

COMENTARIOS RELATIVOS AL TIPO DE FALLA EN LOS MUROS DE CONCRETO DE EDIFICIOS CHILENOS EN EL SISMO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010

Ángel San Bartolomé, Daniel Quiun y Wilson Silva¹

RESUMEN

El sismo de Chile del 27 de febrero del 2010, tuvo características excepcionales en cuanto a magnitud, duración, aceleraciones, contenido de frecuencias, poder destructivo, etcétera. El terremoto produjo un nivel considerable de daños estructurales en varios edificios de concreto armado de diversas alturas, particularmente en los ubicados sobre suelos blandos, susceptibles de amplificar las aceleraciones sísmicas de manera sustancial. En especial, se dieron fallas en los muros estructurales de concreto armado de carácter repetitivo en muchos edificios, cuya naturaleza fue discutida por especialistas peruanos, sin que se llegara a un consenso. En este artículo se comentan algunos tipos de fallas, a partir de investigaciones realizadas y basadas también en los códigos de diseño del ACI chileno y peruano para, de esta manera, aprovechar las lecciones dejadas por este sismo, así como para proponer mejoras en el diseño estructural.

Palabras clave: terremoto chileno, muros de concreto, fallas.

ABSTRACT

The Chile Earthquake of 27th February 2010 had outstanding features in relation to its magnitude, duration, acceleration, frequency content, destructive energy, etc. The earthquake produced serious structural damages to several reinforced concrete buildings of different heights, particularly those located on soft soils, which are capable of amplifying seismic accelerations significantly. Especially, some repetitive patterns in defective reinforced concrete walls were observed in many buildings. Its nature was discussed by some Peruvian specialists without reaching any agreement. This article analyzes these defective walls taking in account all done researches, the ACI design code, the Chilean and the Peruvian Code. In this way, some improvements to structural design are proposed considering the lessons left by this earthquake.

Keywords: Chile earthquake, reinforced concrete walls, defective.

RESUMO

O sismo de Chile de 27 de fevereiro de 2010 teve características excepcionais quanto a sua magnitude, duração, acelerações, conteúdo de frequências, poder destrutivo, etc. O terremoto produziu um nível considerável de danos estruturais em vários edifícios de concreto armado de diversas alturas, particularmente nos localizados sobre solos brandos, susceptíveis de amplificar as acelerações sísmicas de forma significativa. Em especial, puderam ser observadas várias formas de falhas nas paredes estruturais de concreto armado de caráter repetitivo em muitos edifícios, cuja natureza foi discutida por especialistas peruanos, sem chegar a um consenso. Este artigo trata de comentar essas formas de falha, considerando as investigações realizadas e os códigos do projeto ACI, chileno e peruano, e, desta forma, aproveitando as lições deixadas por este sismo, propor algumas melhoras no projeto estrutural.

Palavras chave: terremoto chileno, paredes de concreto, falhas.

INTRODUCCIÓN

El terremoto ocurrido el 27 de febrero del 2010 en Chile, produjo fuertes daños en numerosas edificaciones (edificios, obras portuarias, obras viales, naves industriales, etc.) construidas con diversos materiales (concreto armado, albañilería, acero, tierra cruda, etc.). En particular, fue notorio el daño presentado en edificios de concreto armado, estructurados con muros, columnas y vigas. Llamó la atención la formas de falla repetitiva que exhibieron los muros de concreto armado; en especial, la falla horizontal localizada en la zona superior de los muros con el pandeo del refuerzo vertical interno. Ello originó un debate entre especialistas peruanos en estructuras, sin que se llegara a un

¹ Maestros en Ingeniería Civil por la Pontificia Universidad Católica del Perú.

consenso; de ahí que es importante conocer las causas de estas fallas para que no se repitan en sismos futuros, o al menos, que sus efectos queden atenuados. Es por esto que se presentan en este artículo una serie de comentarios sobre estas fallas, contemplando las investigaciones experimentales realizadas y las especificaciones reglamentarias de tres códigos de diseño estructural.

CARACTERÍSTICAS DEL SISMO

De acuerdo a la información del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS por sus siglas en inglés), (Ref.1 y Fig.1), el sismo tuvo una magnitud $M_w=8.8$; produjo fuertes daños en una extensa zona, incluyendo a la capital, Santiago, ubicada a 325 km del epicentro, así como en otras ciudades como Concepción, situada a 115 km del epicentro. El foco fue localizado a 35 km de profundidad.

