

PREDICCIÓN DEL DESEMPEÑO A CORTANTE DE MUROS DE CONCRETO PARA VIVIENDA

Julián Carrillo León ¹, Sergio M. Alcocer ² y Roberto Uribe ³

RESUMEN

En las viviendas comunes de baja altura se emplean muros con resistencia baja de concreto, espesor reducido, cuantías de refuerzo menores que la mínima especificada en el reglamento, y en la mayoría de los casos, se utilizan mallas de alambre soldado como refuerzo a cortante en el alma. Debido a las características particulares de los muros, los modelos analíticos disponibles no son directamente aplicables. Se propone un modelo basado en desempeño capaz de reproducir el comportamiento sísmico de muros de concreto para viviendas de uno y dos niveles. Cuando la respuesta experimental de 39 especímenes se comparó con los resultados calculados, se observó que la respuesta sísmica es predicha con adecuada exactitud.

ABSTRACT

In typical low-rise housing, walls with low concrete strength, small thickness, web steel ratio smaller than the minimum ratio prescribed in the code, and almost always, shear web reinforcement made of welded wire meshes are used. Considering the particular wall characteristics, existing analytical models are not directly applicable. In this paper, a performance-based model capable of predicting the seismic behavior of concrete walls for one and two floors housing is proposed. When the experimental response of 39 specimens was compared with calculated results, the seismic response was accurately predicted.

INTRODUCCIÓN

Una de las opciones más eficientes para la construcción de viviendas, es el desarrollo de conjuntos habitacionales con viviendas de concreto en su totalidad (cimentación, muros, losas de entrepiso y techos). Si bien el costo unitario de los materiales empleados en los muros de concreto es superior al de la mampostería tradicional, el ahorro se logra en la rapidez de construcción. Normalmente, para este tipo de viviendas se utilizan muros con resistencia baja de concreto, espesor reducido, cuantías de refuerzo menores que la mínima especificada en el reglamento, y en la mayoría de los casos, se utilizan mallas de alambre soldado como refuerzo a cortante en el alma. Debido a las características particulares de los muros, los modelos de predicción disponibles y las recomendaciones de diseño vigentes en los reglamentos de construcción (como el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal), no son directamente aplicables. Con el propósito de incrementar y mejorar la oferta tecnológica de las viviendas a base de muros de concreto, manteniendo una seguridad estructural adecuada, el Grupo CEMEX unió esfuerzos con el Instituto de Ingeniería de la UNAM para realizar un extenso programa de investigación experimental y analítico.

Como parte de los resultados del proyecto, en este artículo se propone un modelo basado en desempeño capaz de predecir el comportamiento sísmico de muros de concreto para vivienda, en términos de capacidad de

¹ Candidato a Doctor en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, México, D.F. & Profesor Asistente, Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, Bogotá, Colombia; wcarrillo@umng.edu.co

² Profesor Investigador, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, México, D.F.; salcocerm@ii.unam.mx

³ Director General, Centro de Tecnología de Cemento y Concreto, CEMEX, México, D.F.; roberto.uribe@cemex.com

resistencia y desplazamiento. El modelo fue desarrollado y calibrado utilizando los resultados de un programa experimental que incluyó 39 ensayos de muros con diferente relación de aspecto y sistemas con aberturas (33 cuasi-estáticos y 6 dinámicos). Las variables estudiadas fueron el tipo de concreto (peso normal, celular y autocompactable), la cuantía de acero a cortante en el alma (0%, 0.125% y 0.25%) y el tipo de refuerzo (barras corrugadas y malla de alambre soldado). La resistencia nominal del concreto fue igual a 14.7 MPa. En el modelo se proponen ecuaciones que caracterizan tres estados límite (agrietamiento, resistencia máxima y capacidad última). Las ecuaciones son de carácter determinista y están destinadas a capturar la respuesta promedio de la base de datos utilizada. En el artículo se discute la capacidad de algunos modelos disponibles para predecir el comportamiento de los muros, así como las limitaciones de las ecuaciones propuestas. Se observó que la respuesta sísmica de los especímenes estudiados es predicha con adecuada exactitud y, que las ecuaciones pueden adaptarse fácilmente al formato del reglamento del D.F.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental del proyecto se dividió en tres etapas, según el tipo de ensayo realizado en los muros: cuasi-estático (monótono, cíclico-reversible) y dinámico (en mesa vibradora). En general, las variables de estudio de los 39 muros se obtuvieron de las empleadas con más frecuencia en la práctica (ver tabla 1):

Tabla 1 Descripción de las variables de estudio

Variable	Descripción
Relación de aspecto	cuadrados ($H_m/L=1$), robustos ($H_m/L=0.5$), esbeltos ($H_m/L=2$) y muros con aberturas (puerta y ventana). El espesor (t) y la altura libre nominal (H_m) de todos los muros (en escala natural) fue de 100 mm y 2.4 m, respectivamente. Por lo tanto, para alcanzar una determinada relación de aspecto, se varió la longitud del muro
Tipo de concreto	de peso normal, celular y autocompactable, con resistencia nominal a la compresión, $f_c' = 14.7$ MPa (150 kgf/cm ²)
Cuantía de refuerzo a cortante en el alma (vertical y horizontal)	100% ρ_{min} (0.25%), 50% ρ_{min} (0.125%), 0 = sin refuerzo en el alma. El porcentaje de la cuantía se expresó como fracción de la cuantía mínima (ρ_{min}) estipulada en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-C, 2004a). En todos los muros se proporcionó suficiente refuerzo en los extremos para prevenir una falla por flexión
Tipo de refuerzo a cortante en el alma	barras corrugadas de acero con esfuerzo de fluencia nominal, $f_y = 412$ MPa (4,200 kgf/cm ²) y malla de alambre soldado con esfuerzo de fluencia nominal, $f_y = 491$ MPa (5,000 kgf/cm ²)
Tipo de ensayo	cuasi-estático monótono, cuasi-estático cíclico-reversible y dinámico en mesa vibradora

Nota: En dos muros (previamente dañados), se estudiaron técnicas de rehabilitación.

En los ensayos cuasi-estáticos la carga horizontal se aplicó a nivel de la losa mediante gatos hidráulicos de doble acción, manteniendo constante la carga vertical. En los ensayos dinámicos, la sollicitación horizontal estuvo representada por registros sísmicos aplicados a una mesa vibradora sobre la cual se sujetaron los especímenes. En estos ensayos se adicionó la masa necesaria para que el periodo de vibración inicial de los modelos fuera similar al de las viviendas típicas de baja altura. La masa se ubicó sobre un dispositivo externo y la carga vertical se aplicó utilizando lingotes de plomo sujetos a la viga de carga situada en el extremo superior de los modelos.

