
CALCULO DE LA RESISTENCIA LATERAL DE PANELES DE CORTANTE LIGEROS, UTILIZANDO MATERIALES DE USO COMUN EN MEXICO

Joel Martínez Martínez¹

RESUMEN

Los paneles ligeros de cortante tienen la función de resistir las cargas laterales, así como las cargas gravitacionales en estructuras construidas con acero rolado en frío. Los manuales de diseño lateral para paneles de cortante disponibles en la actualidad, como el que publica la American Iron and Steel Institute, utilizan valores obtenidos experimentalmente lo que limita el tipo de paneles que pueden ser diseñados. En este artículo se presenta un método analítico para el cálculo de la resistencia lateral de paneles de cortante sin ser limitativo a ciertas características del panel. Dicho método puede ser aplicado con una calculadora de mano, y arroja resultados similares a los experimentales.

ABSTRACT

Shear wall panels (SWP), used in buildings built with cold-formed steel, have the function of resisting the lateral and vertical loads. The design manuals currently available, such as the American Iron and Steel Institute lateral design manual, are based on experimental results, so the manuals are limited to certain type SWP. Presented in this paper is an analytical method for determining the lateral strength of any type of SWP, and the method can be employed with a hand calculator. The results obtained with the proposed method show good agreement with experimental results available in the literature.

INTRODUCCION

En los últimos años a venido en aumento en México el uso de perfiles de acero rolado en frío (ARF) en la construcción de estructuras ligeras. Aunque el uso principal de los perfiles de ARF es para la fabricación de elementos no estructurales, dichos perfiles tienen resistencia estructural. En países como Estados Unidos de Norteamérica, Canadá, y algunos países de Europa, los sistemas estructurales a base de perfiles de ARF ya tiene algunas décadas utilizándose como material estructural, ya que ha sido un sustituto natural a los sistemas estructurales ligeros a base de madera, los cuales cada vez se utilizan menos debido los aumentos en el costo de la madera, así como a las políticas ambientalistas.

Uno de los principales sistemas estructurales que se forma con los perfiles de ARF son los paneles de cortante ligeros, los cuales están compuestos por postes de ARF alineados verticalmente a una separación máxima de 610mm y forrados en uno o ambos lados con hojas de yeso, hojas de madera, hojas de cemento, lámina galvanizada, o la combinación de las anteriores, Figura 1. Estos paneles tienen la función de resistir tanto las cargas gravitacionales como las cargas laterales. La resistencia vertical del panel es proporcionada principalmente por los postes metálicos, mientras la resistencia lateral es proporcionada por los forros laterales. Sin embargo, aunque los forros no tengan una contribución significativa a la resistencia vertical del panel, estos proporcionan estabilidad a los postes metálicos reduciendo la posibilidad de pandeo lateral y por consiguiente aumentando la resistencia del sistema. De igual forma, aunque los postes no proporcionan una contribución significativa a la resistencia lateral del panel, reducen la posibilidad de pandeo de los forros especialmente cuando se trata de materiales delgados, como lamina, y proporcionan estabilidad al sistema.

¹ Profesor, Universidad Autónoma de Baja California, Facultad de Ingeniería, Blvd. Benito Juárez s/n, Col. Insurgentes, CP. 21280, Mexicali, B.C. joelmartinez@uabc.mx

Por lo tanto, la resistencia de los paneles no puede ser calculada independientemente, ya que se tienen que considerar todos los factores que intervienen y afectan la resistencia, tales como las características de los forros, de los postes, y el tamaño y separación de los tornillos autorroscantes. Por esta razón el cálculo de la resistencia lateral de los paneles ha sido un reto para los ingenieros estructuristas.

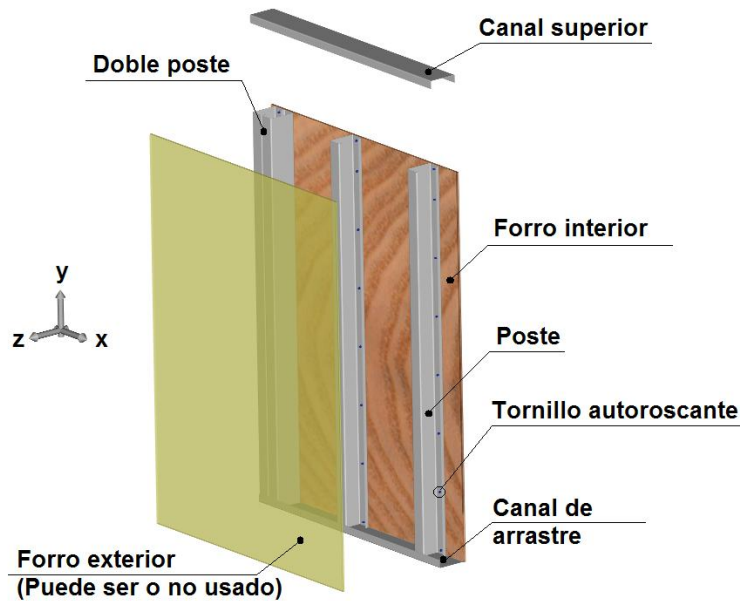


Figura 1 Esquema de las partes de un panel de ligero

Actualmente, para realizar el diseño de los paneles de cortante se utilizan los valores de la resistencia lateral para diferentes tipos de paneles que son publicado en los diferentes estándares de diseño (AISI, 2004, y AISI RG-9804, 1998). Estos estándares presentan en forma tabular la resistencia de paneles de diferentes características. Los valores de la resistencia lateral en las tablas de diseño fueron obtenidos de pruebas experimentales lo que proporciona buena precisión. Sin embargo, estas tablas están limitadas a los tipos de paneles que fueron probados en el laboratorio y los datos para diseño que se presentan en las tablas no pueden ser extrapolados para paneles con características diferentes. Por lo tanto, existe la necesidad de proveer a los ingenieros estructuristas de métodos que puedan ser aplicados en la práctica para determinar la resistencia lateral de cualquier tipo de panel.

