthquake damage. Reinforced concrete. Seismic design.

1 Introduction

Data of past earthquakes in Chile has shown that low frequencies contents had not been present in records obtained in subduction zones. One of the records obtained in Concepción had similar characteristics than one in Mexico City in 1985, SCT record, but with an important content of high frequencies.

The 27th February 2010 Earthquake produced important structural damages in R/C wall buildings in Santiago, Viña del Mar, Chillán and Concepción. Major damages were concentrated in boundary elements and in web in walls with T sections. A 15 story R/C wall building collapsed in Concepción, near to the site where one of the records was obtained. The structure of that building was formed mainly with T section walls coupled by slabs.

During the review of the actual Chilean design code, emergency changes have been proposed to avoid failures as observed in several building with walls with similar characteristics.

2 Case Study

Moment-curvature relationships for different axial force levels were calculated for a typical T-section of a bearing wall from a collapse building in Concepción. The deformation capacity of the wall was determined applying limit states proposed by Restrepo (2009). Limit states include buckling and after-buckling fracture of the longitudinal reinforcement, as well as crushing of concrete. The section was analyzed for three different scenarios: (i) unconfined concrete section, (ii), confined ends and distributed vertical reinforcement in the web, and (iii) well-confined barbell in the free extreme of the web. Results clearly indicate that a wall section without transverse reinforcement the free end boundary element has a reduced deformation capacity when the flange is in tension (Table 1). Crushing of the concrete was attained after a very small curvature, and the ultimate curvature was even smaller in the presence of high axial compression. The ultimate deformation capacity of the wall can be increased adding transverse reinforcement in the web, but this solution is no effective in a wall with a thin web. In such case the wall could reach the lateral displacement capacity at about 0.8% of its height. In contrast, a wall section that incorporates a well-confined boundary element or a barbell at the wall section free end reached a lateral displacement capacity in excess of 2% of its height. This is true in other types of failures, as shear or lap splices failures, are avoided.

Table 1: Displacement Capacity, $P=0.12 f_c' A_g$, $L_w=5$ (m), $h_w=33$ (m).

	Unconfinement concrete		Confined	
	$f_c'=25$ MPa	$f_c'=38$ MPa	concrete in web ACI318-08	40cm x 80cm barbell
First yield curvature: ϕ_y (1/m)	0.486 E-3	0.671 E-3	0.477 E-3	0.481 E-3
Ultimate curvature: ϕ_u (1/m)	1.630 E-3	2.640 E-3	7.170 E-3	10.390E-3
Yield displacement: $\delta_{y(m)}$	0.180	0.248	0.176	0.178
Plastic displacement: δ_p (m)	0.092	0.158	0.536	0.794
Total displacement: δ_u (m)	0.271	0.406	0.712	0.972
Total Rotation: θ	0.0081	0.0122	0.0214	0.0292

Nonlinear time history analyses of two back-to-back T-section walls coupled by slabs was conducted using some records of the 2010 Chile Earthquake, the N10E component of the Viña del Mar record taken during the 1985 earthquake, the SCT Mexico City 1985 Earthquake. The ultimate

deformation capacity in bending and axial force was only reached under the Concepción and the SCT Mexico City records (Table 2).

Table 2: Displacement demands, Takeda, $\xi=2\%$.

Records	Lateral displacement demand [m]	Rotation demand [radians]
Concepción NS	0.390	0.012
Concepción EW	0.419	0.013
San Pedro de la Paz X	0.210	0.006
San Pedro de la Paz Y	0.195	0.006
Viña del Mar 27-02-2010 NS	0.116	0.003
Viña del Mar 27-02-2010 EW	0.143	0.004
México 1985 -SCT	0.320	0.010
Llolleo 1985	0.208	0.006

3 Conclusion

The 27th February 2010 Chile Earthquake produced unexpected large displacement demands. Buildings with structural walls with T, L, and C sections were severely damaged due to a reduced deformation capacity. Flexural failure was reached at small rotations when flanges in T sections were subjected to tension because boundary elements at the free-end of the wall sections were not confined.

Modifications to ACI318 have been proposed to increase ductility in walls. A simple procedure to incorporate capacity design can be used to avoid brittle failure.

4 Recommendations

The principal recommendations proposed to be included in the modifications to the Chilean Code NCh430of.2008 are the following:

- The thickness of special shear walls should be limited to no less than $l_w/16$.
- In the design of walls with sections different to rectangular should be considered the whole section in analysis.
- Bar size of the longitudinal reinforcement in boundary elements in walls should be less than the wall thickness divided by 9. This recommendation is to prevent reinforcement congestion and lap splice failures.

- All the transversal reinforced to prevent buckling of bars should be limited to standard hooks with a minimum of 135 degrees. Hooks with 90 degrees should not be permitted.
- To increase ductility in walls, steel strain at extreme fibers must be limited. Sections controlled by compression defined by section 10.3.3 of ACI318-05 should not be used. If the section is controlled by tension, transverse reinforcement in wall boundary must be provided to prevent buckling of bars. If section is in the transition zone, concrete must be confined in boundary elements.
- A simple procedure has been proposed to incorporate the capacity design in the Chilean Code.

5 Acknowledgments

Augusto Holmberg from the Chilean Institute of Cement and Concrete has had an important participation in the study of damages and development of emergency modifications to the Chilean Code due the 27th February 2010 Chile Earthquake.

Mario Rodríguez, professor of UNAM, has made important observations in the study of buildings damaged by the 27th February 2010 Chile Earthquake.

Cristián Kulczewsky carried out the analytical work leading to the development of a semi-synthetic record for the city of Concepcion.