MODELO DE PREDICCIÓN PROPUESTO

La mayoría de modelos disponibles en la literatura para la predicción de resistencia y desplazamiento, tienen algunas restricciones para aplicarse en el diseño de viviendas de las características estudiadas. En general, las limitaciones son: (a) se han calibrado para un intervalo muy amplio de los parámetros que controlan el comportamiento de muros de concreto; sin embargo, para las viviendas analizadas la mayoría de los parámetros varía en un intervalo limitado (resistencias bajas del concreto, espesor reducido de muros, esfuerzo axial bajo, cuantías de refuerzo reducidas, entre otras); (b) no se incluye el comportamiento de muros reforzados con malla de alambre soldado, en los cuales, el alargamiento de los alambres y la capacidad de

deformación del muro es un parámetro de diseño ineludible; (c) han sido calibrados utilizando resultados experimentales de ensayos cuasi-estáticos (monótonos y/o cíclicos); es decir, no se incluyen los efectos de la velocidad de aplicación de carga, como los observados por Carrillo (2009); y (d) algunas han sido planteadas para fines académicos y no de una forma práctica y sencilla para ser utilizadas con fines de diseño. Teniendo en cuenta lo anterior, se desarrolló un modelo de predicción de resistencia y desplazamiento para muros de concreto en viviendas de baja altura. El modelo fue calibrado con los resultados experimentales de los muros estudiados en el proyecto. Sin embargo, se tuvieron en cuenta las tendencias encontradas en otros modelos de predicción (Sánchez, 2009 y Flores *et al.*, 2007) y los lineamientos de las metodologías de diseño NTC-C (2004a) y ACI-318 (2008). En la figura 1 se presenta el modelo trilineal de cortante propuesto.

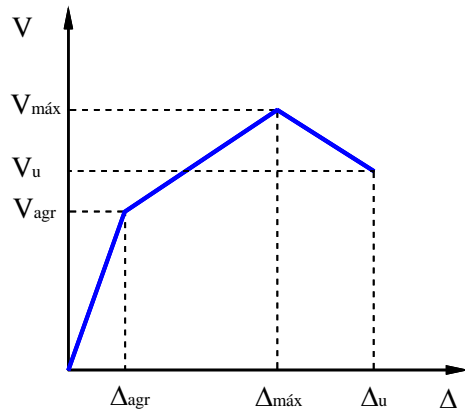


Figura 1 Modelo carga-desplazamiento propuesto

En general, el modelo puede aplicarse a viviendas con las siguientes características:

Número máximo de niveles:	dos
Tipo de concreto:	peso normal, celular y auto-compactable
Resistencia a la compresión del concreto:	150 kgf/cm ² (14.7 MPa) a 250 kgf/cm ² (24.5 MPa)
Geometría de muros:	robustos, cuadrados, esbeltos ($0.5 \leq H_m/L \leq 2.0$) y con aberturas
Tipo de refuerzo a cortante en el alma:	barras corrugadas y malla de alambre soldado
Cuantía de refuerzo a cortante en el alma:	0.125% hasta 0.25%

Para evaluar el comportamiento observado de los muros se definieron tres tipos de mecanismos de falla: (a) cuando fluye la mayor parte de refuerzo a cortante en el alma del muro y el concreto no sufre aplastamiento, se dice que se presenta una *falla por tensión diagonal* (TD); (b) cuando ninguna o sólo algunas barras de refuerzo a cortante fluyen, pero el aplastamiento del concreto es significativo, se presenta una *falla por compresión diagonal* (CD); y (c) cuando se observa una combinación de los tipos de falla anteriores, es decir, fluye la mayor parte de las barras de refuerzo a cortante en el alma del muro y el aplastamiento del concreto es importante, se dice que se presenta una *falla combinada de tensión y compresión diagonal* (TD-CD).

CAPACIDAD DE RESISTENCIA

Para estimar la capacidad de resistencia, se debe revisar tanto las fallas por tensión y compresión diagonal, como la falla por deslizamiento:

Resistencia, $V_{máx}$

Siguiendo el formato de las normas de diseño, se propone calcular la resistencia de un muro de concreto por medio de la ec. (1).

$$V_{máx} = V_c + V_s = [\alpha_1 \sqrt{f_c'} + \eta_h \rho_h f_{yh}] A_m \leq \alpha_2 \sqrt{f_c'} A_m \quad (1)$$

De forma similar a las propuestas convencionales, la resistencia a cortante por tensión diagonal de un muro de concreto será igual a la suma de la contribución del concreto (V_c) más la contribución a la resistencia del refuerzo horizontal (V_s). El límite de la ecuación anterior representa la resistencia por compresión diagonal. Para facilitar los cálculos, la ecuación se calibró con el área total del muro, es decir, área igual al espesor por la longitud del muro ($A_m = t \cdot L$). Los tres parámetros desconocidos en la ec. (1) son: η_h , α_1 y α_2 .

Factor de eficiencia del refuerzo transversal, η_h

De acuerdo con los resultados de la figura 2 (“Carrillo: Barras”, “Carrillo: Malla”), se propone calcular este parámetro por medio de la ec. (2). Los valores de las constantes se presentan en la tabla 2:

$$\begin{aligned} \eta_h &= a && \text{Si } \rho_h f_{yh} < c \\ \eta_h &= a - b(\rho_h f_{yh} - c) \geq 0.2 && \text{Si } \rho_h f_{yh} \geq c \end{aligned} \tag{2}$$

Tabla 2 Constantes del factor de eficiencia del refuerzo transversal

Constante	Barras corrugadas		Malla de alambre soldado	
	MPa	kgf/cm ²	MPa	kgf/cm ²
<i>a</i>	0.8	0.8	0.7	0.7
<i>b</i>	0.20	0.020	0.25	0.025
<i>c</i>	1.0	10.2	1.0	10.2

En la figura 2 se muestra la variación de η_h en el modelo aquí propuesto (“Carrillo: Barras”, “Carrillo: Malla”), junto con las curvas propuestas por Sánchez (2009) y Flores (2007) para muros de concreto y la propuesta de las NTC-M (2004b) para muros de mampostería reforzada. Las diferencias de la eficiencia del refuerzo horizontal en los muros de concreto y mampostería, son evidentes. La propuesta de Sánchez (2009) intenta seguir la tendencia observada en muros con valores de $\rho_h f_{yh}$ aproximadamente entre 0.3 y 8.5. Sin embargo, para los muros de las características aquí estudiadas, dicha relación varía aproximadamente sólo entre 0.5 y 1.2. Flores *et al.* (2007) utiliza un valor constante de 0.75. El límite superior de la ec. (2) es igual a 0.8 para barras corrugadas y 0.7 para malla de alambre soldado. Es decir, en promedio no alcanzan a fluir/plastificar todas las barras/alambres de refuerzo horizontal al momento de alcanzar la resistencia del muro. Lo anterior se estableció de acuerdo con los resultados de los ensayos dinámicos (Carrillo, 2009), donde se observó que en ninguno de los muros se presentó la fluencia de todas las barras de refuerzo horizontal al momento de registrarse la resistencia. En general, las barras horizontales ubicadas cerca de la base o del extremo superior del muro, no alcanzan a fluir/plastificar.