En años recientes, se han llevado a cabo investigaciones experimentales de forma extensiva para entender mejor el comportamiento de los paneles, y las han llevado a cabo diversos investigadores, tales como Serrette y Ogunfunmi, K. (1996) y Serrette et al (2002) que realizó una serie de experimentos en paneles con postes de ARF y forros de diferentes materiales: cartón de yeso y madera, y los resultados forman parte del estándar Lateral Design Standard publicado por el American Iron and Steel Institute (AISI). Más recientemente el Dr. Collin Rogers (Rogers et al, 2004) realizó también pruebas de forma extensiva en el mismo tipo de paneles con forros de diferentes tipos de madera disponible en Canadá (OSB, CSP, DFP), con el objetivo de utilizar dicho resultados para que sean adoptados en el National Building Code of Canada. Fulop and Dubina (2004a, y 2004b) realizaron experimentos en varios tipos de paneles y propusieron un método simplificado para calcular la resistencia lateral del panel, que consiste en sustituir el panel por un contraviento de propiedades equivalentes. Gad et al (1999) realizó experimentos numéricos modelando los paneles con el método de elementos finitos, donde las conexiones se modelaron con resortes no lineales. Sin embargo, estos métodos son poco prácticos y tienen sus limitantes.

En este artículo se presenta un método analítico para calcular la resistencia lateral de paneles de cortante, así como su deformación lateral al momento de la falla. Este método considera los principales factores que afectan el comportamiento y la resistencia de los paneles, tales como las propiedades de los materiales, el

espesor y geometría de los forros y postes metálicos, el espaciamiento de los postes metálicos, y la separación y diámetro de los tornillos autorroscantes que se utilizan para sujetar los forros a los postes. Asimismo, se presenta un ejemplo manual con el cual se demuestra la efectividad del método y también se presentan algunas comparaciones de resultados experimentales con resultados obtenidos con el método propuesto utilizando materiales de uso común en México: hojas de yeso y hojas de cemento. Dichas comparaciones sugieren que el método propuesto es una opción eficiente y practica para el cálculo de la resistencia de los paneles así como su desplazamiento lateral.

MODOS DE FALLA DE FALLA DE LOS PANELES DE CORTANTE

Ya que la función principal de los paneles de cortante es resistir las cargas verticales y laterales en su plano, no se contempla en el método propuesto el cálculo de la resistencia del panel para cargas fuera de su plano. La falla del panel bajo cargas laterales en su plano ocurre cuando el panel no tiene resistencia para seguir soportando cargas. De acuerdo con resultados experimentales (Gad et al 1999, Rogers et al 2004, Serrette et al 2002) la falla más común de los paneles de cortante ocurre en la conexión del forro con el poste metálico para forros con materiales comunes como hojas de madera, y de cartón de yeso. Generalmente la falla es evidente debido a la ruptura del forro, incluso en algunos casos el forro puede desprenderse por completo del marco. En casos donde el poste es muy delgado (espesores menores a 0.844mm) y/o se utiliza forro en ambas caras del marco, la falla del panel puede ocurrir en los postes metálicos; generalmente el tipo de falla en los postes se inicia por pandeo local y pandeo lateral aun cuando los postes se encuentran arriostrados por el forro. Cuando se coloca forro en ambas caras del marco, el panel incrementa su resistencia lateral lo que hace que soporte una mayor fuerza lateral y asimismo se incrementa la magnitud de la carga en los postes lo que puede resultar en la falla de los postes de extremo o cercanos al extremo.

Ambos modos de falla, del forro y del poste, se contemplan en el método propuesto para evaluar la resistencia lateral de los paneles. Entonces la falla del forro se asocia a la falla de las conexiones achilladas forro-poste, y la falla de poste se asocia a la falla por compresión de los postes metálicos, de tal forma que calculando la resistencia de las conexiones y la resistencia a compresión del poste se puede determinar el tipo de falla que ocurrirá. Este método es aplicable para paneles con cualquier tipo de forro, excepto aquellos que puedan sufrir pandeo local como laminas planas, ya que el modo de falla por pandeo local del forro esta fuera del alcance de esta investigación por ser un modo de falla poco común.

RESISTENCIA LATERAL DEL PANEL POR FALLA DEL FORRO

La resistencia lateral del panel de cortante se obtiene de la contribución de la resistencia del forro y del marco metálico formado por los postes, expresado de la siguiente forma,

$$P_R = P_S + P_F \quad (1)$$

donde P_S es la resistencia lateral del panel contribuida por el forro, la cual resulta de la siguiente ecuación,

$$P_S = \sum_{i=1}^2 P_{S,i} \quad (2)$$

donde $P_{S,i}$ ($i=1, 2$) es la resistencia lateral del panel contribuida por el forro en el lado 1 y lado 2 del panel, respectivamente. La resistencia lateral del panel debida al marco de acero P_F se puede calcular como,

$$P_F = K_F \Delta \quad (3)$$

donde K_F es la rigidez lateral del marco metálico, y Δ es la deformación lateral del forro al momento de la falla del panel.

El marco metálico contribuye muy poco a la resistencia lateral del panel, en comparación con la contribución del forro, debido a que la rigidez lateral del marco es insignificante por el tipo de conexiones y baja rigidez de los postes. Entonces, por simplicidad la rigidez lateral elástica del marco se calcula como sigue

$$K_F = \sum_{\text{postes}} \frac{3E_F I_F}{h^3} \quad (4)$$

donde E_F y I_F son el modulo de elasticidad y momento de inercia de los postes metálicos, respectivamente, y h es la altura del panel.

Utilizando compatibilidad de deformaciones entre el forro y marco metálico antes de que ocurra la falla del panel, la relación entre la resistencia lateral del panel y su deformación se puede expresar como

$$\Delta = \frac{P_S}{K_S} \quad (5)$$

Sustituyendo la ecuación (5) en la ecuación (3) se obtiene

$$P_F = \frac{K_F}{K_S} P_S \quad (6)$$

y sustituyendo la ecuación (6) en la ecuación (1), la resistencia lateral del panel se puede expresar

$$P_R = \left(1 + \frac{K_F}{K_S}\right) P_S \quad (7)$$

donde P_S es la resistencia lateral del forro, definida en la ecuación (2), y la cual se calcula de acuerdo a la formulación presentada en la siguiente sección de este artículo.