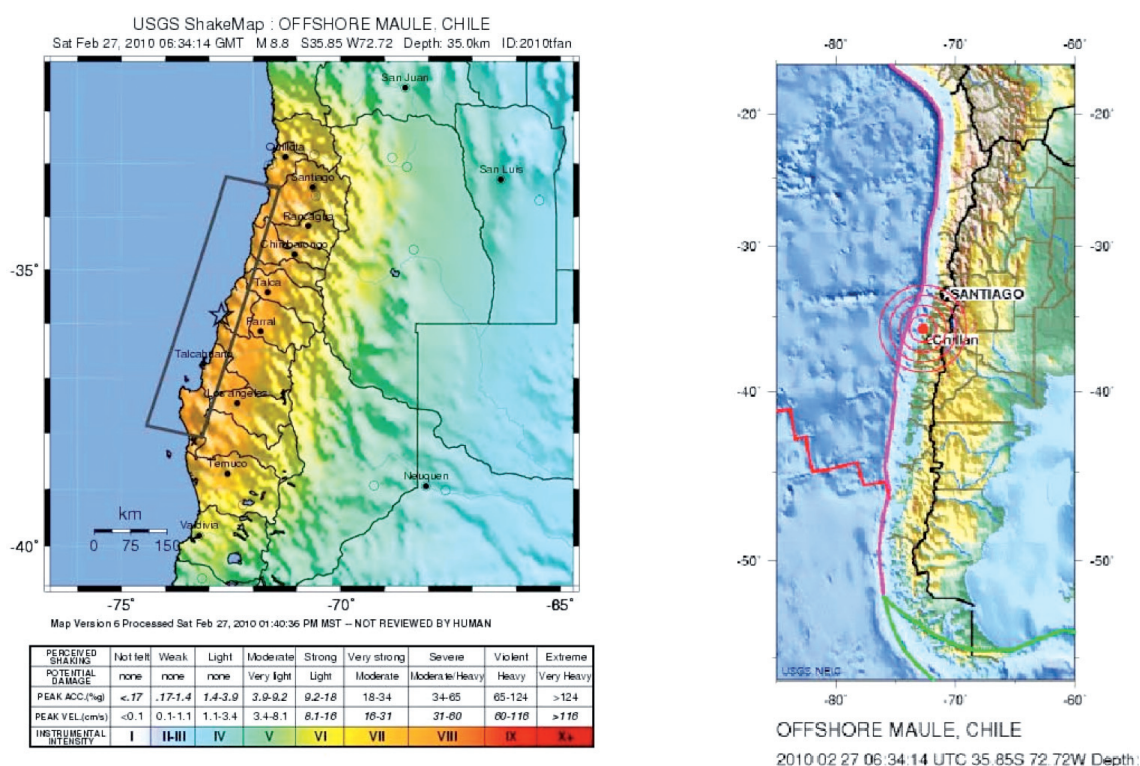


Fig. 1. (Ref.1). Epicentro y zona afectada.

En Santiago, según la información proporcionada por Boroschek, *et. al.* 2010 (Ref. 2), las aceleraciones horizontales máximas en suelo de buena calidad, oscilaron entre 0.17 y 0.30 g, con un promedio de 0.24 g. Sin embargo, en la Comuna de Maipú (distrito de Santiago, Fig.2), esta aceleración fue de 0.56 g, 2.3 veces mayor que el valor promedio registrado en suelo duro, lo que se atribuye a las características particulares del suelo de Maipú.

El promedio de la aceleración horizontal en suelo duro (0.24 g) de Santiago –a 325 km del epicentro–, fue menor que el valor utilizado en suelo duro para efectos de diseño estructural para la zona sísmica 2 (0.3 g, Ref.3). Sin embargo, si bien la Norma Sísmica Chilena (Ref. 3) ubica a Santiago en la zona sísmica 2, en la Fig. 18 se aprecia que la ciudad está localizada prácticamente en la frontera con la zona sísmica 3, donde la aceleración de diseño en suelo duro es 0.4 g, por lo que en Santiago, desde el punto de vista estructural, el sismo en cuestión debió haberse catalogado como “moderado”; aún así, produjo fuertes daños estructurales. Al cierre de este artículo, se tiene conocimiento de que en Concepción, a 115 km del epicentro, la aceleración horizontal máxima registrada fue 0.65 g (Ref.4) y 0.4 g (Ref.13); sin embargo, aún no se conoce el tipo de suelo donde estuvieron ubicados los acelerógrafos.

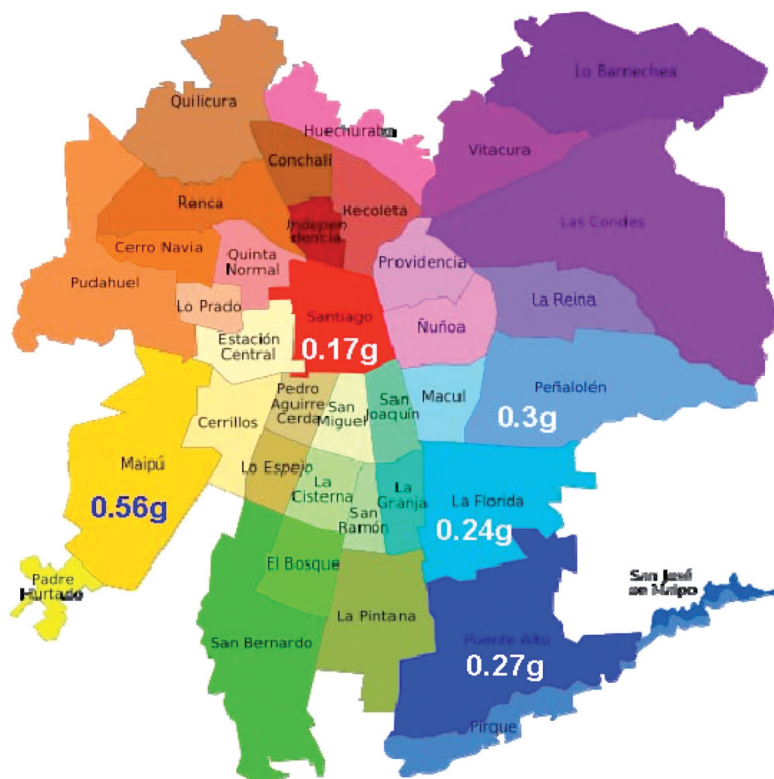


Fig. 2. Comunas de Santiago donde fueron ubicados los acelerógrafos. Cabe decir que las aceleraciones horizontales máximas indicadas pueden variar, dependiendo de la calidad del suelo existente en cada comuna.