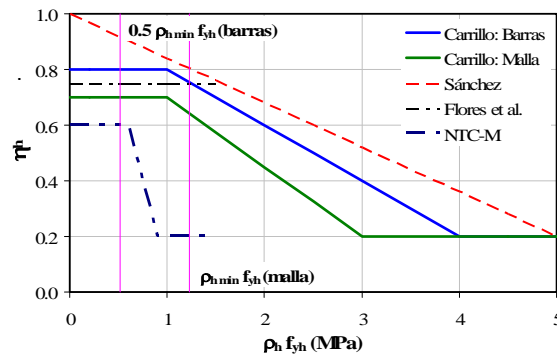


Figura 2 Factor de eficiencia del refuerzo horizontal

La ec. (2) también tiene en cuenta las diferencias del comportamiento entre los muros reforzados utilizando barras corrugadas y los muros con malla de alambre soldado. El termino “fluencia” se define para aceros de refuerzo en los cuales no se observa aumento de resistencia hasta tanto no se desarrolle una plataforma de fluencia bien definida. En el caso de los alambres de las mallas, no existe un punto de fluencia específico y

por lo tanto, al extrapolar el término “fluencia” a este tipo de refuerzo (para malla se debe hacer referencia a plastificar), algunos reglamentos aceptan la disminución de las cuantías de refuerzo en función del incremento del esfuerzo de fluencia de las mallas en comparación con el de las barras corrugadas de acero (NTC-M, 2004b). En otras palabras, se acepta que no existe una plataforma de fluencia que impida el aumento de la resistencia de las mallas. Sin embargo, el tramo comprendido entre el inicio de la “fluencia” y la capacidad máxima de deformación de los alambres es muy corto en comparación con las barras corrugadas, lo cual origina que se presente la fractura del material con sólo un pequeño incremento de la deformación. Tal como se observó durante los ensayos de los muros estudiados, una vez se fracturan los alambres se genera un mecanismo de falla súbito no deseado. Por lo tanto, para prevenir que se alcance el alargamiento máximo de los alambres antes de registrar la resistencia del muro, la ec. (2) limita los esfuerzos de los alambres de malla en comparación con las barras corrugadas. Algunos reglamentos, como el ACI-318 (2008), limitan el esfuerzo de fluencia de los aceros a 412 MPa (4,200 kgf/cm²), cuando el mecanismo de resistencia analizado es frágil (por ejemplo, en el mecanismo de cortante por fricción).

Contribución del concreto a la resistencia, factor α_1

En la ec. (1), el factor α_1 relaciona la contribución del concreto a la resistencia al cortante y la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto. Este factor depende principalmente de: (a) la geometría y las condiciones de frontera del muro (relación M/VL , relación entre el momento de flexión y la fuerza cortante por la longitud del muro), (b) el esfuerzo vertical axial sobre el muro (σ_v) y (c) la cuantía de refuerzo vertical a cortante en el alma del muro (ρ_v).

Por medio de modelos analíticos utilizando el método de elementos finitos (Carrillo y Alcocer, 2008a, 2008b), se encontró que para los muros de concreto en viviendas de baja altura, el esfuerzo vertical axial de compresión en condiciones de servicio es relativamente bajo ($\sigma_v \approx 0.25$ MPa). Sin embargo, ante una sollicitación sísmica real, las aceleraciones verticales y/o el efecto de acoplamiento entre muros puede originar que los esfuerzos verticales axiales de compresión se incrementen o que se produzcan esfuerzos verticales axiales de tensión. Si se presentan esfuerzos axiales de tensión, la capacidad a cortante del muro disminuirá. En ensayos cuasi-estáticos este efecto es imperceptible, ya que no existe una fuerza inercial sobre la masa que se ubica sobre el muro para generar el esfuerzo vertical; es decir, el esfuerzo vertical siempre contribuye a la resistencia a cortante. Por lo tanto, con fines de diseño sísmico no parece adecuado incluir de forma directa la contribución del esfuerzo vertical axial a la resistencia a cortante del muro. En cuanto a la contribución del refuerzo vertical a cortante, en la literatura actual existen varias conclusiones sobre el tema. Barda *et al.* (1977), Lefas y Kotsovos (1990) y Sánchez (2009), reconocen la importancia del refuerzo vertical distribuido para incrementar la resistencia, especialmente en los especímenes con una relación M/VL de 0.5 y 0.25. No obstante, los resultados obtenidos por Hidalgo *et al.* (2002a) para muros con relaciones M/VL entre 0.35 y 1.0, indicaron que el refuerzo vertical tiene poco o ningún efecto tanto en la resistencia al cortante, como en las características de absorción y disipación de energía. Aunque en el proyecto de investigación no se estudió en detalle el efecto del refuerzo vertical, para las viviendas de concreto de las características estudiadas, la cuantía de refuerzo vertical a cortante siempre es igual a la cuantía horizontal.

Para hacer una estimación del factor α_1 a partir de las tendencias de los resultados experimentales, se calculó la relación $v_c / \sqrt{f_c}$ para los muros estudiados en el programa experimental de la investigación. Se incluyeron los especímenes en los cuales se observó un modo de falla por tensión diagonal (TD) o un modo de falla combinado (TD-CD), así como los ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica. No se incluyeron los muros con aberturas porque no se caracterizan con una única relación M/VL . En total se utilizaron los resultados experimentales de 22 especímenes. La contribución del concreto a la resistencia a cortante se calculó como:

$$v_c = \frac{V_{m\acute{a}x} - V_s}{t L} \quad (3)$$

donde $V_{m\acute{a}x}$ corresponde a la fuerza cortante máxima medida en el ensayo del muro (promedio de las dos direcciones de deformación en el plano) y V_s es la contribución del acero de refuerzo horizontal, calculada

utilizando el factor de eficiencia definido en la ec. (2). En los cálculos se utilizaron las dimensiones reales del muro (t y L) y las propiedades mecánicas de los materiales determinadas experimentalmente en una fecha cercana al ensayo de los muros (f_c y f_y). En la figura 3 se muestran los resultados junto con línea que representa la tendencia observada (“Carrillo”). En la figura también se incluyen las propuestas del Capítulo 21 del ACI-318 (2008), NTC-C (2004a), Sánchez (2009) y Flores *et al.* (2007).