La rigidez lateral del forro se obtiene con la expresión,

$$K_S = \frac{G_S A_S}{1.2h} \alpha_V + \frac{3E_S I_S}{h^3} \alpha_B \quad (8)$$

donde E_S y G_S son el modulo de elasticidad y modulo de elasticidad a cortante del panel, respectivamente; h es la altura del panel, α_V y α_B son coeficientes para la reducción de la rigidez de cortante y flexión, respectivamente; A_S y I_S son el área y momento de inercia de la sección transversal del forro, definidas como

$$A_S = t_S l, \quad I_S = \frac{t_S l^3}{12} \quad (9 \text{ a,b})$$

en donde t_S es el espesor del forro, y l es el ancho del panel de cortante.

Además de las propiedades del material y de la sección transversal del forro y del poste, el cálculo de la deformación lateral del panel, al momento de la falla, se ve afectado por la reducción de la rigidez del panel. Esto debido a que la resistencia lateral del panel se calcula en estado de falla inminente, por lo que la rigidez lateral del panel en este punto es significativamente menor que la rigidez elástica, principalmente por la degradación de la rigidez del panel a consecuencia de la falla de las conexiones forro – marco metálico, según se ha evidenciado por pruebas experimentales (Rogers et al 2004, Serrette et al 2002). En la formulación se introducen los coeficientes α_V y α_B , para considerar la reducción de la rigidez del panel por falla de las conexiones; dichos coeficientes están dados en función del número de tornillos autorroscantes en el panel y la separación que tengan, estos coeficientes fueron calibrados en base a pruebas experimentales (Rogers et al, 2004), y se calculan de la siguiente forma:

$$\alpha_V = \left(\frac{C_u}{3.3 \cdot n_C}\right)^{1.8} \cdot \left(\frac{6in}{s_C}\right) \quad (10)$$

$$\alpha_B = \left(\frac{6}{C_u}\right)^2 \cdot \left(\frac{6in}{s_C}\right)^{\frac{1.3 \cdot n_C}{C_u}} \quad (11)$$

donde s_C es la separación de los tornillos autorroscantes que se encuentran en el perímetro del panel, en pulgadas, ya que la ecuación se calibra utilizando el sistema inglés; n_C es el número total de tornillos que se utilizan en el panel; C_u es la resistencia última de una sola conexión, en estado de falla inminente, y se calcula de acuerdo al procedimiento que se describe en la siguiente sección.

RESISTENCIA LATERAL DE PANEL, P_S

El método propuesto para calcular la resistencia lateral panel es una analogía con el método para el cálculo de la resistencia de conexiones a momento excéntricas atornilladas, en estructuras de acero, Figura 2. En ambos casos la carga es aplicada en forma excéntrica y la resistencia está regida por la falla de las conexiones que están más alejadas del centro de rotación. En el cálculo de la resistencia se utiliza el método inelástico propuesto por Brandt (1982) para evaluar la resistencia de conexiones atornilladas con carga excéntrica, el cual es empleado actualmente por reglamentos como el AISC (2005). El método de Brandt se adecuó y se extendió para poder ser utilizado en los paneles de cortante; originalmente el método de Brandt conlleva un proceso iterativo para encontrar el centro instantáneo de rotación, punto donde se encuentran equilibrio las fuerzas aplicadas en el panel y las fuerzas resistentes del panel (tornillos). En el método propuesto en este artículo se eliminó el proceso iterativo de forma tal que se simplifica significativamente el cálculo. A continuación se presenta la ecuación que se utilizó para el cálculo de la resistencia lateral del panel, para falla del forro, $P_{s,i}$ (para los lados i del marco, 1 y 2).

$$P_{s,i} = C_u V_r \eta ; \quad (i = 1, 2) \quad (12)$$

donde V_r es la resistencia de una sola conexión forro-marco metálico, dada por el valor mínimo de la resistencia de aplastamiento del forro o del poste metálico, o por la resistencia de cortante del tornillo. C_u es el coeficiente de reducción por resistencia última relacionado con la carga excéntrica, en términos prácticos es un coeficiente que indica el número efectivo de tornillos que contribuyen a la resistencia del panel. η es el factor de modificación que contempla la variación en la relación altura a ancho del panel, la cual se calcula de la siguiente forma:

$$\eta = \sqrt{8.0 - \frac{h}{l}} - 1.45 \geq 0 \quad (13)$$

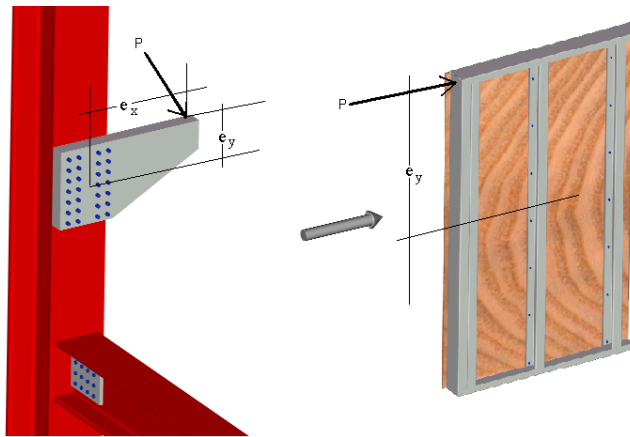


Figura 2. Analogía entre el método de Brandt (1982) y el método propuesto

Calculo del Coeficiente Ultimo para Reducción de la Resistencia del Panel, C_u

Ya que el método propuesto por Brandt utiliza un proceso iterativo, lo cual no es deseable en la práctica, este proceso iterativo fue eliminado del método. En todos los casos que fueron analizados utilizando el método iterativo se observó que la solución convergía a la segunda iteración, y la diferencia entre la primer y segunda iteración no presentaba variación significativa. La idea del método iterativo es encontrar el equilibrio de la

fuerza externa, representada por una fuerza unitaria aplicada excéntricamente, y la resistencia normalizada de los tornillos con respecto al centro instantáneo de rotación. Entonces, en vez de evaluar la resistencia normalizada en cada tornillo, la cual varía dependiendo de su ubicación con respecto al centro instantáneo de rotación, es decir, los tornillos más alejados del centro de rotación estarán sujetos a un mayor esfuerzo que los más cercanos. Sin embargo, el método propuesto se simplifico asumiendo que todos los tornillos trabajan al mismo nivel de esfuerzo, adoptando un valor de 0.93 de su resistencia para todos los tornillos. Este valor fue calibrado utilizando el proceso iterativo y comparándolo con el método propuesto. Entonces el procedimiento para calcular C_u se describe a continuación.