FORMAS DE FALLA EN LOS MUROS DE CONCRETO ARMADO

En las visitas de reconocimiento efectuadas por Quiun, Silva y Blanco (Ref. 5), así como por las fotografías extraídas de internet, se observan las clásicas fallas por flexión, las de fuerza cortante y las de deslizamiento en los muros de concreto armado, producidas también en los diversos terremotos ocurridos en el mundo (Ref. 6). Sin embargo, llamó la atención una forma de falla horizontal, localizada en la parte superior de los muros, con un pandeo del refuerzo vertical interno. Puesto que para los autores esta forma de falla no tiene antecedentes, y porque se presentó en muchos edificios, se le trata en forma especial más adelante. Debe mencionarse que el momento flector, la carga axial y la fuerza cortante, actúan de manera simultánea durante el sismo, y que sus valores máximos tienen lugar en los primeros pisos del edificio, por lo que es allí donde tienden a presentarse las fallas, que inclusive pueden darse por una combinación de las tres fuerzas de sección mencionadas.

Falla por flexión

Este tipo de falla se presenta cuando la capacidad de resistencia a la fuerza cortante (proporcionada por el refuerzo horizontal y el concreto) supera a la de flexión (generada por el refuerzo vertical y la carga axial). Esta falla se caracteriza por el balanceo del muro en torno a sus extremos, transmitiéndose gran parte de la carga vertical (P, en la Fig. 3) por el extremo comprimido, lo que puede originar la tritutación del concreto con el subsiguiente pandeo del refuerzo vertical, en caso de que no exista confinamiento en los extremos (caso muy común en los edificios chilenos, Fig.4). Aunado a esto, experimentalmente se ha observado (Ref. 8) que una vez formada la grieta de tracción por flexión en el borde del muro, el refuerzo vertical al trabajar en tracción o compresión, trata de expulsar al concreto. Estas continuas aberturas y cierres de las grietas, son las causantes de la tritutación del concreto en el borde carente de confinamiento.



Fig. 3. Falla por flexión.

Cabe indicar que sólo los bordes libres (sin muros transversales) necesitan ser confinados con estribos a corto espaciamiento, puesto que en el extremo con muros transversales largos, el área flexocomprimida se incrementa notoriamente, aparte que los muros transversales proporcionan confinamiento al muro en análisis (Fig. 5). Asimismo, el refuerzo vertical existente en los muros transversales y la carga de gravedad que baja por esos muros, incrementan notoriamente la capacidad resistente a flexión del muro en análisis y tratan de evitar que se desarrollen las grietas de tracción por flexión en esa unión entre muros. En la Fig. 5, no puede afirmarse que la falla haya sido netamente por flexión; si esto hubiese sido así, los giros por flexión en el muro hubieran sido importantes y habrían generado la formación de una rótula plástica en la viga que arriba coplanarmente al muro; asimismo, se hubiesen presentado otras fisuras de tracción por flexión en el muro y la falla hubiera quedado concentrada principalmente en su base. Como lo indicado no ocurrió, se piensa que la falla del muro se debió a una acción combinada de flexión y fuerza cortante, agravada por la carga vertical concentrada que transmiten las vigas en el extremo libre superior del muro.



Fig. 4. Ausencia de confinamientos en los extremos del muro.



Fig. 5. Efecto de muros transversales. Edificio Sol Oriente, Santiago. Nótese que la falla se concentra principalmente en el borde libre.

Conviene señalar que la falla por flexión trata de concentrarse en la zona más débil del muro, por ejemplo, donde hay una reducción significativa de su longitud (Fig. 6), evidentemente porque la capacidad resistente a flexión en la zona más larga del muro es mayor que la existente en la zona de menor longitud.

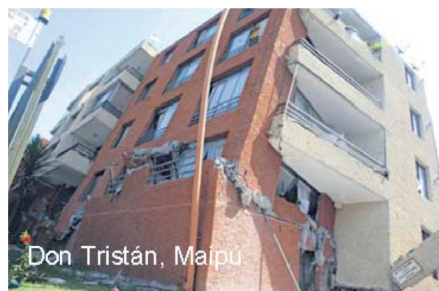


Fig. 6. Efecto de cambio de longitud en los muros.

Falla por corte

La falla por corte se produce en los muros de concreto armado cuando su capacidad resistente a fuerza cortante es inferior a la de flexión. Esta falla se caracteriza por la presencia de grietas diagonales (Fig. 7); al igual que en una falla por flexión, los talones del muro pueden triturrarse con el subsiguiente pandeo del refuerzo vertical, si es que el extremo carece de estribos de confinamiento (Fig. 8).

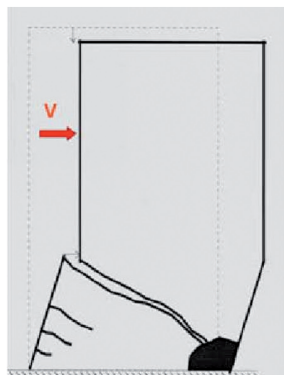


Fig. 7. Falla por corte.



Fig. 8. Falla por corte en un edificio en Viña del Mar, con trituración de los extremos y pandeo del refuerzo vertical no confinado.

Falla por corte-cizalle (Deslizamiento)

Por lo general, este tipo de falla es una derivación de la falla por flexión, producida al conectarse las dos grietas formadas por flexión en ambos extremos del muro (Fig. 6. Edificio Central Park). Esta falla se produce generalmente en las juntas de construcción del muro (Fig. 9); se agrava cuando existe segregación del concreto, cuando las juntas son lisas o cuando los traslapes del refuerzo vertical son realizados en la misma sección transversal (Fig. 10). También, cuando se diseña al refuerzo vertical sólo por flexión, sin considerar que en simultáneo actúa la fuerza cortante, adoptando sus valores máximos al mismo instante durante el sismo (Ref. 7).