En el Capítulo 21 del ACI-318 (2008), el cual hace referencia a los requisitos para el diseño sísmico de muros, el factor α_1 depende exclusivamente de la geometría del muro (relación H_m/L). En la metodología de Flores *et al.* (2007), se propone un valor constante para muros de las características estudiadas en el proyecto. En las NTC-C (2004a), para relaciones H_m/L menores o iguales que 1.5, el factor depende exclusivamente de la geometría del muro, y para relaciones H_m/L mayores que 2.0 dependen de la geometría, la carga axial y la cuantía de refuerzo a flexión, suponiendo que los muros trabajan esencialmente como vigas. Con el propósito de incluir en la figura 3 la propuesta de NTC-C (2004a) para relaciones H_m/L mayores que 2.0, se utilizó un esfuerzo vertical (σ_v) igual a 0.25 MPa, cuantía de refuerzo a flexión (ρ) igual a 0.014 y longitud de muro (L) igual a 1.25 m. Para incluir la propuesta de Sánchez (2009), se utilizó una cuantía de refuerzo vertical (ρ_v) igual a 0.00125 y esfuerzo de fluencia igual a 412 MPa (4,200 kgf/cm²).

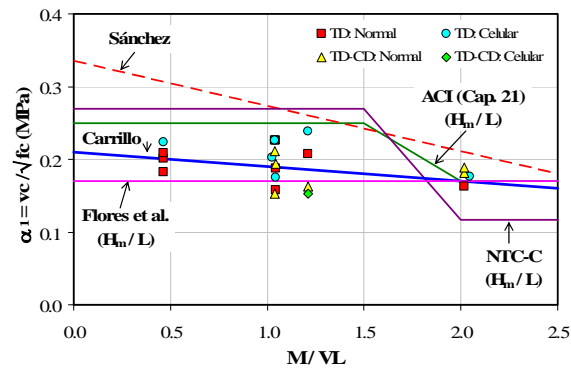


Figura 3 Contribución del concreto a la resistencia

Como se observa en la figura 3, en la propuesta de Flores *et al.* (2007) la predicción es conservadora (resistencia calculada es menor o igual que la medida) casi en todos los casos. Sin embargo, no sigue una tendencia en función de la relación M/VL . La propuesta de las NTC-C (2004a) es insegura para M/VL menores que 1.5 y muy conservadora para relaciones M/VL mayores que 1.8. La propuesta del Capítulo 21 del ACI-318 (2008) es similar a la de las NTC-C (2004a). En la propuesta de Sánchez (2009), la resistencia calculada siempre es mayor que la resistencia medida. Para propósitos de diseño sísmico de viviendas de las características estudiadas, se propone calcular α_1 por medio de la ec. (4), (ver línea de “Carrillo” en la figura 3).

$$\alpha_1 = 0.21 - 0.02 \left(\frac{M}{V L} \right) \quad (\text{MPa})$$

$$\alpha_1 = 0.67 - 0.06 \left(\frac{M}{V L} \right) \quad (\text{kgf/cm}^2)$$
(4)

Teniendo en cuenta que la ec. (4) representa un ajuste del promedio de los valores observados, en algunos casos no hace una estimación conservadora; sin embargo, sigue la tendencia de los resultados experimentales y el cociente entre las resistencias calculadas y observadas es cercano e inferior a uno, con un coeficiente de variación relativamente bajo (ver figura 5). No se observaron tendencias diferentes entre muros de concreto de peso normal y celular. La ec. (4) sólo depende de un parámetro e incluye el efecto de la cuantía de refuerzo vertical en el alma del muro. Adicionalmente, al utilizar los resultados de los ensayos dinámicos en mesa vibradora, también incluye el efecto de la velocidad de aplicación de carga y el efecto dinámico del esfuerzo vertical axial en la resistencia.

Límite de resistencia a cortante, factor α_2

En la ec. (1) el límite superior representa la resistencia que puede desarrollar el muro antes de que se origine una falla por compresión diagonal. En este límite, el factor α_2 relaciona la contribución máxima del concreto a la resistencia al cortante por tensión diagonal y la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto. Para hacer una estimación del factor α_2 a partir de las tendencias de los resultados experimentales de la investigación, se calculó el cociente $v_{m\acute{a}x} / \sqrt{f_c}$ para los muros en los cuales se observó un modo de falla por compresión diagonal (TD) o un modo de falla combinado (TD-CD y CD-DZ). No se incluyeron los resultados de los ensayos cuasi-estáticos monótonos, ni los muros con aberturas. En total se utilizaron los resultados experimentales de ocho especímenes. La contribución del concreto a la resistencia a cortante por tensión diagonal se calculó como:

$$v_{m\acute{a}x} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{t L} \quad (5)$$

donde $V_{m\acute{a}x}$ corresponde a la fuerza cortante máxima medida en el ensaye del muro (promedio de las dos direcciones de deformación en el plano). En los cálculos se utilizaron las dimensiones reales del muro (t y L) y la resistencia a la compresión del concreto determinada experimentalmente en una fecha cercana al ensaye de los muros (f_c). En la figura 4 se muestran los resultados junto con línea que representa la tendencia observada (“Carrillo”), y las propuestas del ACI-318 (2008), NTC-C (2004a) y Sánchez (2009). En los reglamentos ACI-318 (2008) y NTC-C (2004a) se proponen un valor constante para el factor α_2 . Sánchez (2009) propone que el límite de la resistencia sea dos veces la contribución del concreto a la resistencia, es decir, de forma indirecta plantea que $\alpha_2 = 2 \cdot \alpha_1$. Como se observa en la figura 4, sólo dos muros fallaron en compresión diagonal pura. Sin embargo, en ninguno de los casos las NTC-C (2004a) y el ACI-318 (2008) hacen una predicción acertada; es decir, la resistencia calculada por falla de compresión diagonal siempre es mayor que la resistencia medida. En la propuesta de Sánchez (2009), α_2 depende de la relación M/VL , pero hace una estimación acertada sólo para relaciones M/VL mayores que 2.0. Las propuestas anteriores sobreestiman la capacidad de resistencia a cortante por compresión diagonal debido a que han sido calibradas principalmente para muros con resistencias a la compresión del concreto medias o altas y, con cuantías de refuerzo a cortante iguales o mayores que la mínima. Para propósitos de diseño sísmico de viviendas de las características estudiadas ($\rho_{h,v} \leq \rho_{h,v \text{ min}}$), se propone calcular α_2 por medio de la ec. (6), (ver línea de “Carrillo” en la figura 4).