Calcular el momento que produce de la fuerza exterior unitaria. Primeramente se deberá calcular la distancia de cada tornillo, i , con respecto al centro elástico (centroide) del panel, de acuerdo a lo que se muestra en la Figura 3,

$$d_{xi} = x_{Ci}; \quad d_{yi} = y_{Ci} \tag{14 a,b}$$

donde x_{Ci} y y_{Ci} son las coordenadas de los tornillos con respecto al centro elástico,

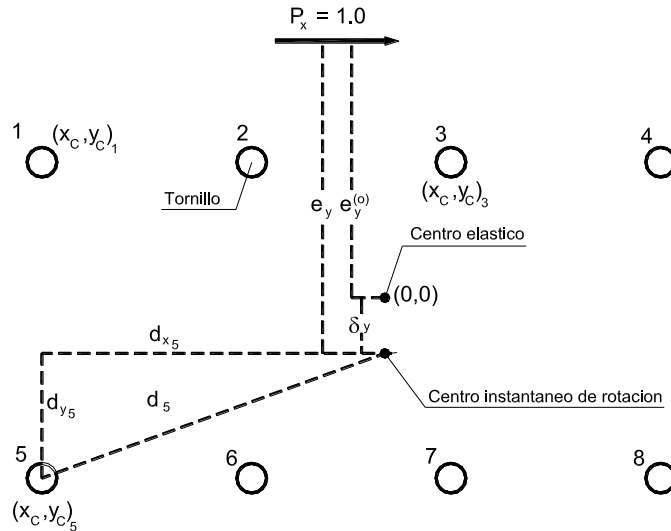


Figura 3 Notación del arreglo de los tornillos.

Calculo del momento polar de inercia del grupo de tornillos respecto al centro elástico,

$$J = \sum_{i=1}^{n_c} (x_{Ci}^2 + y_{Ci}^2) \tag{15}$$

Calculo del momento que produce la fuerza externa unitaria, con respecto al centro de rotación elástico,

$$M_0 = P_x e_{yo} \tag{16}$$

donde P_x es la fuerza unitaria externa aplicada al grupo de tornillos, en la ubicación de la carga externa, en la dirección x , y e_{yo} es la excentricidad de la fuerza unitaria con también con respecto al centro elástico de rotación.

Calcular la distancia entre el centro instantáneo de rotación y el centro elástico de rotación y recalculer la distancia de la excentricidad unitaria al centro instantáneo de rotación,

$$\delta_y = (P_x/n_c)(J/M_o) \tag{17}$$

$$e_y = e_{yo} + \delta_y \tag{18}$$

Evaluar el momento asociado a la fuerza unitaria externa, con respecto al centro instantáneo de rotación,

$$M_p = P_x e_y \quad (19)$$

Calcular la distancia de cada tornillo al centro instantáneo de rotación,

$$d_{yi} = y_{Ci} + \delta_y \quad (20)$$

$$d_i = \sqrt{(x_{Ci})^2 + (d_{yi})^2} \quad (21)$$

Calcular el momento resistente normalizado que producen los tornillos

$$M = 0.93 \sum_{i=1}^{n_c} d_i \quad (22)$$

Calcular el coeficiente último de reducción de la resistencia,

$$C_u = \left| \frac{M}{M_p} \right| \quad (23)$$

Resistencia Lateral Asociada a la Falla del Marco

Cuando se le aplican fuerzas laterales al panel, los postes extremos del marco se ven sujetos a fuerzas de tensión en un extremo y compresión en el otro extremo, tal como se muestra en la Figura 4, y los postes se encuentran en la parte central del panel estarán sujetos a un esfuerzo menor. Entonces, la falla del marco metálico se asocia primordialmente a la falla de los postes de extremo, y ya que los postes en ambos extremos están sujetos a la misma magnitud de carga, el poste que fallara primero será el que este sujeto a compresión. Por lo tanto, la resistencia lateral del panel asociada a la falla del marco se puede obtener por equilibrio de fuerzas con la siguiente ecuación

$$P_{fc} = \frac{l}{h} P_n \quad (24)$$

donde l y h son la longitud y altura del panel, respectivamente. P_n es la resistencia nominal a la compresión del poste de extremo la cual se calcula en base al Capitulo D del la North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members (AISI, 2002). Sin embargo, Telue y Mahendran (2001) recomiendan, en base a resultados experimentales, utilizar los factores de longitud efectiva $K_x=0.75$, $K_y=K_r=0.10$ para los postes con forro en un lado solamente, y $K_x=0.75$, $K_y=0.10$, y $K_r=0.20$ para los postes con forro en ambos lados. En el caso donde la resistencia del panel es gobernada por la falla del poste, es decir $P_{fc} < P_R$, el valor de P_R en la ecuación (1) se sustituirá por P_{fc} :

$$P_R = P_{fc} \quad (25)$$

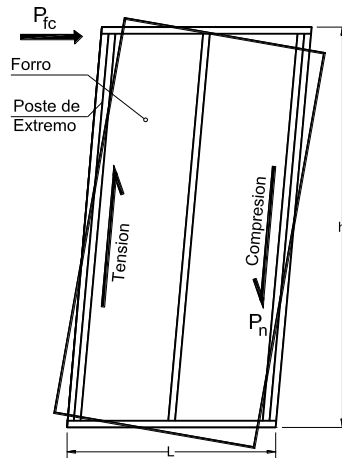


Figura 4 Rotación del panel y distribución de fuerza lateral en los postes de extremo

ESTIMACION DE LA DEFORMACION LATERAL DEL PANEL

Una vez calculada la resistencia lateral del panel, el desplazamiento lateral en la parte superior del panel para la carga última (no lineal) se puede estimar de la siguiente manera,

$$\Delta = \frac{P_R}{K_F + K_S} \quad (26)$$

Donde P_R es la resistencia lateral del panel, K_F es la rigidez lateral a flexión del panel, y K_S es la rigidez lateral del panel a cortante, definida por las ecuaciones (4) y (8).

