

ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA SÍSMICA DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PREFABRICADO DE BAJO PESO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS*

ANALYSIS OF THE SEISMIC RESISTANCE OF A LOW-WEIGHT PREFABRICATED STRUCTURAL SYSTEM FOR HOME BUILDING

*Daniel Mauricio Ruiz Valencia***

*Ángela María Ochoa Sánchez****

*Germán Daniel Castillo Castillo*****

*Andrés Leonardo Robles Romero******

Resumen: cerca del 75% de las muertes atribuidas a terremotos en Colombia fueron causadas por el colapso de edificaciones de gran peso. Debido a esto, es necesario estudiar nuevas alternativas tecnológicas de sistemas estructurales para viviendas de un piso que sean capaces de soportar las fuerzas sísmicas. Estos nuevos sistemas estructurales deben ser resistentes, durables, livianos y con costos no muy elevados. Una empresa colombiana desarrolló un sistema prefabricado conformado por paneles autoportantes (espuma y láminas colaborantes de acero), que se ha utilizado para elementos no estructurales. Sin embargo, el bajo peso de los paneles y la alta resistencia de las láminas de acero

* *Fecha de recepción: 17 de mayo de 2007. Fecha de aceptación para publicación: 13 de julio de 2007. Este artículo se deriva del proyecto de investigación Evaluación de la resistencia sísmica de un sistema estructural prefabricado de bajo peso para la construcción de viviendas, financiado por la Pontificia Universidad Javeriana.*

** *Ingeniero civil y magíster en Ingeniería civil, Universidad de los Andes, Colombia. Profesor asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia. Correo electrónico: daniel.ruiz@javeriana.edu.co*

*** *Arquitecta, Universidad del Valle, Colombia. Jefe comercial, Metecno de Colombia, Bogotá, Colombia. Correo electrónico: aochoa@metcol.com*

**** *Ingeniero civil, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia. Correo electrónico: gcastillo@javeriana.edu.co*

***** *Ingeniero civil, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia. Correo electrónico: a.robles@javeriana.edu.co*

sugieren que el sistema pueda ser usado como sistema estructural de casas de un piso. Por esto se desarrolló un programa de investigación en universidades colombianas, para evaluar la resistencia sísmica del sistema prefabricado y la resistencia y la ductilidad del sistema y sus componentes. Adicionalmente, se construyeron modelos tridimensionales por medio de elementos finitos de viviendas de un piso para estudiar los esfuerzos y los desplazamientos generados por las cargas sísmicas del código colombiano de diseño y construcción sismorresistente y comparar estos esfuerzos y fuerzas con las determinadas experimentalmente. De acuerdo con los resultados, el sistema estructural tiene un excelente comportamiento, debido principalmente a su bajo peso y alta rigidez relativa.

Palabras clave: construcciones prefabricadas, construcciones antisísmicas, estructuras resistentes a los terremotos, estructuras ligeras.

Abstract: Near of the 75% of the attributed deaths to earthquakes in Colombia, were caused by the collapse of heavy constructions. That's why it is necessary to study new technological alternatives in structural systems for houses of one story, that are able to support the seismic forces. These new structural systems must be resistant, durable, light and with low costs. A Colombian enterprise has developed a prefabricated system conformed by self-supporting panels (foam and coworkers-laminae of steel) that has been used for non-structural elements. Nevertheless the low weight of the panels and the high resistance of its the coworkers-laminae of steel, have suggested that this system could be the structural system of one story houses. For the previous reasons, a research program was developed in Colombian universities to evaluate the seismic behavior of the prefabricated system. The experimental program included standard test for evaluate the strength and ductility of the system and its components. Additionally, a three dimensional finite element model of one story house was developed to study the stresses and displacements caused by the seismic loads established in the Colombian code for earthquake design and construction. This stresses and forces were compared with the ones determined experimentally. In agreement with the results, the structural system would have an excellent behavior to seismic loads due to his low weight and high resistance.