$$\alpha_2 = 0.44 - 0.02 \left(\frac{M}{V L_w} \right) \quad (\text{MPa}) \quad (6)$$

$$\alpha_2 = 1.40 - 0.06 \left(\frac{M}{V L_w} \right) \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

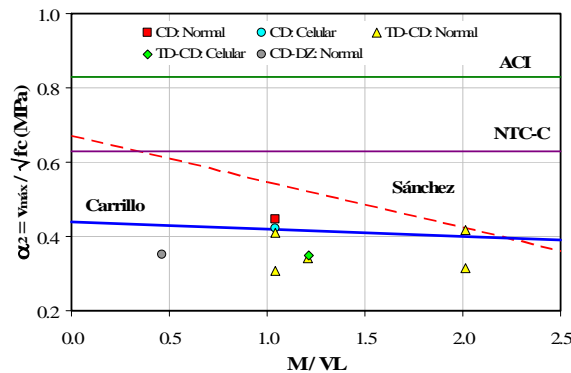


Figura 4 Límite de resistencia a cortante

La ec. (6) hace una estimación acertada para los muros que fallaron en compresión diagonal pura y sigue la tendencia de los resultados experimentales; es decir, que la resistencia para este estado límite también depende de la relación M/VL . No se observaron tendencias diferentes entre muros de concreto de peso normal y celular. Al utilizar los resultados de los ensayos dinámicos en mesa vibradora, la ec. (4) incluye el efecto de la velocidad de aplicación de carga en la resistencia. Teóricamente, un modelo más robusto debe considerar el efecto del agrietamiento en la resistencia a la compresión del concreto.

Resistencia al agrietamiento diagonal, V_{agr}

Se supone que la resistencia al agrietamiento diagonal es similar a la contribución del concreto a la resistencia, es decir, la resistencia de agrietamiento es:

$$V_{agr} = V_c = \alpha_1 \sqrt{f'_c} A_m \quad (7)$$

donde α_1 se calcula utilizando de la ec. (4).

Resistencia última, V_u

Similar a otras metodologías disponibles, en el modelo se consideró que la resistencia última está asociada a una disminución de resistencia del 20% respecto a la máxima alcanzada. Por lo tanto:

$$V_u = 0.8V_{m\acute{a}x} \quad (8)$$

Evaluación de la predicción de la capacidad de resistencia

Con el propósito de evaluar la efectividad de los modelos de predicción de resistencia con fines de diseño, se calcularon los cocientes entre las resistencia teóricas y experimentales para los muros que fueron ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica dentro del proyecto de investigación. En total se utilizaron los resultados experimentales de 31 especímenes. Para incluir sólo el efecto de carga cíclica, no se incluyeron los muros ensayados bajo carga lateral monótona. La resistencia experimental corresponde a la fuerza cortante máxima medida en el ensaye del muro, calculada como el promedio de las dos direcciones de deformación en el plano (excepto en los muros con aberturas, no hubo una diferencia apreciable entre las resistencias y distorsiones medidas en las dos direcciones). La resistencia teórica (nominal) se calculó con varias metodologías (el modelo aquí propuesto corresponde al denominado “Carrillo”), utilizando las dimensiones reales de los muros y las resistencias de los materiales determinadas experimentalmente y, por lo tanto, no se incluyeron los factores de reducción de resistencia. En la metodología de las NTC-C tampoco se incluyó el factor de reducción adicional a la resistencia especificada del concreto a la compresión ($f_c^* = 0.8f'_c$), ya que dicho factor se estableció para representar el 2% de probabilidad de que la estructura no alcance el valor de f'_c . La resistencia teórica fue calculada para el mismo modo de falla observado durante en el ensaye. Para los muros donde se observó un modo de falla combinado, como se mencionó en la sección anterior, la resistencia calculada corresponde a la mínima entre las dos resistencias de los modos de falla que interactuaron.

Para analizar estadísticamente los datos, se calculó la media aritmética (\bar{X}), el coeficiente de variación (CV), los valores extremos ($M\acute{a}x.$ y $M\acute{m}n.$) y el porcentaje de sobre-predicciones (Sp). En la figura 5 se muestra gráficamente la media aritmética (círculo), la variación en términos de la desviación estándar (la altura total del recuadro representa dos veces la desviación estándar) y los valores extremos (línea continua). Un cociente entre las resistencia teórica y experimental menor que uno, implica que la predicción es conservadora, en tanto que la resistencia calculada es menor que la medida, de lo contrario se sobre-estima la capacidad y por la tanto, se estaría del lado de la inseguridad. De forma práctica, el porcentaje de sobre-predicción (Sp) en cada metodología, corresponde al cociente (porcentual) entre el número de datos en los cuales el valor del cociente de resistencias es mayor que 1.05 y el número de datos de la muestra analizada (31 datos). A pesar de que el valor límite para definir una sobre-predicción debería ser igual a 1.0, se estableció un valor arbitrario igual a 1.05 para tener una holgura del 5% en la predicción de la resistencia.

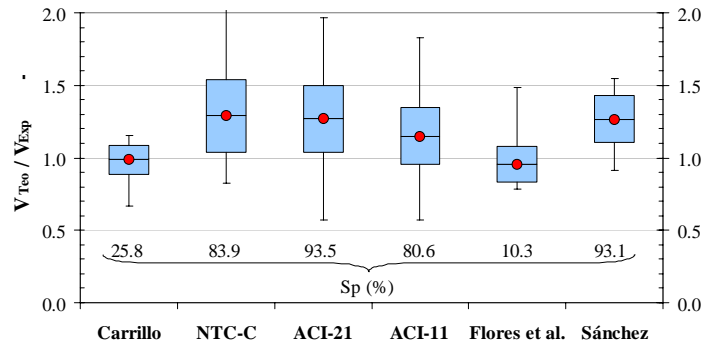


Figura 5 Evaluación de la predicción de resistencia

CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO

En la literatura actual no se reportan modelos para predecir la capacidad de desplazamiento de muros con las características aquí estudiadas. Para propósitos de diseño sísmico se utilizan parámetros adimensionales que reflejan de una mejor manera el comportamiento global de las estructuras o de los elementos estructurales. Uno de estos parámetros es la distorsión, la cual se define como el desplazamiento medido al nivel de la losa de entrepiso, normalizado por la altura correspondiente (H_m). Para fines prácticos de diseño, las ecuaciones de desplazamiento se expresan en términos de distorsión (en porcentaje).