EJEMPLO

En esta sección se presenta un ejemplo detallado, del cálculo de la resistencia lateral de un panel así como la deformación lateral, donde se comparan los resultados obtenidos con resultados experimentales (Rogers, 2004). La información del panel que se utilizó para el cálculo se tomó de los resultados experimentales.

El panel analizado se muestra en la Figura 5, el cual tiene una altura y longitud de $h = 2438$ mm y $l = 1219$ mm, respectivamente. El forro se colocó a solo un lado del panel, y el material tiene las siguientes características.

Esfuerzo de fluencia de los postes, $F_y = 230$ MPa y $F_u = 344$ MPa

Modulo de elasticidad: $E_F = 203000$ MPa

Sección del poste de extremo: dos postes sección C tipo 92S41- 1.12mm (362S162-44mils) conectados espalda con espalda

Longitud y espesor del poste: $L = 2438$ mm y $t_F = 1.12$ mm

Momento de inercia del poste doble: $I_F = 1.816 \times 10^5$ mm⁴

Momento de inercia de postes intermedio (simples): $I_F = 5.124 \times 10^4$ mm⁴

Las propiedades y características del forro de OSB son las siguientes:

Espesor del forro: $t_S = 11.1$ mm

Resistencia del forro al aplastamiento: $F_{u-forro} = 4.0$ MPa

Modulo de Young, y modulo de elasticidad al cortante del forro: $E_S = 9917$ MPa y $G_S = 925$ MPa

Las características de los tornillos autorroscantes son:

Diámetro del tornillo autorroscante No. 8: $d_C = 4.064$ mm

Espaciamiento de los tornillos en el perímetro del panel: $s_C = 152$ mm, y 305mm en el perímetro y centro del panel, respectivamente.

Número total de tornillos en el panel: $n_C = 50$

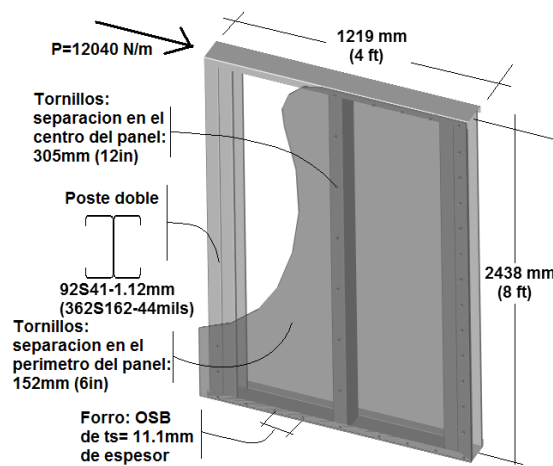


Figura 5 Panel utilizado en la prueba experimental por Rogers et al (2004)

Calculo de la resistencia lateral del panel bajo falla del forro

Paso 1. Calcular el momento polar de inercia, J , del grupo de tornillos, y el momento M_o basado en las ecuaciones (15) y (16), respectivamente.

$$J = \sum_{i=1}^{n_c} (x_{C_i}^2 + y_{C_i}^2) = 5.137 \times 10^7 \text{ mm}^2$$

$$M_o = P_x e_y^{(0)} = 1 \times 1219 = 1219 \text{ mm}$$

Paso 2. Calcular de la distancia entre el centro de rotación instantánea y el centro de rotación elástico, y cálculo de la excentricidad de la fuerza unitaria aplicada al panel, con respecto al centro instantáneo de rotación, basado en las ecuaciones (17) y (18), respectivamente,

$$\delta_y = \frac{P_x J}{n_c M_o} = \frac{1 \times 5.137 \times 10^7}{50 \times 1219} = 842.82 \text{ mm}$$

$$e_y = e_y^{(0)} + \delta_y = 1219 + 842.82 = 2061.82 \text{ mm}$$

Evaluar el momento asociado con la fuerza unitaria aplicada, de acuerdo con la ecuación (19),

$$M_p = P_x e_y = 1 \times 2061.82 = 2061.82 \text{ mm}$$

Paso 3. Calcular la distancia entre cada tornillo y el centro instantáneo de rotación, basado en las ecuaciones (20) y (21), respectivamente. Asimismo, calcular el momento asociado con la resistencia de los tornillos utilizando la ecuación (22). Los resultados de las ecuaciones (20) y (21) no se muestran ya que son vectores.

$$M = 0.93 \sum_{i=1}^{n_c} d_i = 0.93 \sum_{i=1}^{50} d_i = 53992 \text{ mm}$$

Paso 4. Calcular el coeficiente de reducción de la resistencia utilizando la ecuación (23)

$$C_u = \frac{M}{M_p} = \frac{53992}{2061.82} = 26.186$$

Paso 5. Calcular la resistencia menor o de falla de una conexión forro-marco metálico, basada en la resistencia de aplastamiento del forro, aplastamiento del poste, y cortante en el tornillo.