Key words: Construction prefabricada, earthquakes and building, earthquake resistant structures, light weight structures.

1. ANTECEDENTES

La aparición en el mercado colombiano de la empresa Metecno de Colombia, en 1999, constituyó una alternativa con respecto a la innovación en sistemas constructivos prefabricados para la producción en serie de unidades de vivienda de bajo peso y costo. El sistema estructural está basado en la disposición de paneles en muros y cubiertas, compuestos por láminas delgadas de acero con poliuretano en su interior.

Desde su introducción en el mercado colombiano, la empresa ha estado adelantando estudios para certificar estructuralmente el sistema y hacer las adecuaciones para un adecuado desempeño, teniendo como base las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismorresistente (AIS, 1998). Se han realizado diversos estudios experimentales para caracterizar los paneles, que se han utilizado principalmente para cubiertas y fachadas (bodegas, galpones, construcciones industriales, talleres, hangares, aeropuertos, estaciones de servicio, oficinas, centros comerciales, grandes almacenes, supermercados, escuelas, colegios, centros de salud, cuartos frigoríficos, cámaras de congelación, entre otros), campamentos tipo petrolero, contenedores desarmables, centros de salud, cuartos fríos, cámaras de atmósfera controlada. En la Figura 1 se presentan imágenes de aplicaciones actuales del sistema en acabados, cerramientos y viviendas para atención de emergencias.

Figura 1. Ejemplos de aplicaciones del sistema prefabricado



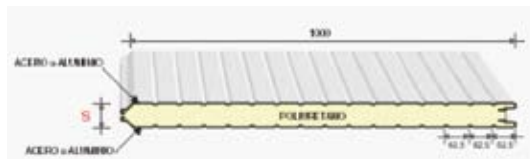
Fuente: presentación propia de los autores.

No obstante, el sistema no se ha utilizado en Colombia para la construcción de viviendas de uno o dos pisos; por esto se pretende estudiar su viabilidad como solución estructural a viviendas para estratos socioeconómicos bajos en el país.

2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

El sistema emplea paneles tipo sándwich (poliuretano expandido dentro de lámina metálica), remates de acero y cubierta también en paneles tipo sándwich. En las figuras 2 y 3 se detallan el panel de muro y el panel de cubierta, respectivamente (Metecno, 2005).

Figura 2. Panel para muro (*Monowall*)



Fuente: presentación propia de los autores.

Figura 3. Panel para cubierta (*Techmet*)

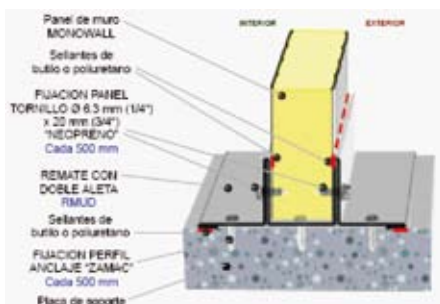


Fuente: presentación propia de los autores.

Es importante anotar que la espuma rígida de poliuretano es un aislante térmico y acústico en todos los climas y condiciones atmosféricas, lo cual permite que los paneles tengan una buena relación entre el espesor y el aislamiento térmico y acústico. Asimismo, es importante mencionar que estas características de aislamiento se verificaron a través de estudios técnicos reportados en Metecno (2000).

Por otro lado, el concreto es utilizado únicamente en la etapa de cimentación para fundir una placa con un espesor que oscila entre 10 y 15 centímetros (cm) con refuerzo de malla electrosoldada, pero depende de los requerimientos estructurales. Los remates de acero que sirven de transición entre los paneles y la placa de cimentación están anclados mediante pernos de expansión a la losa de concreto que sirve de cimentación (Figura 4). Asimismo, la unión entre los paneles y los remates se realiza mediante tornillos de 6 milímetros (mm) de diámetro de alta resistencia.