Distorsión al agrietamiento diagonal, R_{agr}

Una vez conocida la resistencia al agrietamiento y utilizando la rigidez elástica agrietada (K_{agr}), es posible calcular el desplazamiento al agrietamiento diagonal (en términos de distorsión) por medio de la ec. (13).

$$R_{agr} (\%) = \left(\frac{V_{agr}}{K_{agr}} \right) \frac{100}{H_m} \quad (9)$$

donde K_{agr} incluye las deformaciones por cortante y por flexión, y se calcula por medio de la ec. (14).

$$K_{agr} = \left(\frac{H_m^3}{c_1 3 E_c I_g} + \frac{H_m}{c_2 G_c A_c} \right)^{-1} \quad (10)$$

donde:

A_c = área de cortante de la sección transversal del muro, definida por el área de la sección transversal entre el factor de forma (igual a 1.2 para sección rectangular), mm^2 (cm^2)

E_c = módulo de elasticidad del concreto, MPa (kgf/cm^2)

I_g = momento de inercia centroidal de la sección bruta despreciando el acero de refuerzo, mm^4 (cm^4)

G_c = módulo de cortante del concreto

c_1, c_2 = son factores para incluir el efecto del agrietamiento del concreto y, son iguales a 0.5 para concreto agrietado.

Distorsión a la resistencia, $R_{máx}$

Para analizar las tendencias de los resultados de los muros estudiados en el proyecto de investigación, se construyeron curvas que relacionan la distorsión asociada a la resistencia medida ($R_{máx}$) y el cociente $v_{máx} / \sqrt{f_c}$, para los muros en los cuales se observó un modo de falla por tensión diagonal, compresión

diagonal o un modo de falla combinado. $R_{m\acute{a}x}$ se obtuvo de la curva de histéresis (fuerza cortante versus distorsión total) y correspondió al promedio de las dos direcciones de deformación en el plano del muro. $v_{m\acute{a}x}$ se calculó con la ec. (5), utilizando las dimensiones reales del muro y la resistencia a la compresión del concreto determinada experimentalmente en una fecha cercana al ensaye del muro (f_c). Los resultados se agruparon teniendo en cuenta la relación M/VL y el tipo de refuerzo en el alma del muro (barras corrugadas y malla de alambre soldado). No se incluyeron los muros en los cuales se observó un modo de falla por deslizamiento, ni los muros con aberturas. Tampoco se incluyeron los resultados de los ensayos cuasi-estáticos monótonos, ni los muros en los que no se alcanzó la resistencia (dos especímenes que luego fueron rehabilitados). En total, se utilizaron los resultados experimentales de 13 especímenes reforzados con barras corrugadas y nueve con malla de alambre soldado. Los resultados se muestran en la figura 6.

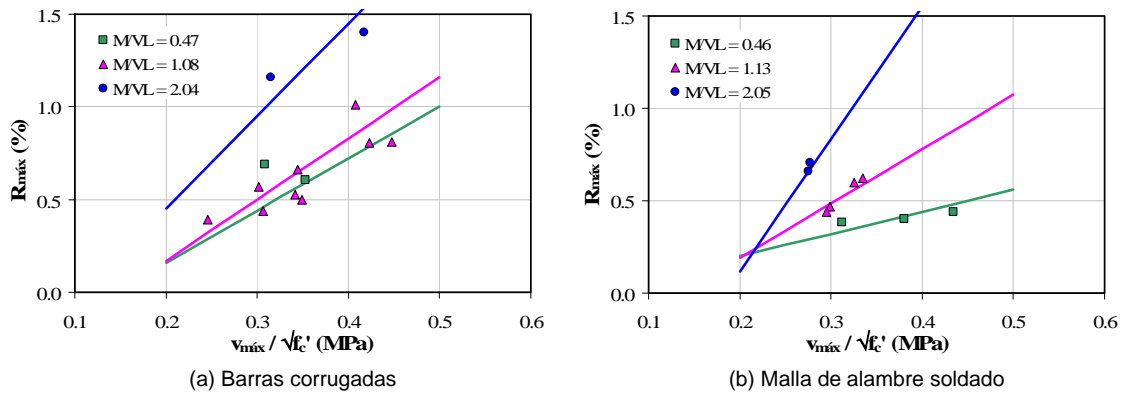


Figura 6 Distorsión a la resistencia

Como se observa en la figura 6, las relaciones entre $R_{m\acute{a}x}$ y $v_{m\acute{a}x} / \sqrt{f_c}$ para un determinado valor de M/VL , son diferentes, especialmente en los muros reforzados con malla de alambre soldado. Siguiendo las tendencias observadas, se propone calcular la distorsión total asociada a la resistencia por medio de la ec. (15), la cual representa una línea recta. Las constantes se calcularon a partir de un análisis de regresión lineal y sus valores de presentan en la tabla 3.

$$R_{m\acute{a}x} (\%) = a_1 \left(\frac{M}{VL} \right)^{b_1} \frac{V_{m\acute{a}x}}{A_m \sqrt{f_c}} + a_2 \left(\frac{M}{VL} \right)^{b_2} \tag{11}$$

Tabla 3 Constantes para el cálculo de la distorsión máxima

Constante	Barras corrugadas		Malla de alambre soldado	
	MPa	kgf/cm ²	MPa	kgf/cm ²
a_1	2.40	0.75	2.60	0.81
a_2		-0.20		-0.23
b_1		0.60		1.35
b_2		1.00		2.40

Al utilizar el cociente $v_{m\acute{a}x} / \sqrt{f_c}$ en la ec. (15), se revela que la distorsión a la resistencia depende del esfuerzo vertical axial, la cuantía de refuerzo vertical y horizontal a cortante en el alma y, por supuesto, de la geometría y las condiciones de frontera del muro. Para facilitar el procedimiento de cálculo, $R_{m\acute{a}x}$ incluye las deformaciones por cortante y por flexión. Como se mencionó anteriormente, la tendencia entre las variables analizadas es más clara para los muros reforzados con malla de alambre soldado. Esto se debe a que el modo de falla siempre estuvo asociado al cortante por tensión diagonal. En cambio, los datos utilizados para graficar las tendencias de los muros con barras corrugadas incluyen los tres modos de falla a cortante en el alma

(tensión diagonal, compresión diagonal y modo combinado) y, por lo tanto, la dispersión es mayor. Lo anterior, debido a que las fallas por tensión diagonal tienen un comportamiento más dúctil que las fallas por compresión diagonal. Aunque para fines académicos sería deseable obtener expresiones para los muros reforzados con barras corrugadas en función del modo de falla, no sería práctico proponer una ecuación de predicción más robusta dentro de una metodología con fines de diseño.

