



## **RECOMENDACIONES PARA DISEÑO SÍSMICO DE MUROS DE CONCRETO PARA VIVIENDA**

**Julián Carrillo <sup>1</sup> y Sergio M. Alcocer <sup>2</sup>**

### **RESUMEN**

Considerando las características particulares de los muros de concreto en viviendas de baja altura, los modelos analíticos disponibles no son directamente aplicables. Del mismo modo, los parámetros de diseño sísmico que se proponen en los reglamentos vigentes, están enfocados principalmente al diseño de muros de concreto para edificios de mediana o gran altura. A partir de un extenso programa de investigación experimental y analítico, se proponen ecuaciones para estimar la resistencia máxima al cortante, así como valores representativos de los parámetros principales para diseño sísmico. Además, se presentan requisitos de refuerzo a cortante en función de la demanda sísmica sobre los muros.

### **ABSTRACT**

Considering the particular characteristics of concrete walls for low-rise housing, existing analytical models are not directly applicable. In addition, parameters for seismic design that are proposed in current codes, are mainly related for designing concrete walls in medium-rise or high-rise buildings. Based on an extensive experimental and analytical research program, equations for estimating the maximum shear strength, as well as representative values of the main parameters for seismic design are proposed. Shear reinforcement requirements depending on the seismic demand are also recommended.

### **INTRODUCCIÓN**

El ahorro que se logra con la rapidez de construcción y el empleo de concretos de características especiales, promueven el desarrollo de conjuntos habitacionales con viviendas de concreto en su totalidad. Para este tipo de viviendas, usualmente se utilizan muros con resistencia baja de concreto, espesor y cuantías de refuerzo reducidas y, en la mayoría de los casos, mallas de alambre soldado como refuerzo a cortante en el alma. Tomando en cuenta las características particulares de los muros de concreto utilizados en las viviendas de baja altura, las recomendaciones de diseño vigentes en los reglamentos no son directamente aplicables.

Por lo tanto, se llevó a cabo un extenso programa de investigación con la finalidad de proponer criterios de análisis y diseño sísmico aplicables a muros de concreto para viviendas de baja altura. El programa experimental incluyó 39 ensayos cuasi-estáticos y dinámicos de muros con diferente relación de aspecto y sistemas de muros con aberturas. 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). A partir de estudios analíticos y de resultados experimentales, se proponen ecuaciones para estimar la resistencia máxima al cortante y valores representativos de los parámetros principales para diseño sísmico (factor de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles de entrepiso). Asimismo, se recomiendan valores de las cuantías mínimas de refuerzo a cortante, en función de la demanda sísmica sobre los elementos, así como requisitos por cambios volumétricos y el refuerzo por integridad estructural.

---

<sup>1</sup> 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](mailto:wcarrillo@umng.edu.co)

<sup>2</sup> Profesor Investigador, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, México, D.F.; [alcocerm@ii.unam.mx](mailto:alcocerm@ii.unam.mx)

## PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental del proyecto incluyó el ensaye de 39 muros aislados de concreto; 33 muros ensayados bajo carga lateral cuasi-estática monótona y cíclica-reversible (Flores *et al.*, 2007; Sánchez, 2010) y 6 muros a escala levemente reducida ensayados dinámicamente en mesa vibradora (Carrillo, 2010). Las variables de estudio se obtuvieron de las empleadas con más frecuencia en la práctica del diseño y construcción de viviendas de concreto en México (tabla 1). En los ensayos cuasi-estáticos, la carga horizontal se aplicó a nivel de la losa mediante gatos hidráulicos de doble acción. En los ensayos dinámicos, la sollicitación horizontal estuvo representada por registros sísmicos aplicados a una mesa vibradora sobre la cual se sujetaron los especímenes.

**Tabla 1 Descripción de las variables de estudio**

| Variable   | Descripción   |
|--|---|
| Relación de aspecto:   | cuadrados ( $H/l_w=1$ ), robustos ( $H/l_w=0.5$ ), esbeltos ( $H/l_w=2$ ) y muros con aberturas (puerta y ventana). El espesor ( $t_w$ ) y la altura libre ( $H$ ) nominales de todos los muros (en escala natural) fue igual a 100 mm y 2.4 m, respectivamente. Por lo tanto, para alcanzar una determinada relación de aspecto, se varió la longitud del muro ( $l_w$ ) |
| Tipo de concreto:  | de peso normal, celular y autocompactable, con resistencia nominal a la compresión, $f_c' = 14.7$ MPa. Las resistencias medidas variaron entre 15 y 25 MPa, aproximadamente   |
| Cuantía de refuerzo a cortante en el alma (vertical y horizontal): | $100\% \rho_{min}$ (0.25%), $50\% \rho_{min}$ (0.125%), 0 = sin refuerzo en el alma. El porcentaje de la cuantía se expresó como fracción de la cuantía mínima ( $\rho_{min}$ ) estipulada en las NTC-C (2004). En todos los muros se proporcionó suficiente refuerzo en los extremos para prevenir falla por flexión   |
| Tipo de refuerzo a cortante en el alma:                            | barras corrugadas de acero con esfuerzo de fluencia nominal, $f_y = 412$ MPa y malla de alambre soldado con esfuerzo de fluencia nominal, $f_y = 491$ MPa   |
| Tipo de ensayo:  | cuasi-estático monótono, cuasi-estático cíclico-reversible y dinámico en mesa vibradora   |

## CAPACIDAD DE RESISTENCIA A CORTANTE

Actualmente existen varios modelos analíticos para predecir la resistencia a cortante de muros de concreto. Sin embargo, considerando las características particulares de muros de concreto para vivienda de baja altura, la mayoría de las ecuaciones de predicción de los modelos disponibles tiene restricciones para aplicarse en el diseño de viviendas de las características estudiadas. En general, las principales limitaciones son: (a) se calibraron para un intervalo muy amplio de los parámetros que controlan el comportamiento de muros de concreto; no obstante, 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 desplazamiento del muro es un parámetro fundamental para diseño sísmico por desempeño; (c) todas las metodologías se han calibrado utilizando resultados de especímenes ensayados bajo carga lateral cuasi-estática, es decir, no se incluyen los efectos de la velocidad de aplicación de carga, el número de ciclos, los parámetros acumulados de ductilidad y energía disipada (Carrillo y Alcocer, 2010; Carrillo *et al.*, 2009b), así como los efectos dinámicos de interacción entre la carga axial (compresión y/o tensión), el momento flexionante y la fuerza cortante en el plano; y (d) algunas han sido planteadas para fines académicos, es decir, su formato no es realmente práctico y sencillo para ser utilizadas con fines de diseño.

Teniendo en cuenta lo anterior, se desarrolló un modelo de predicción de resistencia para muros de concreto en viviendas de baja altura. De modo similar al enfoque de los reglamentos de diseño vigentes, el modelo aquí propuesto pretende que las fallas por tensión diagonal ocurran antes que las fallas por compresión diagonal o por deslizamiento y, por lo tanto, la resistencia a cortante está relacionada con el mecanismo de falla por tensión diagonal. Sin embargo, se deben revisar las resistencias a cortante asociadas a los mecanismos de falla de compresión diagonal y por deslizamiento.