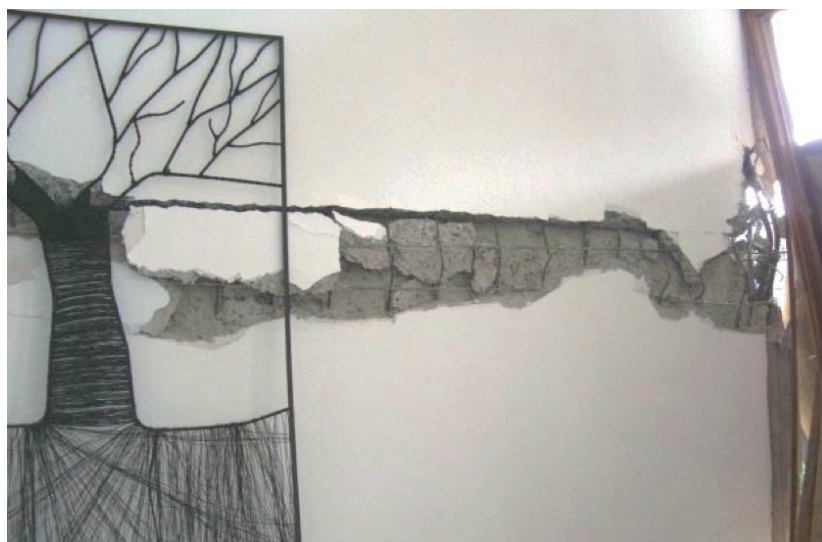


Fig. 9. Falla por deslizamiento en la junta de construcción. Edificio Obispo Salas, Concepción.

La falla por deslizamiento es muy peligrosa, porque una vez formada ésta, la losa de techo arrastra al muro en la dirección transversal a su plano, haciéndolo girar en torno al borde longitudinal del plano de falla (Fig. 11). Por tanto, la carga de gravedad (P , en la Fig. 11) se concentra en ese borde triturándolo y formando una falla en forma de reloj de arena, con la consecuente reducción de la sección transversal y el posible pandeo del refuerzo vertical interno por efectos de la carga de gravedad, o su posible falla por cizalle.



Fig. 10. Algunas de las causas de la falla por deslizamiento.



Fig. 11. Consecuencias de la falla por deslizamiento.

ANÁLISIS DE LA FORMA DE FALLA HORIZONTAL

En varios edificios se observó una forma de falla horizontal localizada predominantemente en la parte superior del muro, pandeándose el refuerzo vertical interno (Fig. 12). Esta forma de falla fue observada por primera vez por los autores de este trabajo, por lo que fue consultada a diversos especialistas peruanos en estructuras, sin que se llegara a ningún consenso; de ahí que aquí presentemos una explicación.



Fig. 12. Falla horizontal con pandeo del refuerzo vertical interno.

Algunos especialistas indicaron que se trató de una falla por flexión y que el balanceo del muro en torno al plano de falla fue el que produjo el pandeo del refuerzo vertical interno. Por su parte, otros especialistas señalaron que el balanceo que produjo el momento flector fue mínimo, por tanto, el pandeo del refuerzo vertical interno se produjo por la excesiva carga de gravedad. Sin embargo, los autores del presente trabajo consideran que esta falla fue debida a la combinación simultánea de la flexión, la fuerza cortante y la carga de gravedad, a lo que se sumó el desplazamiento lateral que impuso la losa de techo en la dirección transversal al muro, que dio lugar a una falla tipo reloj de arena (Fig.11), que incluso pudo originar el pandeo de todo el muro (Fig.13-izquierda) por efecto P- Δ .

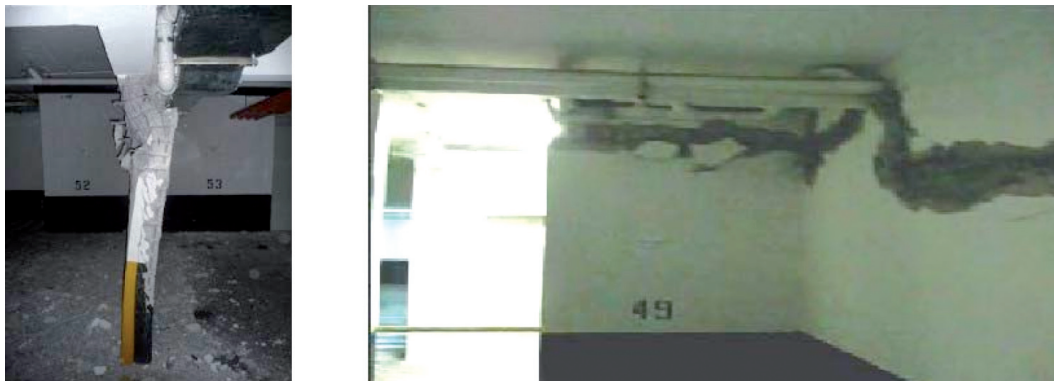


Fig. 13. Edificio Emerald, Santiago. Pandeo de uno de los muros (imagen izquierda) y falla horizontal en el extremo superior (imagen derecha).

En la Fig. 12 se observa que el mayor daño quedó concentrado en los extremos del muro; evidentemente fue causado por la compresión que originó el momento flector y la carga de gravedad; sin embargo, esto no explica la falla horizontal en la zona central del muro que abarcó prácticamente la totalidad de su longitud (Fig.13-derecha).