Aplastamiento del forro: $B_{r-\text{forro}} = 3.0 \cdot t_S \cdot d_C \cdot F_{u-\text{forro}} = 3.0 \times 11.1 \times 4.064 \times 4.0 = 541.32N$ (AISI, 2001)

Aplastamiento del poste: $B_{r-\text{poste}} = 3.0 \cdot t_F \cdot d_C \cdot F_u = 3 \times 1.12 \times 4.064 \times 344 = 4687N$ (AISI, 2001)

Cortante del tornillo $V_{r-\text{tornillo}} = 3256N$ (SSMA, 2001)

$$V = \min\{B_{r-\text{forro}}, B_{r-\text{poste}}, V_{r-\text{tornillo}}\} = 541.32N$$

Paso 6. Calcular la resistencia lateral del forro utilizando las ecuaciones (12) y (13),

$$\eta = \sqrt{8 - \frac{h}{l}} - 1.45 = \sqrt{8 - \frac{2438}{1219}} - 1.45 = 1.0$$

$$P_S = C_u V_r \eta = 26.186 \times 541.32 \times 1.0 = 14175N$$

Paso 7. Calcular los factores de reducción de la rigidez del forro, de acuerdo con las ecuaciones (10) y (11),

$$\alpha_V = \left(\frac{C_u}{3.3 \cdot n_f} \right)^{1.8} \cdot \left(\frac{6in}{s_C} \right) = \left(\frac{26.186}{3.3 \cdot 50} \right)^{1.8} \cdot \left(\frac{6in}{6in} \right) = 0.036$$

$$\alpha_B = \left(\frac{6}{C_u} \right)^2 \cdot \left(\frac{6in}{s_C} \right)^{1.3 \cdot n_f} = \left(\frac{6}{26.186} \right)^2 \cdot \left(\frac{6in}{6in} \right)^{1.3 \cdot 50} = 0.045$$

Tal como se puede observar en la Figura 5, el panel en sus extremos tiene doble poste, conectado espalda con espalda, y el poste intermedio es tipo C, por lo que la rigidez del panel puede calcularse con la ecuación (4),

$$K_F = \sum_{studs} \frac{3E_F I_F}{h^3} = 2 \left(\frac{3 \times 203000 \times 1.816 \times 10^5}{2438^3} \right) + \left(\frac{3 \times 203000 \times 5.124 \times 10^4}{2438^3} \right) = 17.42 \text{ N/mm}$$

Después, se deberá calcular la rigidez del forro, basado en la ecuación (8),

$$A_S = t_S l = 11.1 \times 1219 = 13531 \text{ mm}^2$$

$$I_S = \frac{t_S l^3}{12} = \frac{11.1 \times 1219^3}{12} = 1.676 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$K_S = \frac{G_S A_S}{1.2h} \alpha_V + \frac{3E_S I_S}{h^3} \alpha_B = \frac{925 \times 13531}{1.2 \times 2438} 0.036 + \frac{3 \times 9917 \times 1.676 \times 10^9}{2438^3} 0.053 = 336.31 \text{ N/mm}$$

Paso 8. Evaluar la resistencia lateral del panel, basado en la falla del forro, se calcular con la ecuación (7),

$$P_R = \left(1 + \frac{K_f}{K_S} \right) P_S = \left(1 + \frac{17.42}{336.31} \right) 14175 = 14908 \text{ N}$$

Si dividimos este resultado entre la longitud del panel, tenemos: 12223 N/m

Calculo de la resistencia lateral del panel bajo falla del marco

Para evaluar la resistencia lateral del panel considerando la falla del marco, primeramente se deber calcular la resistencia a compresión del los postes metálicos de extremo. Los postes de extremo son dos postes 920S41-1.11mm (362S162-44) unidos espalda con espalda. Entonces, basados en la recomendación de Telue y Mahendran (2001), los factores de longitud efectiva que e utilizaron en el cálculo son: $K_x = 0.75$, $K_y = 0.10$ y $K_t = 0.20$ los cuales corresponden a las longitudes $L_x = L_y = L_t = 2438\text{mm}$, respectivamente. Entonces, se calculo la resistencia de los postes basada en el estándar CSA S136-01 (2002), donde la resistencia nominal a compresión es de $P_n = 71.166 \text{ kN}$, lo que arroja una resistencia lateral del panel de:

$$P_{fc} = \frac{l}{h} P_n = \frac{1219}{2438} 71166 = 35583 \text{ N}$$

Ya que la resistencia por falla del marco es mayor a la resistencia por falla del forro, $P_{fc} > 14908 \text{ N}$, la falla que gobernara el comportamiento del panel es la falla del forro.

La deformación lateral del panel asociada a la falla del forro se calcula con la ecuación (26),

$$\Delta = \frac{P_R}{K_F + K_S} = \frac{14908}{17.42 + 336.31} = 42.1 \text{ mm}$$

En los resultados experimentales reportados por Rogers et al (2004), y que muestran en la Tabla 1, se obtuvo una resistencia lateral del panel de 12040 N/m y la deformación no fue calculada. Entonces, comparando los resultados obtenidos con el resultado experimental, tenemos

$$\text{Relación de resistencia} = \frac{12223}{12040} = 1.015$$

COMPARACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES CON RELTADOS CALCULADOS

Para validar la precisión del método propuesto se utilizaron resultados experimentales disponibles en la literatura para paneles de cortante probados bajo carga lateral. Sin embargo, las propiedades de los materiales utilizados en los experimentos pueden variar de las propiedades teóricas utilizadas en este estudio, ya que en los referidos no fueron reportadas las propiedades mecánicas de los materiales utilizados. Entonces, el

esfuerzo de fluencia y el modulo elástico del ARF de los postes, utilizado en el cálculo, es de 230MPa (2345 kg/cm²), y 203000MPa (2070000 kg/cm²), respectivamente. El forro de cartón de yeso tiene un modulo de elasticidad y modulo de cortante de 1290MPa (13154 kg/cm²) según GA-235-01 (2002) y 561MPa (5700 kg/cm²), respectivamente. Asimismo, según estudios experimentales, realizados por Lee (1999), este material tiene una resistencia en las conexiones al aplastamiento de Br=228N (23.25kg). El modulo de elasticidad de la madera (OSB) es de 9917MPa (101125 kg/cm²), y el modulo de elasticidad al cortante es de 925MPa (9432 kg/cm²) según OSB (1995). Las hojas de cemento tienen una resistencia en las conexiones de 403 N (41.1 kg), un modulo elástico de 4213 MPa (42961kg/cm²), y un modulo elástico de cortante de 1832 MPa (18681 kg/cm²) según CCMC (2007).