Distorsión última, R_u

Como se mencionó anteriormente, en el modelo aquí propuesto se estableció que el punto último está asociado a una disminución de resistencia del 20% respecto a la máxima alcanzada. Sin embargo, para los muros reforzados a cortante en el alma utilizando malla de alambre soldado, el cociente entre distorsión última y la distorsión asociada a la resistencia, es en promedio 1.09. Es decir, la distorsión última es casi igual a la distorsión asociada a la resistencia. Esto se debe a la falla frágil que caracterizó el modo de falla de estos muros. Para fines de diseño se considera que la capacidad de distorsión última para muros reforzados con malla de alambre soldado, es igual a la capacidad de distorsión a la resistencia, es decir, $R_u = R_{máx}$. Para analizar las tendencias entre la resistencia última medida (R_u) y el cociente $v_{máx} / \sqrt{f_c}$ en los muros reforzados con barras corrugadas, se siguió el mismo procedimiento utilizado en la predicción de la distorsión asociada a la resistencia. Los resultados se muestran en la figura 7. Siguiendo las tendencias observadas, se propone calcular la distorsión última (la cual incluye deformaciones por cortante y por flexión), utilizando la ec. (16). Las constantes se calcularon a partir de un análisis de regresión lineal y sus valores de presentan en la tabla 4. La ec. (16) proporciona resultados acertados, conservadores (ver figura 8) y es apropiada para fines de diseño normativo.

$$R_u (\%) = c_1 \left(\frac{M}{VL} \right)^{d_1} \frac{V_{máx}}{A_m \sqrt{f_c}} + c_2 \left(\frac{M}{VL} \right)^{d_2} \quad \text{Barras corrugadas}$$

$$R_u (\%) = R_{máx} (\%) \quad \text{Malla alambre soldado} \quad (12)$$

Tabla 4 Constantes para el cálculo de la distorsión última

Constante	Barras corrugadas	
	MPa	kgf/cm ²
c_1	4.10	1.28
c_2	-0.43	
d_1	0.15	
d_2	-0.40	

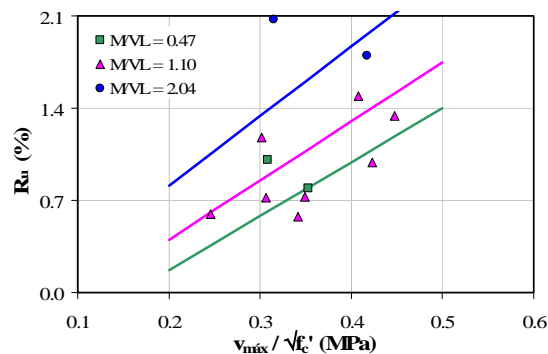


Figura 7 Distorsión en la resistencia última para muros con barras corrugadas

Evaluación de la predicción de la capacidad de desplazamiento

Con el propósito de evaluar la efectividad del modelo de predicción de desplazamiento aquí propuesto, se calcularon los cocientes entre las distorsiones teóricas y experimentales para los muros estudiados dentro del proyecto de investigación. Con propósitos de comparación, sólo se incluyeron los resultados del modelo de Sánchez (2008), ya que las metodologías NTC-C (2004a), Flores *et al.* (2007) y ACI-318 (2008), no proponen ecuaciones para calcular la capacidad de desplazamiento. Como se mencionó anteriormente, no se incluyeron los siguientes resultados experimentales: (a) ensayos cuasi-estáticos monótonos, (b) muros con fallas por deslizamiento, (c) muros con aberturas y, (d) muros en los que no se alcanzó la resistencia y/o última (dos especímenes que luego fueron rehabilitados). En total se utilizaron los resultados de 22 especímenes. Las distorsiones experimentales corresponden al promedio de las dos direcciones de deformación en el plano del muro. Las distorsiones teóricas fueron calculadas utilizando las dimensiones reales de los muros y las resistencias de los materiales determinadas experimentalmente en una fecha cercana al ensayo de los muros. A pesar de que en el modelo de Sánchez (2009) no se hace una recomendación explícita para la distorsión última de muros reforzados a cortante en el alma con malla de alambre soldado, en la comparación se supone que la distorsión última es igual a la asociada a la resistencia (igual que en el modelo aquí propuesto).

De forma similar a la evaluación de la predicción de resistencia, en la figura 8 se presentan los parámetros estadísticos de los resultados de la predicción de desplazamiento. Como se mencionó anteriormente, si el valor promedio de los cocientes entre las resistencias teóricas y experimentales es menor que uno, se hace una estimación conservadora, de lo contrario se sobre-estima la capacidad y, por la tanto, se estaría del lado de la inseguridad. Adicionalmente, en la figura 9 se muestran curvas de histéresis típicas de los especímenes ensayados, junto con el modo de falla observado y la envolvente del modelo de predicción aquí propuesto. El eje de las abscisas se presenta en términos de distorsión total expresada en porcentaje, la cual se calculó dividiendo el desplazamiento lateral observado entre la altura donde se midió la deformación, la cual corresponde a la altura del muro. El lado izquierdo del eje de las ordenadas se presenta en términos de la resistencia normalizada ($V/V_{Carrillo}$), es decir, el cociente entre la fuerza cortante medida y la mínima calculada con el modelo de predicción propuesto ("Carrillo"). Por lo tanto, la línea horizontal en $V/V_{Carrillo} = 1.0$ representa la mínima resistencia calculada. Adicionalmente, cuando la escala lo permite, se muestran dos líneas horizontales adicionales que representan las resistencias calculadas para los otros dos modos de falla. La resistencia calculada para falla por TD se muestra con línea horizontal de color rojo, para CD con línea de color verde y para DZ con línea de color azul. El lado derecho del eje de las ordenadas se presenta en términos del esfuerzo cortante. Cuando la resistencia normalizada de la curva de histéresis es cercana pero menor a 1.0, implica que la predicción es adecuada y conservadora. Es importante mencionar, que al normalizar la resistencia con una ecuación de predicción no es posible comparar las curvas de histéresis de muros con diferentes características geométricas (H_m/L) y de refuerzo (cuantía y tipo de refuerzo), ya que dicha normalización sólo pretende mostrar la idoneidad de la ecuación. Como se observa en las figuras, el modelo aquí propuesto hace una predicción acertada de la envolvente del comportamiento sísmico de los especímenes estudiados.