En el intervalo elástico en una sección rectangular sujeta a la fuerza cortante, la distribución del esfuerzo cortante es de forma parabólica, con un valor máximo en la parte central del muro y nulo en los extremos. Se piensa que estos esfuerzos cortantes son los que produjeron el agrietamiento horizontal, especialmente en una zona débil del muro donde existía una junta de construcción entre las vigas o losa del techo con el muro. Una vez formada esta grieta, se cree que la losa de techo en su movimiento en la dirección transversal al plano del muro en análisis, hizo que la carga de gravedad quedara concentrada en el borde longitudinal del plano de falla, generando la trituración del concreto en esos bordes (en forma de reloj de arena), con el consecuente pandeo del refuerzo vertical interno ante la ausencia de ganchos (Fig. 16) que conectarán a la doble malla de refuerzo del muro. Adicionalmente, pudo observarse que la falla horizontal en análisis se presentó en varios edificios en los muros del sótano. Esto podría explicarse porque la restricción que impone el suelo a que las losas de los techos de los sótanos se desplacen lateralmente, incrementa sustancialmente la fuerza cortante (V_1 , en la Fig. 14) en los muros del sótano, lo que refuerza la hipótesis de que la falla horizontal se debió a la acción de la fuerza cortante.

En la Fig. 14 se analiza en forma ilustrativa una columna, restringida de desplazarse en el nivel del techo del sótano. La columna está sujeta a una carga lateral V , en su extremo superior, que genera un momento flector $M=VH$, a nivel del techo del sótano. Este momento decrece en 50% en la base, ya que el factor de transporte (Método de Cross) es de $\frac{1}{2}$ (en muros debe incluirse la deformación por corte). Por equilibrio, puede obtenerse la fuerza cortante en la zona del sótano: $V_1 = 1.5 M/h = 1.5 VH/h$, que resulta mayor que V . Si se hubiese efectuado el análisis sin la restricción mencionada, entonces se tendría: $V_1=V$, y el diseño por corte-fricción se hubiese hecho con una fuerza cortante (V) inferior a la que en realidad actúa (V_1), lo que provocaría la falla por corte-fricción.

En el supuesto que la columna de la Fig.14 tuviese 10 pisos y un sótano, todos de igual altura h , entonces: $H=10h$, y $V_1=1.5V \times 10h/h=15V$; es decir, V_1 excedería en 15 veces a V . No es así, porque: 1) La fuerza aplicada V , se distribuye triangularmente a lo largo de la altura. 2) Existen vigas y losas en cada nivel. 3) Debe incluirse la deformación por corte en el cálculo del factor de transporte. 4) La restricción que ofrece el suelo al movimiento en el nivel del techo del sótano, debería simularse con un apoyo elástico (resorte) que permita el desplazamiento lateral y no con un apoyo fijo.

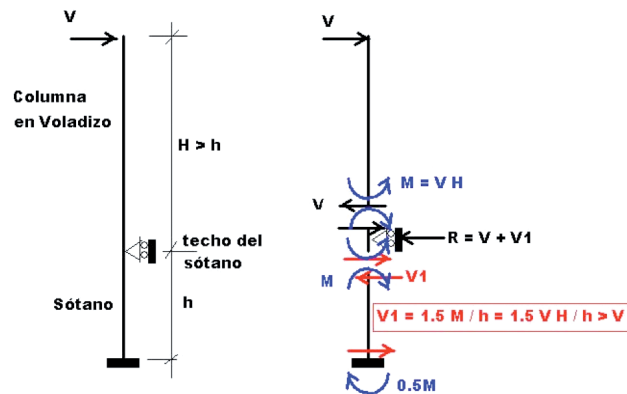


Fig. 14. Análisis de una columna restringida de desplazarse en el nivel del techo del sótano.

Por ejemplo, para la estructura mostrada en la Fig. 15, donde se ha supuesto de manera simplificada que las vigas (de 30x60 cm) tienen su punto de inflexión al centro de su longitud y la sección del muro es 15x400 cm, con una distribución triangular de fuerzas horizontales y considerando la deformación por corte, la fuerza cortante en el primer piso es $V=55$ ton, mientras que en el sótano resulta $V1=114.5$ ton $\approx 2V$.

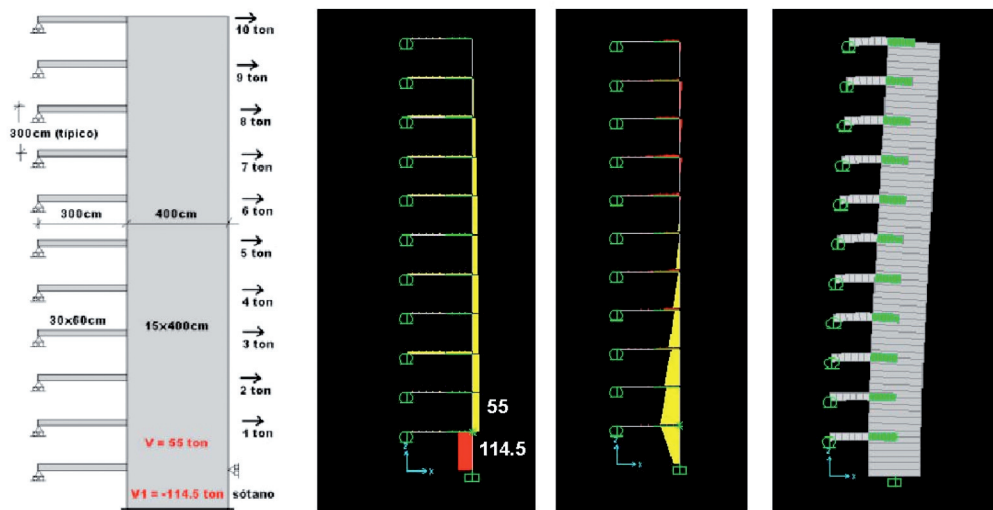


Fig. 15. Análisis de un muro restringido de desplazarse en el nivel del techo del sótano. Diagramas de fuerza cortante; momento flector y configuración deformada.