En la Tabla 1 se presenta la comparación de la resistencia de paneles de cortante; se incluyen las resistencias publicadas por el Estándar Cold-Formed Steel Framing-Lateral Design publicado por el AISI (2004) para paneles ligeros. La longitud y altura del panel es de 1219 mm y 2438 mm, respectivamente. La designación del poste metálico que se utilizara es 89S41, donde el peralte es de 89mm y patín es de 41mm de ancho, (350S162) con cuatro espesores estándar diferentes: 0.838 mm (33 mils), 1.092 mm (43 mils), 1.372 mm (54 mils), and 1.727 mm (68 mils), además, en el los extremos del panel se utilizaran postes dobles. El forro es de madera con fibras orientadas (OSB según sus siglas en ingles) colocado en una sola cara, y se sujeta al marco metálico con tornillos autorroscantes No. 8, y No. 10 espaciados a 305mm en la zona del panel y separaciones diferentes en el perímetro del panel: 51 mm, 76 mm, 102 mm, y 152 mm. En la Tabla 1 también se muestra que la resistencia calculada del panel está gobernada por la resistencia de los forros en todos los casos, y también se observa una buena correlación entre la resistencia lateral de los paneles obtenidas de resultados experimentales y presentados por el AISI (2004) y las resistencias obtenidas con el método propuesto.

Tabla 1. Comparación de resultados del AISI (2004) y resultados obtenidos.

Descripción del panel	Tamaño del tornillo	Espesor del poste mm (mils)	Separación de los tornillos mm	Resistencia lateral kN/m				
				AISI [1]	Calculada		Relación Calculada / AISI	
					Falla del forro	Falla del poste		
Forro en un lado de OSB de 11.1mm, Poste metálico 89S41mm (350S162). Alto y largo del panel: 1219mm, 2438mm. Alto y largo del forro: 1219mm, 2438mm	No. 8 (4.06 mm)	0.838 (33)	152.4	10.22	12.12	21.17	1.19	
			101.6	13.35	17.88		1.34	
		1.092 (43)	152.4	12.04	12.23	29.88	1.02	
			101.6	18.02	18.02		1.00	
			76.2	22.55	23.77		1.05	
			50.8	30.06	35.26		1.17	
		1.372 (54)	152.4	13.72	12.38	39.59	0.90	
			101.6	20.58	18.17		0.88	
			76.2	25.69	23.93		0.93	
		No.10 (4.83 mm)	1.727 (68)	152.4	17.98	14.88	52.3	0.83
				101.6	26.97	21.76		0.81
				76.2	33.71	28.61		0.85
	50.8			44.95	42.27	0.94		
	Promedio							1.00
	Desviación estándar							0.15

En la Tabla 2 se muestra la comparación de resultados obtenidos con el método propuesto y resultados experimentales obtenidos por Serrette et al (2002). Las dimensiones del panel son 1219 mm por 2438 mm de largo por altura, respectivamente. Se utilizó un forro de madera (OSB) en uno y ambos lados del panel, sujeto con tornillos autorroscantes No. 8 y No. 10. Los tornillos autorroscantes se colocaron a 51 mm en el perímetro del panel y a 305 mm en el centro del panel. Se utilizaron postes 350S162 (89S41) con un espesor de 1.37mm (54 mils) y 1.73mm (68 mils), con esfuerzo de fluencia de 407MPa (4150kg/cm²) y 386MPa (3936kg/cm²), respectivamente. Los postes se colocaron con una separación de 610 mm, y en el extremo del panel se colocaron postes dobles de acuerdo con las prácticas de construcción. Los resultados experimentales de la Tabla 2, fueron obtenidos de dos especímenes probados bajo el protocolo de pruebas cíclicas reversibles. Para los dos casos del panel que tienen forro solamente en un lado, su resistencia está gobernada por la falla del forro, mientras que los paneles que tienen forro en ambos lados su resistencia está gobernada por falla del poste metálico. En todos los casos las resistencias calculadas con el método propuesto tienen una buena correlación con los resultados experimentales, tal como se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2. Comparación de resultados experimentales (Serrette et al, 2002) y resultados obtenidos.

Descripción del panel	Tornillos No.	Espesor del poste mm (mils)	Resistencia lateral, kN/m			
			Serrette (2000)	Calculada		Relación <u>Serrette</u> / <u>Calculada</u>
				Falla del panel	Falla del poste	
Forro de OSB en un lado de 11.1 mm, Poste metálico . Tornillos a 51mm y 305mm	8	1.37 -54	34.38	34.98	57.83	1.02
	10	1.73 -68	44.96	41.61	74.21	0.93
Forro de OSB en dos lados de 11.1 mm, Poste metálico . Tornillos a 51mm y 305mm	8	1.37 -54	60.96	69.51	60.49	0.99
	10	1.73 -68	76.53	82.58	77.39	1.01
Promedio						0.99
Desviación estándar						0.05

En la Tabla 3 se muestra la comparación de resultados obtenidos con el método propuesto y resultados experimentales obtenidos por Fulop y Dubina (2004). En este caso el forro de madera (OSB) se utilizó solamente en un lado del panel, asimismo, los postes metálicos se colocaron con una separación de 610mm entre ellos. Sin embargo, a diferencia de la mayoría de las pruebas que se realizan en laboratorio donde los paneles tienen una longitud de 1219mm o 2438mm, en este caso los paneles tuvieron una longitud de 3600mm y 2400mm de altura. La resistencia lateral se obtuvo de un espécimen.

En la Tabla 4 se muestra la comparación de resultados obtenidos con el método propuesto y resultados experimentales obtenidos por Serrette y Ogunfunmi (1996). La longitud y altura del panel de cortante es de 2438 mm y 2438 mm, respectivamente. El forro de cartón de yeso se atornilló en ambos lados del marco metálico. Los postes metálicos que se utilizaron son tipo 150S32 (600S125) con un espesor de 0.88 mm (33 mils), y se colocaron con una separación de 310mm entre ellos. Los forros se atornillaron al marco con tornillos del No. 6. La resistencia lateral experimental se obtuvo de cuatro especímenes.