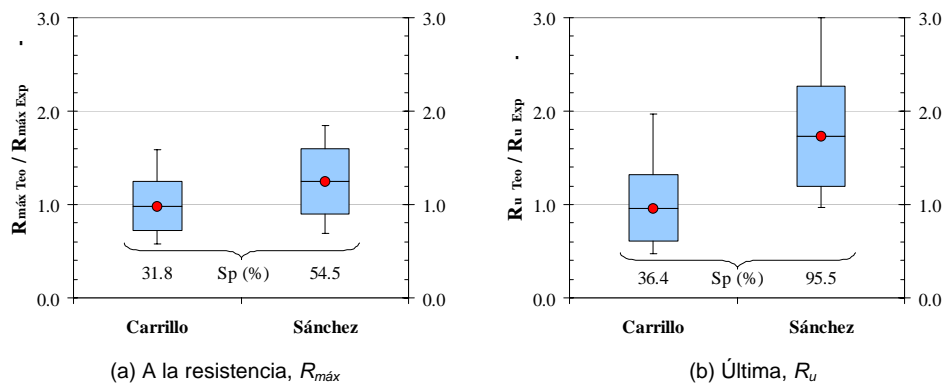


Figura 8 Evaluación de la predicción del desplazamiento

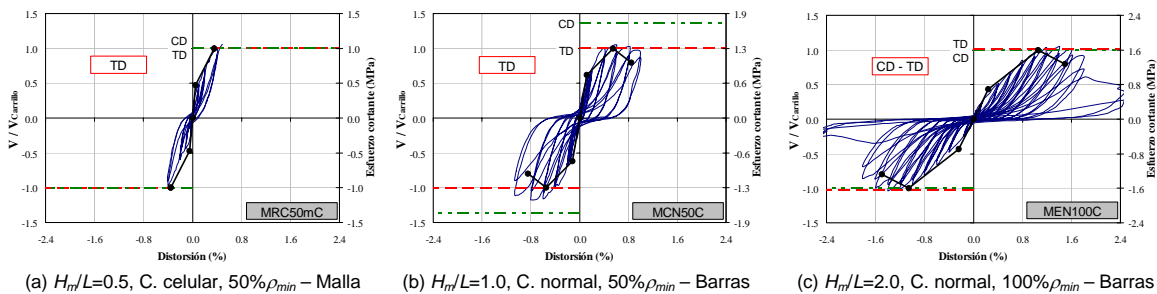


Figura 9 Predicción del comportamiento

CONCLUSIONES

Al analizar la información de la figura 5 en cuanto a la predicción de la capacidad de resistencia, y la información de la figura 8 en cuanto a la predicción de la capacidad de desplazamiento, junto con la comparación de los resultados calculados y observados que se presentan en la figuras 9, se puede concluir lo siguiente:

Capacidad de resistencia:

- La metodología aquí propuesta (“Carrillo”) junto con la de Flores *et al.* (2007), son las únicas donde se hace una estimación conservadora de la predicción de resistencia. Sin embargo, en la metodología de Flores *et al.* se subestima en mayor proporción la resistencia y el coeficiente de variación es más alto
- La metodología de las NTC-C (2004a) sobreestima la resistencia en el 83.9% de los datos. Adicionalmente, la media aritmética y el coeficiente de variación son relativamente altos (1.29 y 19.3%, respectivamente). Si se utiliza el factor de reducción de resistencia adicional ($f_c^* = 0.8f_c'$), el cual no aplica en este caso ya que se utilizaron las resistencias determinadas experimentalmente, la media aritmética disminuye pero el coeficiente de variación aumenta levemente (1.21 y 20.8%, respectivamente)
- Tal como lo han señalado otros estudios, las ecuaciones del Capítulo 11 del ACI-318 (2008) hacen una mejor estimación de la resistencia que las ecuaciones del Capítulo 21, aún cuando éstas últimas forman parte de los requisitos de diseño sísmico. Sin embargo, en las dos metodologías el porcentaje de sobrepredicción es muy elevado
- El promedio y la desviación de los resultados de la metodología de Sánchez (2009), son similares a los obtenidos al utilizar las ecuaciones del Capítulo 21 del ACI-318.

Capacidad de desplazamiento:

- En la metodología aquí propuesta (“Carrillo”), el promedio de los cocientes entre los valores predichos y experimentales es cercano a uno, aunque un tanto menor; es decir, se hace una estimación conservadora de la capacidad de desplazamiento máximo y último (0.98 y 0.96). En la metodología de Sánchez (2009) el promedio es igual a 1.25 para el desplazamiento máximo y a 1.73 para el último; es decir, se sobrestima la capacidad de desplazamiento de los muros de las características estudiadas y, por lo tanto, se está del lado de la inseguridad
- La dispersión de los resultados en términos del coeficiente de variación es alta, aproximadamente el 30% en las dos metodologías
- El porcentaje de sobre-predicciones es aproximadamente del 34% en la metodología aquí propuesta, y del 55% y 96% en la metodología de Sánchez para la capacidad de desplazamiento máximo y último, respectivamente

De acuerdo con el análisis estadístico de los resultados, con la comparación de la respuesta experimental con la envolvente calculada y teniendo en cuenta el formato de las ecuaciones de predicción, se considera que el modelo de predicción aquí propuesto es adecuado para fines de diseño sísmico normativo.

REFERENCIAS

- American Concrete Institute – ACI (2008), “**Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)**”, Farmington Hills, MI, USA.
- Barda F., Hanson J. y Corley W. (1977), “**Shear strength of low-rise walls with boundary elements**”, Publicación SP-53, Instituto Americano del Concreto, Detroit, pp. 149-202.
- Carrillo J. (2009), “**Evaluación del comportamiento al cortante de muros de concreto para vivienda por medio de ensayos dinámicos**”, Tesis de Doctorado (En proceso), Universidad Nacional Autónoma de México.
- Carrillo J. y Alcocer S. (2008a), “**Shaking table test of low-rise concrete walls for housing**”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper 12-01-0011.
- Carrillo J. y Alcocer S. (2008b), “**Ensayos dinámicos de muros de concreto con relación de aspecto igual a uno**”, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, México. Tema VI, Artículo 9.
- Flores L., Alcocer S., Carrillo J., Sánchez A., Uribe R. y Ponce A. (2007), “**Ensayo de muros de concreto con diferente relación de aspecto y bajas cuantías de refuerzo, para uso en vivienda**”, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo, Guerrero, México, Tema XI, Artículo 2.
- Gobierno del Distrito Federal – GDF (2004a), “**Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto (NTC-C)**”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Gobierno del Distrito Federal – GDF (2004b), “**Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería (NTC-M)**”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Hidalgo P., Ledezma Ch. y Jordán R. (2002), “**Seismic behavior of squat reinforced concrete shear walls**”, Journal of Earthquake Spectra, Vol. 18, No. 2, pp. 287-308.
- Lefas L. y Kotsovos M. (1990a), “**NLFE Analysis of RC structural walls and design implications**”, Journal of Structural Engineering – ASCE, Vol. 116, No. 1, pp. 146-164.
- ONNCCE (2006), “**Norma Mexicana NMX-B-253-CANACERO: Alambre de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto**”, México, 8 pp.
- Sánchez A. (2009), “**Comportamiento sísmico de viviendas construidas con muros de concreto**”, Tesis de Doctorado (En proceso), Universidad Nacional Autónoma de México.