## TENSIÓN Y COMPRESIÓN DIAGONAL

A partir del análisis de la información experimental de los muros aquí estudiados, junto con las tendencias y observaciones de los modelos disponibles, se propone calcular la resistencia a cortante de muros de concreto



para vivienda de baja altura por medio de la ec. 1. El primer término de la ecuación representa la resistencia por tensión diagonal, igual a la suma de la contribución del concreto ( $V_c$ ) más la contribución a la resistencia del refuerzo horizontal del alma del muro ( $V_s$ ). El segundo término, simboliza el límite superior de la resistencia a cortante para prevenir un modo de falla por compresión diagonal.

$$V_{max} = [\alpha_1 \sqrt{f_c'} + \eta_h \rho_h f_{yh}] A_w \leq \alpha_2 \sqrt{f_c'} A_w \quad (1)$$

donde  $f_c'$  es la resistencia nominal a la compresión del concreto,  $\rho_h$  es la cuantía de refuerzo horizontal en el alma de muro,  $\eta_h$  es el factor de eficiencia de  $\rho_h$ ,  $A_w$  es el área total de la sección transversal del muro ( $A_w = t_w \times l_w$ ) y,  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  son factores para determinar la contribución del concreto a la resistencia por tensión y compresión diagonal, respectivamente. Para calcular el factor de eficiencia  $\eta_h$ , se propone utilizar la ec. 2, la cual considera la distribución de deformaciones a lo largo de las diagonales, la cuantía de refuerzo en el alma del muro y el tipo de refuerzo utilizado para proveer dicha cuantía. Los valores aquí propuestos se indican en la figura 1(a) (“Este estudio”), junto con las metodologías de Flores *et al.*, 2007, Sánchez (2010) y los reglamentos NTC-C (2004), NTC-M (2004) y ACI-318 (2008). En la figura 1(a) también se incluyen los resultados medidos en los muros ensayados de forma dinámica.

$$\begin{aligned} \eta_h &= 0.8 && \text{Barras corrugadas} \\ \eta_h &= 0.7 && \text{Malla alambre soldado} \end{aligned} \quad (2)$$

La ec. 2 se debe utilizar en muros con valores del producto  $\rho_h f_{yh} \leq 1.25$  MPa. El límite de la ecuación se estableció a partir de las características del refuerzo de los muros utilizados para la calibración del modelo. De acuerdo con la ec. 2, todas las barras/alambres de refuerzo horizontal no alcanzan, en promedio, a fluir/plastificar al momento de alcanzar la resistencia del muro.

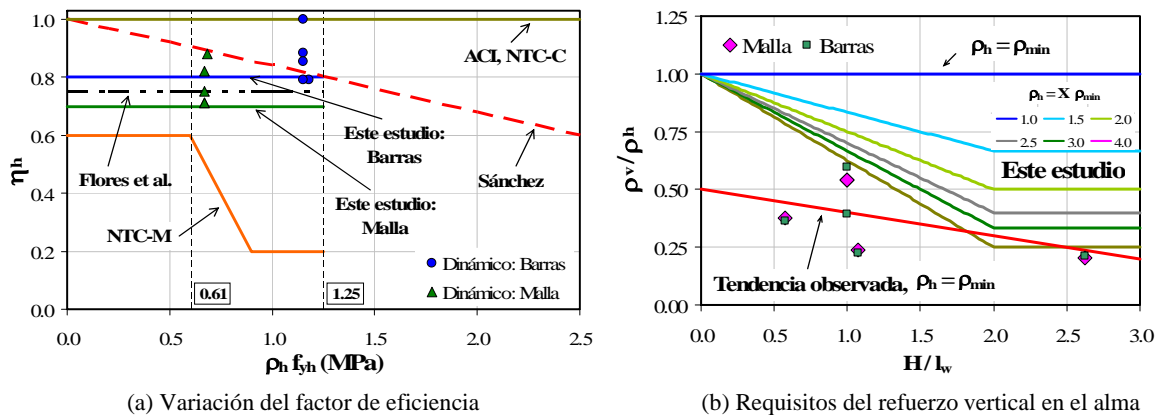


Figura 1 Factor de eficiencia del refuerzo horizontal

Para garantizar distribución uniforme de grietas diagonales, es necesario proporcionar una cuantía mínima de refuerzo vertical en el alma, la cual depende principalmente de la cuantía de refuerzo horizontal y de la relación de aspecto del muro. Se propone calcular dicha cuantía a partir la ec. 3, cuyos resultados se ilustran en la figura 1(b) (“Este estudio”).

$$\rho_v = \rho_{min} + 0.5 \left( 2 - \frac{H}{l_w} \right) (\rho_h - \rho_{min}) \geq \rho_{min} \quad (3)$$

La ec. 3 proporciona resultados iguales a la ecuación propuesta en el capítulo 11 del ACI-318, cuando  $\rho_v = 0.0025$  y la constante numérica 2 se reemplaza por 2.5. Si en la ec. 3  $\rho_h = \rho_{min}$ , entonces  $\rho_v = \rho_{min}$ ; de lo contrario  $\rho_v$  disminuye gradualmente al aumentar  $H/l_w$  hasta un valor igual a  $\rho_{min}$ . De acuerdo con la tendencia observada en los muros aquí estudiados (figura 1(b)),  $\rho_v$  podría ser aún menor; sin embargo, no se dispone de

datos experimentales suficientes para proponer un factor de eficiencia del refuerzo vertical menor que el calculado por medio de la ec. 3. En cuanto a la contribución del concreto, se propone calcular los factores  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$ , por medio de la ec. 4. Los valores aquí propuestos se indican en la figura 2 (“Este estudio”), junto con las metodologías de otros estudios y reglamentos.

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

$$\alpha_2 = 0.44 - 0.02 \left( \frac{M}{V l_w} \right) \quad (\text{MPa})$$
(4)