CÓDIGOS DE DISEÑO

Códigos del ACI y Norma Peruana E.060

Los códigos E.060 (Ref.9) y del ACI (Ref. 10) en lo relacionado al diseño sísmico de los muros de concreto armado, son parecidos. En ambos códigos se busca que los muros fallen por flexión, mediante los siguientes pasos generales:

a. Elaborado el diagrama de interacción, se diseña el refuerzo vertical, considerando las combinaciones de momento flector último (M_u) y carga axial última (P_u) existentes.

b. Para la carga axial actuante en el muro y usando el diagrama de interacción, se determina la máxima capacidad resistente a flexión de la sección transversal (M_n) y la posición del eje neutro “c” respectiva.

c. Se verifica la necesidad de confinar los extremos del muro (Fig. 16). Para ello hay dos criterios que en este artículo son denominados como el Criterio de desplazamientos, basado en conocer las derivas inelásticas del muro y la posición

del eje neutro c ; y, 2), y el criterio de esfuerzos, donde el esfuerzo de compresión en el borde del muro, evaluado con M_u y P_u mediante la fórmula de flexión compuesta aplicada sobre la sección transversal bruta, no debe sobrepasar de $0.2f'_c$, donde “ f'_c ” es la resistencia del concreto.

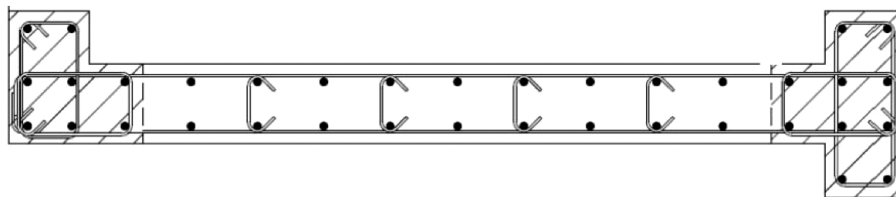


Fig. 16. (Ref. 9). Ejemplo de bordes confinados.

Respecto a este *item*, cabe mencionar que San Bartolomé *et. al.* (Ref. 8), efectuaron un análisis experimental de estos criterios, concluyendo que en el criterio de esfuerzos el límite de $0.2f'_c$, podría incrementarse a $0.3f'_c$, y que los bordes deberían confinarse obligatoriamente cuando c , sea menor que el 10% de la longitud total del muro.

d. Posteriormente, se diseña el refuerzo horizontal para que sea capaz de absorber la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión: $V_n = V_u (M_n / M_u)$.

e. Finalmente, se verifica que el refuerzo vertical sea capaz de soportar el corte-cizalle producido por la fuerza cortante V_n , en las secciones más críticas del muro (juntas de construcción); en caso de que sea insuficiente, se agregan las espigas (dowells) necesarias.

En relación al último ítem, se debe señalar que luego de efectuarse una investigación experimental, San Bartolomé *et. al.* (Ref. 7) concluyeron que el refuerzo vertical por corte-cizalle (espigas) debe diseñarse independientemente y agregarse al requerido por flexión, debido a que la fuerza cortante actúa en simultáneo con el momento flector, adoptando sus valores máximos en el mismo instante durante el sismo.

Código Chileno NCh430.Of2008

El código chileno del 2008 (Ref. 11), corresponde al reglamento del ACI del año 2005 (Ref.10) con pequeñas variantes que no alteran en lo absoluto al diseño sísmico de los muros de concreto armado (sección 5.1), mencionándose inclusive en el *item* 21.7.6 a los elementos de borde en los muros, por lo que los edificios chilenos diseñados bajo esta Norma, en teoría, no deberían haber tenido problemas en cuanto a los confinamientos de los extremos. Sin embargo, este problema se presentó (figuras 4 y 5) en edificios relativamente nuevos.

Por otro lado, de acuerdo a lo indicado en el preámbulo y en la introducción de la Norma Chilena (Ref.11), antes de 1996 se aplicaba la Norma NCh430 del año 1961, basada en la Norma de Alemania DIN de los años cincuentas, país de sismicidad nula. Desde 1996 se adoptó la Norma ACI del año 1995 para establecer la Norma Chilena NCh433.Of.1996. Puesto que en la Norma ACI de 1995, ya existía el criterio de esfuerzos (Sección 5.1.c) para verificar la necesidad de confinar los bordes de los muros, no se explica porqué los edificios dañados durante el sismo del año 2010 y construidos después del año 1996 carecieron de confinamientos, por lo que habría que investigar si en esos edificios se aplicó la Norma NCh433.Of.1996, o si habiéndose aplicado esa Norma, los cálculos justificaban la ausencia de confinamientos.

PROPUESTAS Y RECOMENDACIONES

Dada la importancia de la capital chilena, actualmente ubicada en la zona sísmica 2 (Fig. 18), prácticamente en el límite con la zona sísmica 3, y puesto que existen antecedentes de sismos como el de 1985, con epicentro cerca de Valparaíso ($M_s=7.8$, aceleración en la roca volcánica de Valparaíso=0.18g, Ref. 12), que tuvo una intensidad Mercalli modificada de VII en Santiago (Fig.17), con poca atenuación respecto a la de Valparaíso (a unos 100 km de Santiago), y considerando que podrían ocurrir sismos de magnitud comparable al del 2010 en la zona de Valparaíso, los autores de este trabajo recomiendan ubicar a Santiago en la zona sísmica 3.