Figura 4. Detalle del anclaje del panel a la placa de cimentación

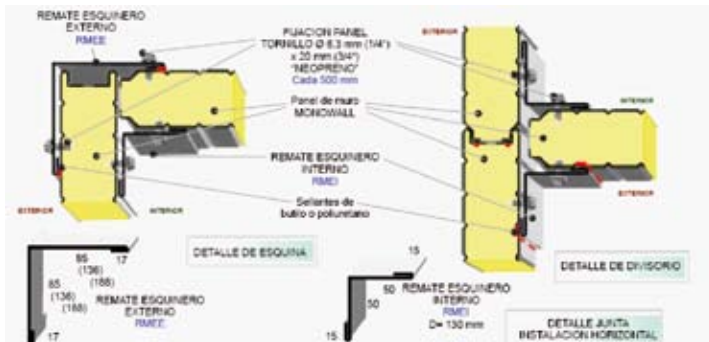


Fuente: presentación propia de los autores.

En la Figura 5 se presentan los detalles de la unión entre los muros esquineros y los muros interiores, que se realiza mediante tornillos de fijación de $\frac{1}{4}$ " de diámetro.

Por otro lado, el peso de los paneles y de las placas de cubierta que conforman el sistema oscila entre 6 kg/m^2 y 12 kg/m^2 . Si se comparan los anteriores valores con el peso de un muro de mampostería hueca (130 kg/m^2 , casi once veces más pesado), es claro que el sistema de muros es muy liviano. Al considerar simultáneamente el bajo peso y las características constructivas del sistema, es de esperarse que edificaciones de un piso, construidas con los paneles, pueda presentar un buen comportamiento sísmico.

Figura 5. Detalle de la unión entre los muros



Fuente: presentación propia de los autores.

Sin embargo, para que un sistema constructivo cuyos materiales no estén contemplados en la Norma Sismorresistente (AIS, 1998) pueda ser utilizado en Colombia debe ser sometido a la aprobación por parte de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismorresistentes. A este ente se le deben entregar, entre otros aspectos, toda la información experimental y analítica que permita constatar que el sistema es apropiado para zonas de amenaza sísmica intermedia o alta.

Para realizar un aporte en este sentido, este documento presenta un resumen de las diferentes pruebas que se han realizado sobre los paneles en Laboratorios de Ingeniería Civil en la Pontificia Universidad Javeriana y en la Universidad de los Andes. Asimismo, se presentan los resultados y la descripción de los modelos numéricos implementados a través del método de los elementos finitos que demuestran la viabilidad del sistema para viviendas sismorresistentes de un piso.

3. ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el fin de evaluar el sistema estructural, se llevó a cabo una caracterización basada en ensayos mecánicos de resistencia (evaluación de tipo experimental), que incluyó pruebas de laboratorio sobre probetas pequeñas y sobre los paneles. En la Tabla 1 se presentan los ensayos

efectuados y las normas que se usaron para llevar a cabo las pruebas (Icontec, 2005; ASTM, 1998). Los ensayos de la columna de la derecha se realizaron en el Laboratorio de Resistencia de Materiales de la Pontificia Universidad Javeriana, y los de la izquierda en los laboratorios del Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles (CIMOC), de la Universidad de los Andes, contratados por Metecno (2000).

Tabla 1. Ensayos de caracterización del sistema de evaluado

Ensayo	Norma	2000 CIMOC	2004 a 2006 Javeriana
Densidad	ASTM C271	X	X
Cortante con poliuretano	ASTM C273	X	X
Compresión perpendicular	ASTM C365	X	X
Compresión paralela	ASTM C364	X	X
Corte en tornillos de fijación	...	X	X
Resistencia al corte y extracción en anclajes ZAMAC	...	X	X
Carga horizontal	ASTM E72	X	
Flexión en <i>Monowall</i>	ASTM E393	X	X
Flexión en <i>Techmet</i>	ASTM E393	X	X
Tracción diagonal	ASTM E519	X	X
Tensión en platinas de acero	NTC 2	X	...