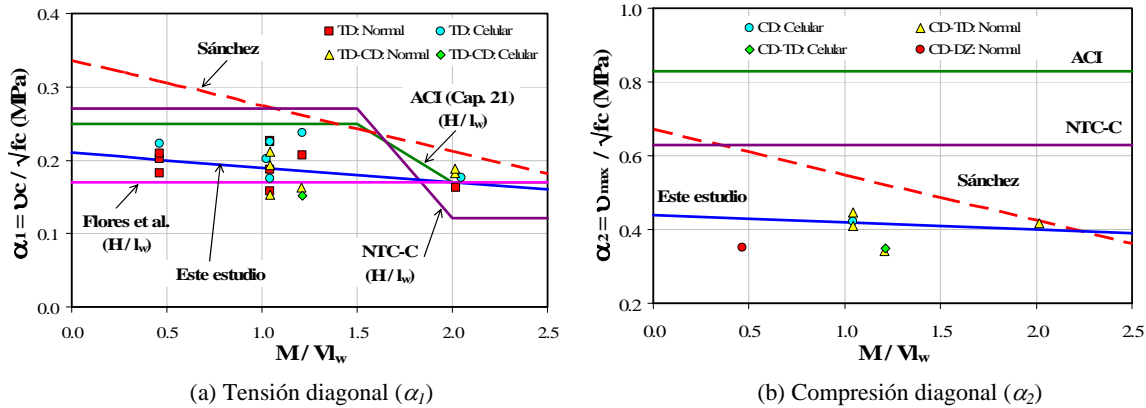


Figura 2 Contribución del concreto a la resistencia al cortante

**DESLIZAMIENTO**

Para los muros de las características estudiadas, se plantea incluir el factor  $\psi$  en las ecuaciones de la sección 2.5.10 de las NTC-C (2004). Por lo tanto, se propone que la resistencia al cortante por fricción esté asociada al menor de los valores calculados con las ecs. 5 a 7. En dichas ecuaciones,  $A$  es el área de la sección definida por el plano crítico,  $A_{vf}$  es el área total de refuerzo de cortante por fricción,  $f_y$  es el esfuerzo especificado de fluencia del acero de cortante por fricción (para el diseño,  $f_y \leq 412$  MPa),  $N_u$  es la fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico,  $\mu$  es el coeficiente de fricción que se toma como 1.4 para concreto colado monolíticamente, 1.0 para concreto colado contra concreto endurecido y,  $\psi$  representa la eficiencia del refuerzo a cortante por fricción y es igual a 0.45.

$$V_n = \mu (\psi A_{vf} f_y + N_u) \quad (5)$$

$$V_n = [1.4A + 0.8(\psi A_{vf} f_y + N_u)] \quad (\text{MPa}) \quad (6)$$

$$V_n = 0.25 f_c ' A \quad (7)$$

Para evaluar la bondad del modelo de resistencia a cortante, se llevó a cabo un análisis estadístico de los cocientes entre las resistencias calculadas y experimentales para los muros ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica (Carrillo *et al.*, 2009a). Dicho análisis demostró que las resistencias predichas son muy similares a las medidas y que la dispersión es menor que en los modelos disponibles. Por lo tanto, se considera que metodología aquí propuesta es adecuada para fines de diseño sísmico reglamentario de muros de concreto para vivienda de baja altura.



### ESTIMACIÓN DEL COCIENTE $M/Vl_w$

Las ecuaciones del modelo de predicción aquí propuesto dependen del cociente  $M/Vl_w$ ; es decir, el cociente entre el momento flexionante ( $M$ ) y el producto de la fuerza cortante por la longitud del muro ( $Vl_w$ ). A partir de los resultados del análisis y diseño de ocho prototipos de viviendas de uno y dos niveles ubicados en diferentes zonas de la República Mexicana (Carrillo, 2010), se calculó el valor del cociente  $M/Vl_w$  asociado a cada muro con relación de aspecto conocida ( $H/l_w$ ). En la figura 3 se indica cada pareja de datos para las viviendas de uno (Analítico-1N) y dos niveles (Analítico-2N) y, se incluye la propuesta de Sánchez (2010). En la figura se observa que no existe una diferencia evidente entre las tendencias para muros en viviendas de uno y dos niveles. A medida que disminuye el cociente  $M/Vl_w$ , aumenta la capacidad de resistencia a cortante del muro. Por consiguiente, para propósitos de diseño sísmico reglamentario, es deseable tener una expresión que estime de forma conservadora el cociente  $M/Vl_w$  a partir de la relación  $H/l_w$ . De esta manera, se propone calcular el cociente  $M/Vl_w$  para muros continuos en viviendas de uno y dos niveles por medio de la ec. 8, la cual se obtuvo a partir de un análisis de regresión no lineal y cuyos resultados se muestran en la figura 3 (“Este estudio”). No obstante, siempre es deseable calcular el cociente  $M/Vl_w$  a partir de los parámetros de diseño ( $M$  y  $V$ ).

$$\left(\frac{M}{Vl_w}\right) = 0.75 \sqrt{\frac{H}{l_w}} \tag{8}$$

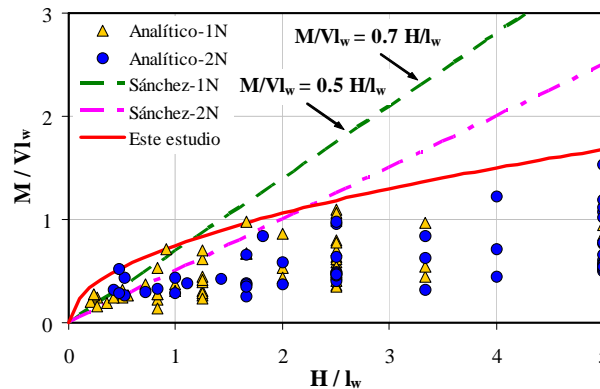


Figura 3 Relación entre  $M/Vl_w$  y  $H/l_w$  para muros continuos en viviendas de uno (1N) y dos (2N) niveles

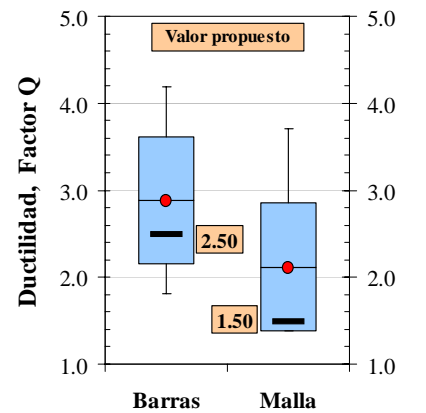
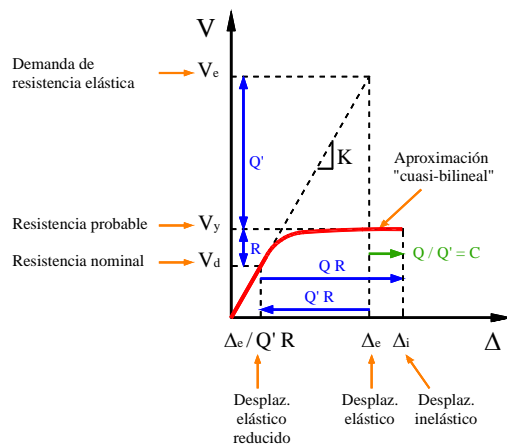
### PARÁMETROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Para el diseño sísmico de estructuras, en el Distrito Federal de México es obligatoria la utilización de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S, 2004). En el resto del país, la mayoría de los estados adopta el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE, 1993, 2008). Sin embargo, en el cuerpo principal de las NTC-S (2004), las ordenadas espectrales no representan demandas elásticas, ya que fueron reducidas con fines de simplificación por un factor de “sobrerrestencia” ( $R$ ) cuyo valor máximo es igual a 2.5 (Rosenblueth *et al.*, 1991). Un enfoque similar se utiliza en la versión del año 1993 del MDOC-CFE. En el apéndice A de las NTC-S (2004) y en la versión del año 2008 del MDOC-CFE, las ordenadas espectrales sí representan demandas elásticas. Por lo tanto, algunos parámetros de diseño que se estipulan en el apéndice A de las NTC-S (2004) y en el MDOC-CFE (2008), por ejemplo los factores  $Q$  y  $Q'$ , se relacionan pero no tienen el mismo significado que los especificados en el cuerpo principal de las NTC-S (2004) o en el MDOC-CFE (1993). Con el propósito de aplicar adecuadamente los conceptos en el proceso de diseño e incluir por separado los parámetros que controlan la respuesta de las estructuras, para diseño sísmico se recomienda utilizar sólo las metodologías del apéndice A de las NTC-S (2004) o del MDOC-CFE (2008), cuya representación se indica en el diagrama cortante basal versus desplazamiento de azotea ( $V - \Delta$ ) que se muestra en la figura 4(a). En este artículo, los resultados se presentan siguiendo los lineamientos de estas metodologías.

## FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

En la mayoría de los reglamentos, las fuerzas sísmicas de diseño se reducen en función de la capacidad de ductilidad de las estructuras, utilizando el factor de reducción por ductilidad que se denota como  $Q'$  (figura 4(a)). Sin embargo, no todo el exceso de la capacidad estructural real ante sismo con respecto a la calculada se debe a comportamiento dúctil. La mayoría de las estructuras cuenta con reservas extras de capacidad ante carga sísmica no consideradas en el diseño convencional, las cuales hacen que la estructura tenga una sobrerresistencia. La opción más práctica de tomar en cuenta este efecto, consiste en aplicar un factor reductor,  $R$ , del lado de las acciones.

El factor de reducción por ductilidad  $Q'$ , se define como la máxima disminución de resistencia que se puede usar para mantener la demanda de ductilidad de desplazamiento, por debajo de la capacidad máxima de ductilidad que se le puede exigir al sistema,  $\mu_{cap}$ . En el apéndice A de las NTC-S (2004) y en MDOC-CFE (2008),  $\mu_{cap}$  se denota por medio de  $Q$  haciendo referencia al factor de comportamiento sísmico (figura 4(a)). Para cada uno de los especímenes ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica se calculó la capacidad máxima de ductilidad,  $\mu_{cap}$ , definida como el cociente entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia. El desplazamiento último debe estar relacionado con límites tolerables de capacidad de resistencia y disipación de energía y, por lo tanto, en los especímenes estudiados se midió el desplazamiento asociado a una disminución de resistencia del 20% respecto a la máxima alcanzada. De esta manera, el factor de comportamiento sísmico  $Q$  en realidad no sólo está asociado a la ductilidad estructural, sino también al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran (MDOC-CFE, 2008).



**Figura 4 Diseño sísmico con fines reglamentarios**

Al procesar los resultados se observó que las características que mayormente afectan el factor de ductilidad, son el tipo de refuerzo a cortante en el alma de los muros y la cociente  $M/Vl_w$ . Sin embargo, si para propósitos de diseño de viviendas se recomienda calcular la ductilidad en función del cociente  $M/Vl_w$  o  $H/l_w$ , sería difícil establecer un solo valor de la capacidad máxima de ductilidad para el diseño sísmico de toda la vivienda, ya que en la estructura se encuentran muros con diferentes geometrías. Por tanto, para fines prácticos de diseño reglamentario, los datos fueron agrupados sólo en dos categorías: muros con barras corrugadas y muros con malla de alambre soldado. En la figura 4(b) se muestran gráficamente los parámetros estadísticos del factor del comportamiento sísmico ( $Q$ ) para los especímenes ensayados (el círculo al centro del recuadro indica el valor promedio y la altura total del recuadro representa dos veces la desviación estándar). Tal como se esperaba, para especímenes controlados por cortante, los valores de la capacidad máxima de ductilidad son bajos, especialmente para los muros reforzados con malla de alambre soldado. En estos muros, la capacidad máxima de desplazamiento se alcanzó para una distorsión sólo un poco mayor que la asociada a la resistencia. A pesar de que los muros reforzados con barras corrugadas incursionaron apreciablemente en el intervalo inelástico, la tasa elevada de degradación de resistencia originó que los desplazamientos asociados a una



disminución de resistencia del 20% fueran relativamente bajos. Como se observa en la figura 4(b), el valor promedio fue igual a 2.1 para muros reforzados en el alma con malla de alambre soldado y 2.9 para muros con barras corrugadas. Teniendo en cuenta que la muestra analizada corresponde a muros con diferentes geometrías (robustos, cuadrados y esbeltos), de forma similar a lo que se tendría en una vivienda real, la dispersión de los resultados es alta. Aunque en ninguna de las normas NTC (2004) se especifica explícitamente el factor de comportamiento sísmico para muros de concreto en viviendas de baja altura, en este artículo se recomienda utilizar un valor de  $Q$  igual a 2.5 para muros reforzados con barras corrugadas y 1.5 para muros con malla de alambre soldado. Los valores recomendados también se indican en la gráfica de la figura 4(b) por medio de una barra horizontal más gruesa.

El valor recomendado para muros reforzados con barras corrugadas ( $Q=2.5$ ) corresponde al percentil 42; es decir, el 58% de los datos se encuentran por encima de este valor. Para los muros reforzados con malla de alambre soldado ( $Q=1.5$ ) corresponde al percentil 7; es decir, el 93% de los datos se encuentran por encima del valor recomendado. Estos porcentajes reflejan de una forma indirecta el factor de seguridad intrínseco en los dos tipos de refuerzo utilizado en los muros; es decir, el factor de seguridad es mayor en los muros reforzados con malla de alambre soldado donde se observó un modo de falla frágil caracterizado por la plastificación y posterior fractura de los alambres que exhibieron capacidad de ductilidad limitada. El valor aquí recomendado para muros de concreto reforzados en el alma con barras corrugadas ( $Q=2.5$ ), es un poco mayor que el valor estipulado en las NTC-M para muros de mampostería de piezas macizas confinada con castillos y dalas, o para muros de mampostería reforzada de piezas multiperforadas confinada con castillos exteriores ( $Q=2.0$ ). Para muros de concreto reforzados en el alma con malla de alambre soldado, el valor aquí recomendado ( $Q=1.5$ ) es semejante al valor estipulado en las NTC-M (2004) para muros de mampostería de piezas huecas confinada o reforzada, o para muros de mampostería reforzada interiormente.

## DISTORSIONES PERMISIBLES DE ENTREPISO

Los límites reglamentarios de las distorsiones permisibles ( $R_{perm}$ ), no necesariamente representan la capacidad máxima de los elementos o sistemas estructurales. Normalmente, estos valores están asociados a niveles de seguridad adecuados para su aplicación en la práctica de la ingeniería estructural. Por lo tanto, para diseño sísmico es deseable definir los valores de  $R_{perm}$  a partir de resultados experimentales. En las figuras 5 y 6 se presentan curvas de histéresis características para muros con refuerzo a cortante en el alma utilizando barras corrugadas y malla de alambre soldado, respectivamente. En la primera fila de la figura 5 se muestran las curvas para muros con el 50% de la cuantía mínima a cortante estipulada en las NTC-C (2004) y, en la segunda fila para los muros con la cuantía mínima. De forma similar a la capacidad máxima de ductilidad, al determinar el valor de  $R_{perm}$  para cada uno de los muros ensayados, se observó que el tipo de refuerzo a cortante en el alma y la relación  $H/l_w$ , son las características que mayor afectan el valor de  $R_{perm}$ . Por ejemplo, para muros esbeltos se podrían plantear valores mayores que los propuestos para muros cuadrados o robustos (figuras 5 y 6). Sin embargo, para fines de diseño reglamentario no sería práctico proponer valores de  $R_{perm}$  o de  $Q$  en función de la relación  $H/l_w$ , teniendo en cuenta que se debe utilizar un solo valor para el diseño de toda la vivienda.