Las reparaciones y reforzamiento que se hagan a los edificios dañados en Santiago, creemos que deberían considerar el hecho de que estos daños (algunos de gran relevancia), se produjeron para un sismo “moderado” (con aceleración horizontal promedio en suelo duro de 0.24g), mientras que de acuerdo a las Norma Sísmica Chilena (Ref.3), en suelo

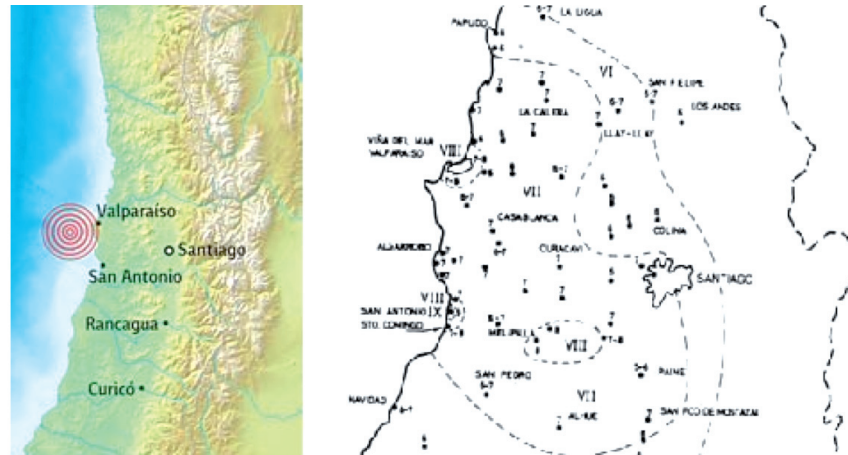


Fig. 17. Sismo de Chile del 3 de marzo de 1985. Epicentro e isosistas (Ref. 12).

duro de la zona sísmica 3 se espera una aceleración de hasta 0.4 g. La calificación de sismo “moderado” en Santiago, se debe a su lejanía (325Km) respecto al epicentro del sismo y a su cercanía a la zona sísmica 3 (Fig. 18).

El factor de amplificación $S=1.3$, por efectos locales del suelo, especificado por la Norma Sísmica Chilena (Ref. 3), debería revisarse en vista de que en Maipú se registró una aceleración horizontal máxima 2.3 veces superior a la alcanzada en suelo duro.

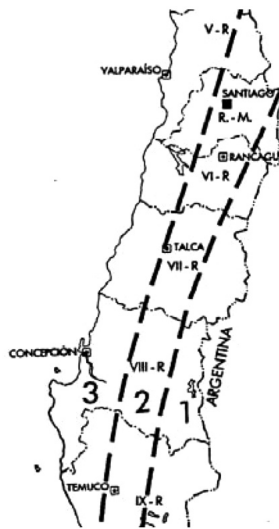


Fig. 18. Zonas sísmicas de Chile y aceleración de diseño en suelo duro (Ref. 3).

Por su parte, los bordes libres de los muros (sin muros transversales largos) deben confinarse con estribos cerrados a corto espaciamiento, para evitar la trituration del concreto con el consecuente pandeo de las barras verticales. Se sugiere realizar este confinamiento cuando el esfuerzo de compresión en el borde libre, generado por la acción simultánea del momento flector y la carga axial, exceda de $0.3f'_c$ (Ref.8), donde f'_c es la resistencia a compresión del concreto.

Mediante trabajos de investigación teórico-experimentales, utilizando las características reales de los edificios dañados por flexocompresión en sus muros de concreto (extrayendo y ensayando muestras de acero y de concreto), es necesario revisar los dos criterios del ACI para determinar la necesidad de confinar los bordes libres. Esta investigación se justifica, porque desde el año 1996 se aplica en Chile la Norma de Diseño NCh433.Of1996, basada en la Norma del

ACI 318 de 1995, que contemplaba a uno de los criterios de confinamiento, y, aún así, los muros dañados carecieron de confinamientos en sus extremos.

Aparte de las clásicas fallas por flexión, fuerza cortante y deslizamiento que exhibieron los edificios chilenos, similares a las registradas en otros países en sismos pasados, el terremoto produjo una forma de falla atípica para los autores en los muros de concreto armado. Esta falla se caracterizó por presentarse horizontalmente en la región superior del muro, pandeándose el refuerzo vertical interno. Se considera que esta falla se produjo en una zona débil del muro (junta de construcción) por la acción simultánea de la flexión, fuerza cortante, la carga axial y los desplazamientos laterales en la dirección transversal al muro. Esta forma de falla debe ser investigada.

Un estudio experimental realizado por San Bartolomé *et. al.* (Ref. 7) para controlar la falla por deslizamiento, indicó la necesidad de adicionar al refuerzo vertical requerido por flexión, espigas en las juntas de construcción, diseñadas para absorber la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión, considerando que el momento flector y la fuerza cortante actúan en simultáneo, alcanzando sus valores máximos al mismo instante. Esta propuesta es diferente a lo especificado por la Norma E.060 peruana (Ref. 9), donde se reutiliza a las barras verticales requeridas por flexión para soportar el corte-cizalle. La aplicación de esta propuesta en los edificios chilenos, habría controlado la falla horizontal por esfuerzo cortante en su zona central superior.

Muchos ingenieros analizan sísmicamente a los edificios suponiendo que los techos de los sótanos se encuentran restringidos de desplazarse lateralmente y otros consideran que no existe tal restricción. La aplicación de ambos criterios en un mismo edificio, conduce a una variación significativa en la magnitud de la fuerza cortante actuante en los muros del sótano, incrementándola cuando se restringe el desplazamiento lateral. Como el sismo chileno produjo fallas por corte y flexión en muchos muros de sótanos, se recomienda incluir en el modelo estructural la interacción suelo-muro de sótano mediante apoyos elásticos.