Tabla 3. Comparación de resultados experimentales (Fulop y Dubina, 2004) y resultados obtenidos.

Tornillos mm	Resistencia lateral, kN/m				Deformación lateral, mm		
	Fulop y Dubina (2004)	Calculada		Relación <u>F. y D</u>	Fulop y Dubina (2004)	Calculada	Relación
		Falla del panel	Falla del poste	Calculada			<u>F. y D</u> Calculada
4.2	21.88	19.53	47.66	0.89	42.85	44.16	1.03

Tabla 4. Comparación de resultados experimentales (Serrette y Ogunfunmi, K., 1996) y resultados obtenidos.

Tornillos No.	Resistencia lateral, kN/m				Deformación lateral, mm		
	Serrette (1996)	Calculada		Relación <u>Serrette</u>	Serrette (1996)	Calculada	Relación
		Falla del panel	Falla del poste	Calculada			<u>Serrette</u> Calculada
6	10.93	10.97	23.46	1	40	37.1	0.93

Aplicando el método propuesto para el cálculo de la resistencia de paneles ligeros de cortante, se realizó el análisis de un panel ligero con forros de hojas de cemento. La longitud y altura del panel es 1219mm x 2438mm, respectivamente, con postes metálicos tipo 89S41 (350S162) de 1.092 mm (43 mils) de espesor. El forro es colocado solamente en un lado del panel, y se sujeta al marco con tornillos No. 8 a cada 152mm en el perímetro del panel y a cada 305 mm en el resto del panel. Con estos datos se obtuvieron los siguientes resultados: resistencia lateral del panel = 10964 N, deformación lateral = 23.9mm. Sin embargo, estos resultados no pueden ser comparados con resultados experimentales, ya que en la literatura no se encontraron resultados de pruebas experimentales de paneles, de la resistencia lateral de diseño para este tipo de paneles. Por otro lado, comparando estos resultados con los obtenidos para los forros de madera o cartón de yeso por ejemplo, se puede observar que las hojas de cemento tienen una rigidez mayor, pero una resistencia menor a la madera, debido a la menor resistencia de sus conexiones.

CONCLUSIONES

Los paneles de cortante construidos con forros de madera se utilizan comúnmente en países como Estados Unidos de Norteamérica, Canadá, y algunos países de Europa, sin embargo en México los materiales más utilizados son las hojas de cartón de yeso y las hojas de cemento. Entonces, cuando el ingeniero estructurista quiere diseñar una estructura de ARF con este tipo de sistema debe utilizar las tablas de diseño disponibles como las del AISI (2004), lo cual limita el diseño del panel a los materiales, y configuraciones de los paneles que se incluyen en estos documentos. Por lo tanto, es urgente el implemento de un método práctico en los estándares de diseño, el cual pueda ser utilizado por el ingeniero estructurista de forma práctica y confiable, para calcular la resistencia lateral de los paneles así como su deformación lateral. El método presentado en este artículo es práctico y versátil ya que puede utilizarse con paneles de diferentes características, tales como, tipos de forros, tipo de poste, tipo de tornillo y separación, y dimensiones del panel. Los resultados obtenidos con el método propuesto son congruentes con resultados experimentales, obtenidos por diferentes investigadores.

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer al Ing. Job Martinez M. de la empresa MM Engineers SC por la ayuda proporcionada en la preparación de este artículo.

REFERENCIAS

AISC (2005), "**Specification for structural steel buildings**", American Institute of Steel Construction; ANSI/AISC 360-05.

AISI (2004), "**Standard for Cold-Formed Steel Framing-Lateral Design**", American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

AISI RG-9804 (1998), "**Shear Wall Design Guide**", American Iron and Steel Institute, Technical Data RG-9804, Washington, DC.

Brandt, G. D. (1982), "**Rapid Determination of Ultimate Strength of Eccentrically Loaded Bolt Groups**", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction; Second quarter 1982.

CCMC (2007), "**Durock® Cement board. Evaluation Report. National Research Council of Canada**", Mississauga, Ontario, Canada, Report 10788-R.

Fulop, L., Dubina, D. (2004a), "**Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading Part I: Experimental research**", Thin-Walled Structures, 2004; 42:321-338.

Fulop, L., Dubina, D. (2004b), "**Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading Part II: Numerical modelling and performance analysis**", Thin-Walled Structures, 2004; 42:339-349.

Gad, E.F., Chandler, A. M., Duffield, C.F., Stark, G. (1999), "**Lateral Behaviour of Plasterboard-Clad residential Steel Frames**". Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers; January 1999: 32-39.

GA-235-01 (2002), "**Gypsum Board Typical Mechanical and Physical Properties**", Gypsum Association, Report GA-235-01, Washington, DC.

Lee, Y.K. (1999), "**Behavior of Gypsum-Sheathed Cold-Formed Steel Wall Stud Panels**" Oregon State University, PhD Thesis.

OSB (1995), "**OSB Design Manual, Design Rated Oriented Strand Board**", Structural Board Association, Willowdale, ON.

Rogers, C. A., Branston, A. E., Boudreault, F. A., Chen, C. Y. (2004), "**Steel Frame / Wood Panel Shear Walls: Preliminary Design Information for Use with the 2005 NBCC**", In: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC.

S136-01 (2001), "**North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members**", Canadian Standards Association, S136-01; September 2002.

Serrette, R. L., Ogunfunmi, K. (1996), "**Shear Resistance of Gypsum-Sheathed Light-Gauge Steel Stud Walls**", Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers; April 1996:383-389.

Serrette, R. L., Morgan, K. A., Sorhouet, M. A. (2002), "**Performance of Cold-Formed Steel-Framed Shear Walls: Alternative Configurations**", Santa Clara University, Final Report LGSRG-06-02; 2002.

SSMA (2001), "**Product technical information. Steel Stud Manufacturers Association**", Report ICBO ER-4943P. Retrieved from <http://www.ssma.com>; January 2004.

Telue, Y.K., Mahendran, M., (2001), "**Behaviour of cold-formed steel wall frames lined with plasterboard**" Journal of Constructional Steel Research, 2001; 57:435-452.