De acuerdo con las figuras 5 y 6, para el estado límite último (seguridad contra el colapso), es conveniente establecer como distorsiones permisibles los siguientes valores:  $R_{perm}=0.65\%$  para muros reforzados con barras corrugadas y  $R_{perm}=0.35\%$  para muros con malla de alambre soldado. Se estableció un solo valor para muros con barras corrugadas, ya que no se observaron diferencias significativas entre los muros con las dos cuantías de refuerzo a cortante estudiadas. El valor aquí recomendado para muros de concreto reforzados en el alma con barras corrugadas ( $R_{perm}=0.65\%$ ), es un poco mayor que el valor estipulado en las NTC-M (2004) para muros de mampostería de piezas macizas confinada con castillos y dalas, con refuerzo horizontal o malla ( $R_{perm}=0.50\%$ ). Para muros de concreto reforzados en el alma con malla de alambre soldado, el valor aquí recomendado ( $R_{perm}=0.35\%$ ), es un poco menor que el valor estipulado en las NTC-M (2004) para muros de mampostería reforzada de piezas multiperforadas confinada con castillos exteriores ( $R_{perm}=0.40\%$ ).

## COMPARACIÓN ENTRE LA DEMANDA Y LA CAPACIDAD DE RESISTENCIA DE VIVIENDAS

En esta sección se compara la demanda y la capacidad de resistencia de viviendas en términos del coeficiente sísmico ( $C_s$ ), el cual se emplea para representar la demanda sísmica de resistencia para fines de diseño

reglamentario. La capacidad se determinó a partir de los resultados medidos en los ensayos dinámicos en mesa vibradora (Carrillo y Alcocer, 2010; Carrillo *et al.*, 2009b). En la tabla 2 se presentan los coeficientes sísmicos medidos en los modelos para tres estados límite: agrietamiento (*a*), resistencia (*m*) y último (*u*). En la tabla se muestran por separado los resultados para los muros reforzados con malla de alambre soldado y para los muros reforzados con barras corrugadas. Además, se calculó el promedio de los coeficientes sísmicos en el prototipo para cada uno de los estados límite, de acuerdo con el tipo de refuerzo en el alma de los muros. A pesar de que los muros con malla de alambre soldado fueron reforzados con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo a cortante estipulada en las NTC-C (2004) y, los muros con barras corrugadas con el 100% de dicha cuantía, los valores del coeficiente sísmico en el prototipo fueron notablemente similares (tabla 2).

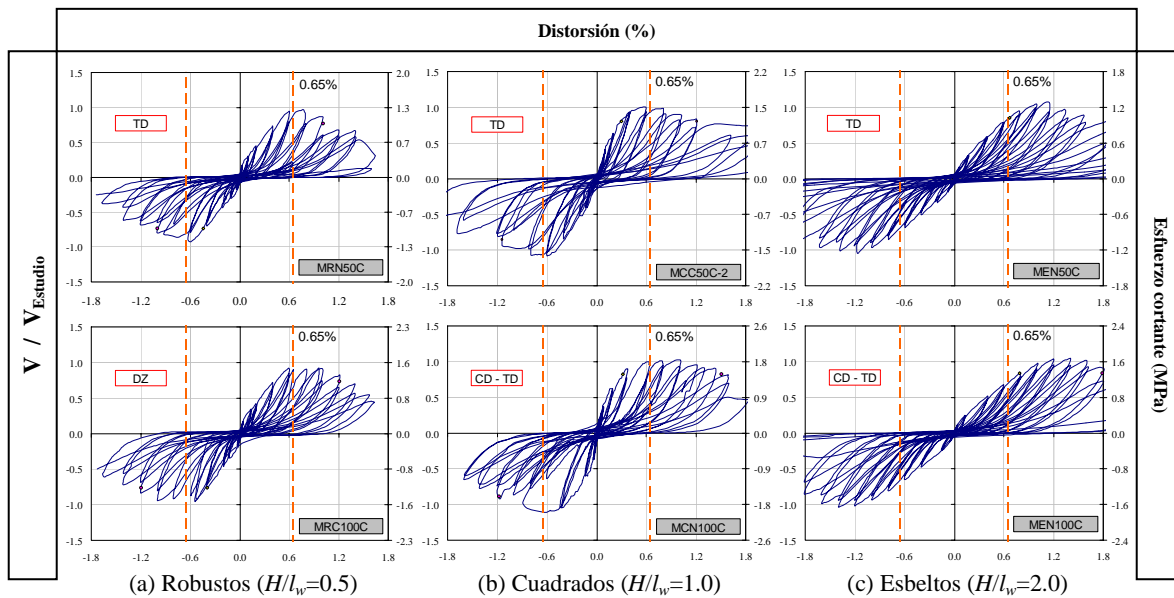


Figura 5 Distorsiones permisibles en muros con barras corrugadas

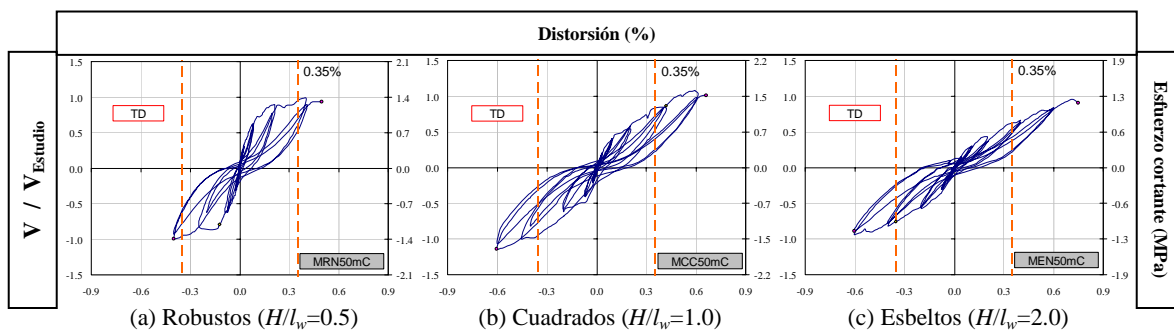


Figura 6 Distorsiones permisibles en muros con malla de alambre soldado

Para calcular las demandas de resistencia en viviendas ubicadas en diferentes zonas de la República Mexicana, se utilizaron las sollicitaciones de diseño especificadas en el MDOC-CFE (2008) y los factores de comportamiento sísmico aquí recomendados ( $Q=2.5$  para muros reforzados con barras corrugadas y  $Q=1.5$  para muros con malla de alambre soldado). Se eligieron características del suelo que pudieran inducir las mayores demandas de resistencia y desplazamiento sobre las viviendas estudiadas. No se incluyó el factor de sobrerresistencia ( $R=1.0$ ), ya que la comparación se realizó utilizando resultados experimentales. No obstante, se podría utilizar un factor de sobrerresistencia un poco mayor que uno, ya que aunque los resultados experimentales se obtuvieron a partir del ensaye de muros aislados, la redundancia estructural, el acoplamiento muro–muro y muro–losa en la vivienda, contribuyen al efecto de la sobrerresistencia. Con el





propósito de incluir exclusivamente el comportamiento de la vivienda, no se tuvo en cuenta el efecto de la interacción suelo–estructura. Los resultados fueron derivados para una vivienda de baja altura representada por un periodo fundamental de vibración,  $T$ , igual a 0.1 s. De acuerdo con resultados de pruebas de vibración ambiental y modelos elementos finitos calibrados del prototipo, el periodo de vibración es representativo del prototipo de dos niveles (Carrillo, 2010). En la tabla 3 se muestran los resultados, junto con los cocientes porcentuales entre la demanda y la capacidad de resistencia en términos del coeficiente sísmico asociado al estado límite de resistencia ( $S_a/C_{s-m}$ ).