Pudieron notarse fallas en aquellos muros que cambiaron de longitud, localizadas en la zona de menor longitud. En la Fig. 6 se muestran casos donde la longitud del muro se reduce en los pisos superiores; sin embargo, Blanco (Ref. 5), observó también situaciones donde la reducción de la longitud se dio en los pisos inferiores, especialmente en los muros de sótanos (Fig. 19), por lo que es conveniente que los muros presenten una longitud continua a lo largo de su altura.

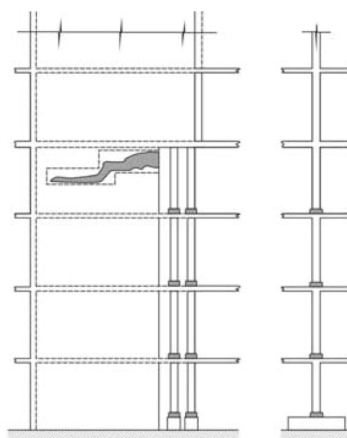


Fig. 19. Reducción de la longitud del muro en los pisos bajos (Ref. 5).

Fig. 19. Elevación de un muro típico con menor sección en el sótano. Esta vista muestra la ubicación y forma del agrietamiento (falla) y el apuntalamiento realizado luego del sismo. Imagen: Cortesía K. Luthers.

A pesar de estar fuera del contexto de este artículo, es importante señalar que los giros por flexión y los desplazamientos verticales en los extremos de los muros, dañaron considerablemente a las losas de techo hechas de concreto armado, cuando ellas conectaban a los muros en su plano (elementos de acople o dinteles, Fig. 20). Esto se debe a que en los elementos de acople, un sismo origina fuerzas cortantes y momentos flectores que no son considerados en el diseño de la losa, al suponer que los muros actúan en voladizo, por lo que se recomienda emplear vigas de acople peraltadas, capaces de absorber las acciones mencionadas (Fig. 21).



Fig. 20. Edificio Obispo Salas.

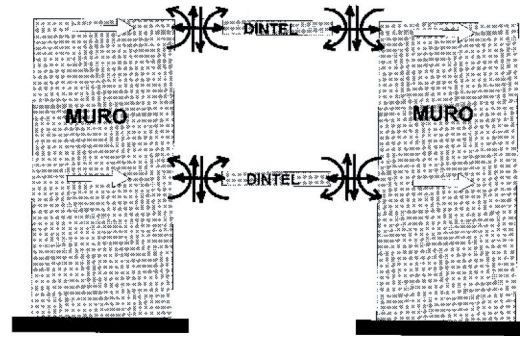


Fig. 21. Fuerzas internas en la Concepción. Daños en la losa vigas de acople. El dintel es decorativo.

CONCLUSIÓN

El sismo chileno del año 2010 dejó en el aspecto del diseño estructural de los muros de concreto armado, muchas lecciones que aprender, verificar e investigar. Estas lecciones podrían servir no solo para modificar el reglamento chileno de concreto armado, sino también a nivel internacional.

Referencias

1. United States Geological Survey (USGS). Magnitude 8.8–Offshore *Maule, Chile*. <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/recenteqsww/Quakes/us2010tfan.php>
2. Boroschek, R.; Soto, P.; León, R.; y Compte, D., *Terremoto Centro Sur Chile. 27 de febrero 2010. Informe preliminar, núm. 3*. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile, 2010.
3. Norma Chilena Oficial, *Diseño Sísmico de Edificios*. Instituto Nacional de Normalización INN-Chile. NCh433. Of96, 1996.
4. Servicio Sismológico de la Universidad de Chile. *Terremoto Cauquenes 27 febrero 2010*. Santiago, 3 de abril del 2010.
5. Blanco, A., “El sismo de Chile del 27 de febrero del 2010 y sus enseñanzas para el diseño estructural”, Seminario Internacional sobre Diseño Sismorresistente, Modernización de la Normatividad Sísmica: Una Tarea Prioritaria, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima, Perú, 15 de junio de 2010*.
6. San Bartolomé, A., Blog de investigaciones en concreto armado. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2007, <http://blog.pucp.edu.pe/concretoarmado>.
7. San Bartolomé, A.; Muñoz, A.; Madueño, G.; Cavero, R., *Control de la falla por deslizamiento en placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas*, Proyecto SENCICO-PUCP, Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornada. Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Achisina. Universidad de Concepción, Chile. Noviembre del 2005*.
8. San Bartolomé, A.; Rojas, L.; Koo, I., *Estudio experimental de los dos criterios del ACI empleados para confiar los bordes de los muros de concreto armado*, Ponencias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Chiclayo, 2009. Perú*.
9. Norma Técnica de Edificación E.060, *Concreto Armado*, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, SENCICO, Lima, Perú, 2009*.
10. American Concrete Institute, *Building code requirements for structural concrete*, ACI 318-05. Nueva York, 2005.
11. Norma Chilena Oficial, *Hormigón armado-Requisitos de diseño y cálculo*, Instituto Nacional de Normalización INN-Chile, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 24 de abril del 2008. NCh430.Of2008.
12. Cruz, E.; Riddell, R.; Van Sint Jan, M.; Hidalgo, P.; Rodríguez, F.; Vásquez, J.; Lüders, C.; Troncoso, J., *Lecciones del sismo del 3 de marzo de 1985*, Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón. Santiago, Chile, julio de 1988.
13. Boroschek, R.; Soto, P. y León, R., Registros del terremoto del Maule Mw=8.8, 27 de febrero de 2010, Universidad Católica de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería. Santiago, agosto de 2010*.

(*) **Nota:** Los artículos 5, 7, 8, 9 y 13, pueden ser descargados del blog citado en la Ref. 6.