**Tabla 2 Coeficientes sísmicos medidos en los modelos y extrapolados al prototipo,  $C_s$  (g)**

|                          | Muro                             | $C_s$ (g): Modelo |      |      | $C_s$ (g): Prototipo |      |      |
|--------------------------|----------------------------------|-------------------|------|------|----------------------|------|------|
|                          |                                  | a                 | m    | u    | c                    | m    | u    |
| Malla de alambre soldado | MCN50mD                          | 0.70              | 0.96 | 0.93 | 3.00                 | 4.13 | 4.02 |
|                          | MCC50mD                          | 0.75              | 1.15 | ---  | 3.21                 | 4.97 | ---  |
|                          | MVN50mD                          | 0.73              | 1.00 | 0.79 | 3.14                 | 4.30 | 3.39 |
|                          | Media aritmética, $\bar{X}$      |                   |      |      | 3.12                 | 4.47 | 3.70 |
|                          | Coeficiente de variación, CV (%) |                   |      |      | 2.9                  | 8.0  | 8.5  |
| Barras corrugadas        | MCN100D                          | 0.67              | 1.12 | 0.87 | 2.86                 | 4.83 | 3.75 |
|                          | MCC100D                          | 0.76              | 1.20 | 0.96 | 3.28                 | 5.16 | 4.13 |
|                          | MVN100D                          | 0.74              | 1.23 | 0.94 | 3.19                 | 5.29 | 4.05 |
|                          | Media aritmética, $\bar{X}$      |                   |      |      | 3.11                 | 5.09 | 3.98 |
|                          | Coeficiente de variación, CV (%) |                   |      |      | 5.7                  | 3.7  | 4.2  |
| Todos                    | Media aritmética, $\bar{X}$      |                   |      |      | 3.11                 | 4.78 | 3.87 |
|                          | Coeficiente de variación, CV (%) |                   |      |      | 4.5                  | 8.9  | 7.0  |

Notas: a = agrietamiento, m = resistencia, u = último.

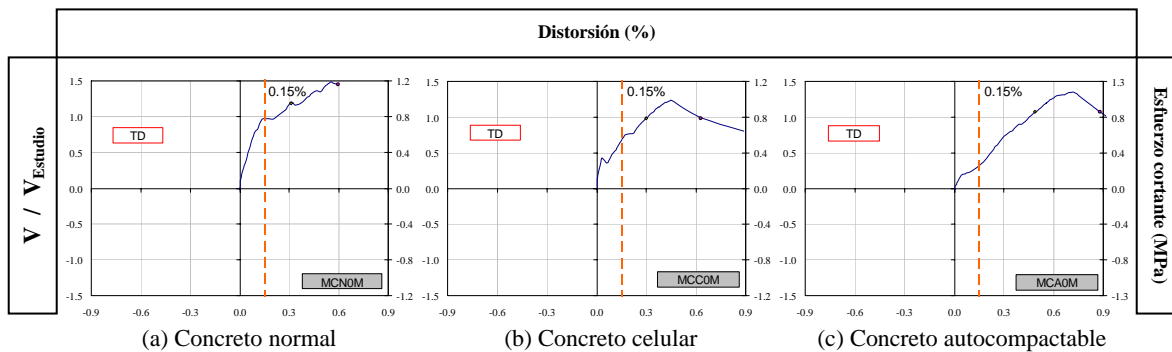
**Tabla 3 Coeficientes sísmicos para diseño propuestos en la República Mexicana (MDOC-CFE, 2008)**

| Tipo suelo | $T_s$<br>s | $\rho_s$ | R | $a_0^r$<br>cm/s <sup>2</sup> | $S_{ae}$<br>g | Q = 1.0 |            |                    | Q = 1.5 |            |                    | Q = 2.5 |            |                    |      |      |      |      |
|------------|------------|----------|---|------------------------------|---------------|---------|------------|--------------------|---------|------------|--------------------|---------|------------|--------------------|------|------|------|------|
|            |            |          |   |                              |               | Q'      | $S_a$<br>g | $S_a/C_{s-m}$<br>% | Q'      | $S_a$<br>g | $S_a/C_{s-m}$<br>% | Q'      | $S_a$<br>g | $S_a/C_{s-m}$<br>% |      |      |      |      |
| Firme      | 0.1        | 0.625    | 1 | 75                           | 0.30          | 1.00    | 0.30       | 6.3                | 1.07    | 0.28       | 5.9                | 1.20    | 0.25       | 5.2                |      |      |      |      |
|            |            |          |   | 175                          | 0.74          |         |            |                    |         |            |                    |         |            |                    | 0.69 | 14.5 | 0.62 | 12.9 |
|            |            |          |   | 250                          | 1.10          |         |            |                    |         |            |                    |         |            |                    | 1.03 | 21.5 | 0.92 | 19.2 |
|            |            |          |   | 400                          | 1.84          |         |            |                    |         |            |                    |         |            |                    | 1.72 | 36.0 | 1.53 | 32.1 |
| Blando     | 3.0        | 0.250    | 1 | 100                          | 0.10          | 1.00    | 0.10       | 2.1                | 1.02    | 0.10       | 2.1                | 1.05    | 0.09       | 2.0                |      |      |      |      |
|            |            |          |   | 150                          | 0.14          |         |            |                    |         |            |                    |         |            |                    | 0.14 | 2.9  | 0.13 | 2.8  |
|            |            |          |   | 175                          | 0.15          |         |            |                    |         |            |                    |         |            |                    | 0.15 | 3.1  | 0.14 | 3.0  |
|            |            |          |   | 250                          | 0.19          |         |            |                    |         |            |                    |         |            |                    | 0.19 | 4.0  | 0.18 | 3.8  |

Notas: R = factor de reducción por sobrerresistencia,  $a_0^r$  = aceleración máxima en roca  
 $S_{ae}$  = ordenada del espectro elástico de aceleraciones para  $T = 0.10$  s  
 $S_a$  = ordenada del espectro de aceleraciones de diseño para  $T = 0.10$  s;  $S_a = S_{ae}/(Q'R)$   
 $C_s$  = coeficiente sísmico experimental promedio extrapolado al prototipo para el estado límite de resistencia = 4.78 (tabla 2).

Como se observa en la tabla 3, los valores máximos del cociente  $S_a/C_{s-m}$  corresponden a suelo firme y son iguales aproximadamente a 39%, 36% y 32% para valores de  $Q$  iguales a 1.0, 1.5 y 2.5, respectivamente; es decir, aún para la zona de mayor amenaza sísmica y suponiendo comportamiento elástico ( $Q=1.0$ ), la demanda sísmica de diseño equivale aproximadamente al 39% de la capacidad asociada al estado límite de resistencia. Tal como se esperaba, para zonas en las cuales el peligro sísmico en este tipo de viviendas es bajo (suelo blando), el valor del cociente es sustancialmente menor; es decir, aproximadamente 4.0%. Teniendo en cuenta los resultados anteriores, así como los reportados por Sánchez (2010), las cuantías mínimas de refuerzo

a cortante estipuladas en los reglamentos vigentes para diseño sísmico de viviendas de las características aquí estudiadas son conservadoras, especialmente para estructuras situadas en algunas zonas de la República Mexicana. Por ejemplo, para  $a_0^r \leq 175 \text{ cm/s}^2$ , el valor máximo del cociente  $S_d/C_{s-m}$  es igual aproximadamente a 16% y 3% en viviendas construidas sobre suelo firme y blando, respectivamente. Por lo tanto, en dichas zonas se propone prescindir del refuerzo a cortante en el alma del muro siempre y cuando se establezcan mecanismos adecuados para controlar el agrietamiento por contracción, así como distorsiones permisibles que limiten el agrietamiento del concreto para el estado límite de resistencia. En las zonas donde se suprima el refuerzo a cortante del alma de los muros, se propone una distorsión permisible para diseño igual a 0.15%, la cual está asociada aproximadamente al 25% de la resistencia al cortante de los muros sin refuerzo en el alma (figura 7). El valor aquí recomendado para muros de concreto sin refuerzo en el alma, es igual al valor estipulado en las NTC-M para muros de mampostería sin confinar y sin reforzar.



**Figura 7 Distorsiones permisibles en muros sin refuerzo a cortante en el alma ( $H/l_w=1.0$ )**

## CUANTÍAS MÍNIMAS DE REFUERZO RECOMENDADAS

Como se indicó en la sección anterior, desde el punto de vista técnico es factible reducir las cuantías de refuerzo a cortante en el alma de los muros en viviendas de las características aquí estudiadas. Adicionalmente, al disminuir las cuantías de refuerzo, el costo de las viviendas se reduce y, de esta manera, mayor número de familias podrán acceder a una vivienda. Con el propósito de brindar a la población una vivienda de concreto de mayor calidad, segura ante eventos sísmicos y más económica, en la tabla 4 se indican las recomendaciones para diseño sísmico de las viviendas de concreto de uno y dos niveles. Dichas recomendaciones se establecieron de acuerdo con la capacidad y la demanda de las viviendas; es decir, con un enfoque de diseño por desempeño. La propuesta indicada en la tabla 4 se puede aplicar en un reglamento de diseño, siempre y cuando la resistencia mínima del concreto sea igual a 20 MPa y se cumplan los requisitos de durabilidad preescritos en las normas NMX-C-403 (ONNCCE, 1999) o NMX-C-155 (ONNCCE, 2004b). Esta exigencia se establece con el propósito de mejorar el desempeño del concreto en la vivienda de acuerdo con las metodologías y técnicas de producción disponibles.

Los valores límite de  $a_0^r$  que se indican en la tabla 4 (175 y 250  $\text{cm/s}^2$ ), se establecieron a partir del trazado de las zonas B y C definidas en la versión del año 1993 del MDOC-CFE, sobre el mapa de  $a_0^r$  propuesto en la versión del año 2008 del MDOC-CFE. El ACI-318 también permite utilizar cuantías de refuerzo en el alma del muro menores que 0.25%, siempre y cuando la fuerza cortante de diseño sea menor que  $0.083 \sqrt{f_c'} A_w$  en MPa ( $0.265 \sqrt{f_c'} A_w$  en  $\text{kgf/cm}^2$ ). En este caso, el ACI-318 (2008) admite reducir las cuantías mínimas de refuerzo horizontal y vertical a 0.20% y 0.12%, respectivamente, para barras menores que la No. 5 con  $f_y \geq 412 \text{ MPa}$  ( $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ) o alambre soldado con diámetro menor o igual que 15.9 mm. Adicionalmente, en el EC8 (2004) se especifica que si  $\phi V_c \geq V_u$  en un muro "robusto" clasificado con comportamiento dúctil moderado, no es necesario disponer la cuantía mínima de refuerzo a cortante en el alma, siempre y cuando  $V_u$  se incremente en función de un factor que varía aproximadamente entre 1.5 y 2.0. El valor de la cuantía mínima por cambios volumétricos ( $\rho_{sl}$ ), se obtuvo al reemplazar las características específicas de muros de concreto para viviendas de hasta dos niveles, en la expresión especificada en las NTC-C (2004). El valor propuesto de  $\rho_{sl}$  (0.12%) es cercano al 50% de la cuantía mínima a cortante. Los requisitos de las juntas



verticales de contracción o aislamiento se presentan en la tabla 5, los cuales se establecieron de acuerdo con las recomendaciones del informe ACI-224.3R (2008).

**Tabla 4 Recomendaciones para diseño de viviendas de baja altura**

| $a_0^r$<br>cm/s <sup>2</sup> | Diseño a fuerza cortante |                   |                      |           |                 | Cambios volumétricos      |                  | Diseño a flexión                 | Refuerzo por integridad estructural  |
|------------------------------|--------------------------|-------------------|----------------------|-----------|-----------------|---------------------------|------------------|----------------------------------|--|
|                              | $V_u / V_c$              | $\rho_{min}$<br>% | Tipo de refuerzo     | $Q^{(1)}$ | $R_{perm}$<br>% | Tipo <sup>(2)</sup> junta | $\rho_{s1}$<br>% |                                  |  |
| < 175                        | < 0.25                   | 0                 | ---                  | 1.0       | 0.15            | 2                         | ---              | Se calcula de forma convencional | Resistir las componentes horizontal y vertical de un puntal diagonal de compresión |
|                              | $\geq 0.25$              | 0.12              | Malla <sup>(3)</sup> | 1.5       | 0.35            | 1                         | 0.12             |                                  |  |
| 175 - 250                    | ---                      | 0.12              | Malla <sup>(3)</sup> | 1.5       | 0.35            | 1                         | 0.12             |                                  |  |
| > 250                        | ---                      | 0.25              | Barras               | 2.5       | 0.65            | 1                         | 0.12             |                                  |  |

Notas: <sup>(1)</sup> Para el diseño de toda la vivienda se usará el valor mínimo de Q

<sup>(2)</sup> Junta de contracción o aislamiento (tabla 5)

<sup>(3)</sup> Aunque se podría utilizar refuerzo convenc., no se cumpliría el requisito de separación máxima al utilizar barras No 3 y  $\rho_{min}=0.12\%$ .

Adicionalmente, con objeto de mejorar la redundancia y capacidad de desplazamiento de viviendas de concreto de hasta dos niveles, en todos los muros se debe disponer refuerzo por integridad estructural tal como se especifica en la tabla 4. Este refuerzo debe estar alojado en secciones rectangulares de concreto reforzado de cuando menos 100 mm de lado y debe calcularse de modo que resista las componentes horizontal y vertical de un puntal diagonal de compresión en el muro de concreto con magnitud asociada a la falla del mismo. Sin embargo, no es necesario que el refuerzo vertical por integridad estructural sea mayor que el requerido por las sollicitaciones de diseño por flexión. Opcionalmente, el refuerzo por integridad estructural se puede calcular de forma similar a lo estipulado en la sección 7.3 de las NTC-M (2004) para muros de mampostería no reforzada.

**Tabla 5 Características de las juntas verticales de contracción o aislamiento**

| Tipo de junta | Requisitos   |
|---------------|--|
| 1             | <ul style="list-style-type: none"> <li>a) la separación máxima debe ser igual a dos veces la altura libre de entrepiso</li> <li>b) la profundidad total mínima de la junta debe ser igual al 25% del espesor del muro, es decir, 12.5% de profundidad en cada cara para muros con ambas caras descubiertas</li> <li>c) la profundidad total máxima de la junta debe ser igual al 50% del espesor del muro</li> <li>d) todo el refuerzo a cortante del muro debe continuar sobre la junta</li> <li>e) se deben utilizar selladores de junta flexibles para prevenir que penetre humedad o químicos que puedan promover la corrosión de refuerzo y/o la degradación del concreto.</li> </ul>   |
| 2             | <ul style="list-style-type: none"> <li>a) la separación máxima debe ser igual a la altura libre de entrepiso</li> <li>b) se deben ubicar juntas en línea con los bordes de todas las aberturas</li> <li>c) la profundidad total mínima de la junta debe ser igual al 25% del espesor del muro, es decir, 12.5% de profundidad en cada cara para muros con ambas caras descubiertas</li> <li>d) la profundidad total máxima de la junta debe ser igual al 50% del espesor del muro</li> <li>e) todo el refuerzo a cortante del muro debe continuar sobre la junta</li> <li>f) se deben utilizar selladores de junta flexibles para prevenir que penetre humedad o químicos que puedan promover la corrosión de refuerzo y/o la degradación del concreto.</li> </ul> |

Como se indica en la tabla 4, los requisitos de diseño a fuerza cortante dependen básicamente de la amenaza sísmica en el sitio, del cociente entre la fuerza cortante de diseño y la contribución del concreto a la resistencia ( $V_u/V_c$ ) y del tipo de refuerzo a cortante en el alma en el muro. La capacidad de resistencia a fuerza cortante ( $V_c + V_s$ ), las cuantías de refuerzo horizontal y vertical ( $\rho_h$  y  $\rho_v$ ) y, las distorsiones permisibles ( $R_{perm}$ ), también se deben estimar de acuerdo con las recomendaciones aquí propuestas. La verificación de estas recomendaciones se llevó a cabo a partir del análisis y diseño de ocho prototipos de vivienda de uno y dos niveles ubicados en diferentes zonas de la República Mexicana (Carrillo, 2010). A partir de la respuesta medida en los especímenes y los resultados de modelación de prototipos de vivienda, se considera que las recomendaciones aquí propuestas son adecuadas para fines de diseño reglamentario.

## CONCLUSIONES

Con base en los resultados de un extenso programa de investigación analítico y experimental, se desarrollaron ecuaciones para estimar la capacidad de resistencia al cortante de muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura. Adicionalmente, se presentaron recomendaciones para estimar los parámetros principales para diseño sísmico reglamentario (factor de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles de entrepiso). Las ecuaciones y los parámetros se plantearon de tal manera que puedan adaptarse fácilmente al formato de un reglamento de diseño, por el ejemplo, al Reglamento del Distrito Federal.

A partir del análisis de los cocientes entre la demanda y la capacidad de resistencia de las viviendas estudiadas, se observó que aún para la zona de mayor amenaza sísmica y suponiendo comportamiento elástico, la demanda sísmica de diseño fue equivalente al 39% de la capacidad asociada al estado límite de resistencia. Tal como se esperaba, para zonas en las cuales el peligro sísmico en este tipo de viviendas es bajo (suelo blando), el valor del cociente fue sustancialmente menor, es decir, aproximadamente 4.0%. Por lo tanto, se comprobó que las cuantías mínimas de refuerzo a cortante estipuladas en los reglamentos disponibles para diseño sísmico de viviendas de las características aquí estudiadas, son conservadoras o muy conservadoras, especialmente para estructuras situadas en algunas zonas de la República Mexicana. Con base en lo anterior, se recomendaron valores de las cuantías mínimas de refuerzo a cortante, de acuerdo con la capacidad y la demanda de las viviendas; es decir, con un enfoque de diseño por desempeño. Al adoptar las recomendaciones aquí propuestas, se espera que el diseño sísmico promueva la construcción de una vivienda de concreto de mayor calidad, segura ante eventos sísmicos y más económica.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Grupo CEMEX, por el apoyo económico de la investigación, en especial, a los Ingenieros Roberto Uribe y Ángel Ponce, Director General y Gerente de la División de Estructuras, respectivamente, del Centro de Tecnología del Cemento y del Concreto, CEMEX, así como al personal de los laboratorios del Instituto de Ingeniería de la UNAM, por su valiosa colaboración durante la realización de los ensayos. El contenido de este artículo representa exclusivamente la opinión de los autores y no refleja la opinión de los patrocinadores y/o colaboradores.

## REFERENCIAS

ACI – Comité 318 (2008), “**Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)**”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.

ACI – Comité 224 (2008), “**Joints in concrete construction (ACI 224.3R-95)**”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.

Carrillo J. (2010), “**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. (2010), “**Efectos del protocolo de ensaye sobre la respuesta de muros de concreto con relación de aspecto igual a uno**”, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, México, Tema VI, Artículo 1.

Carrillo J. y Alcocer S. (2008), “**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.

Carrillo J., Alcocer S. y Uribe R. (2009a), “**Predicción del desempeño a cortante de muros de concreto para vivienda**”, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, México, Tema V, Artículo 3.



Carrillo J., Alcocer S. y Uribe R. (2009b), **“Comportamiento dinámico y cuasi-estático de sistemas estructurales de muros de concreto con aberturas”**, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, México, Tema VIII, Artículo 1.

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.

MDOC-CFE (2008), **“Manual de diseño de obras civiles. - Diseño por sismo”**, Comisión Federal de Electricidad, MDOC-CFE, México.

MDOC-CFE (1993), **“Manual de diseño de obras civiles. - Diseño por sismo”**, Comisión Federal de Electricidad, MDOC-CFE, México.

NMX-C-155 (2004), **“Norma Mexicana: Especificaciones para concreto hidráulico industrializado”**, ONNCCE, México, 24 pp.

NMX-C-403 (1999), **“Norma Mexicana: Concreto hidráulico para uso estructural”**, ONNCCE, México, 32 pp.

NTC-C (2004), **“Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.

NTC-M (2004), **“Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.

NTC-S (2004), **“Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.

Rosenblueth E., Gómez R. y Ávila J. (1991), **“Comentarios y ejemplos a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, DF”**, Reporte Técnico No. ES7, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.

Sánchez A. (2008), **“Comportamiento sísmico de viviendas construidas con muros de concreto”**, Tesis de Doctorado (en proceso), Universidad Nacional Autónoma de México.