Fuente: presentación propia de los autores.

A continuación se detallan los resultados de todos los ensayos efectuados en 2000 en el CIMOC y desde 2004 a 2006 en el laboratorio de la Pontificia Universidad Javeriana.

3.1 CORTANTE EN EL PANEL (POLIURETANO)

Este ensayo se elaboró con probetas de tamaño reducido. Se ensayaron probetas con anchos de 200 mm y longitudes de 400 y 650 mm y espesor de 50 mm. El esquema del ensayo, así como la falla típica presentada se muestra en la Figura 6a. En esta prueba se tiene que garantizar que se apliquen dos cargas puntuales y la falla ideal aparece en las inmediaciones de los apoyos de la probeta (Figura 6b).

Figura 6a. Montaje del ensayo de corte en probetas

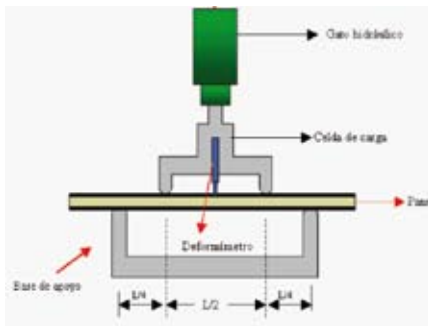


Figura 6b. Ensayo de corte en probetas: falla por corte en el poliuretano



Fuente: presentación propia de los autores.

Por otra parte, en la Tabla 2 se muestra un resumen de los resultados obtenidos en las pruebas efectuadas.

Tabla 2. Resultados de resistencia al corte en el poliuretano

Probeta	Esfuerzo cortante resistente del poliuretano (kPa)
1	132,5
2	160,0
3	130,5
4	147,8
5	100,9
6	92,8
7	97,9
8	232,4
9	239,6
10	254,8

Fuente: presentación propia de los autores.

3.2 COMPRESIÓN PERPENDICULAR

Este ensayo se llevó a cabo con probetas de tamaño reducido en forma de cubos con aristas de 50 mm. La probeta se dispuso de manera que las láminas de acero estuvieran en posición horizontal y perpendicular con respecto al sentido de aplicación de la carga. El esquema del ensayo se muestra en la Figura 7. En la misma figura se muestra el estado de algunas probetas después del ensayo.

La norma ASTM C365 exige la medición continua de la carga de compresión y la deformación de la probeta, al igual que sus dimensiones iniciales. Tal como se estipula en la norma técnica de referencia, el esfuerzo de fluencia se calcula con base en el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 10%. Mediante el cálculo de la pendiente de la recta secante desde el origen hasta el punto del 2% de la deformación unitaria se obtiene el módulo de elasticidad a compresión. En la Tabla 3 se muestra el resumen de los resultados.

Figura 7a. Montaje del ensayo de compresión perpendicular

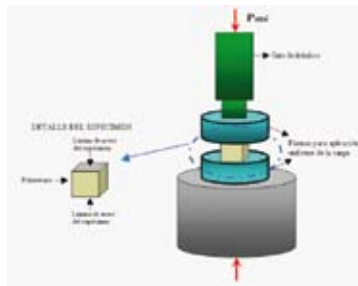


Figura 7b. Probeta aplastada en el ensayo de compresión perpendicular

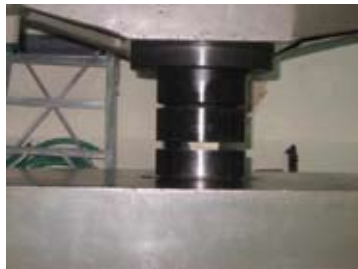


Figura 7c. Comparación del estado inicial de las probetas en el ensayo de compresión perpendicular y después de las pruebas



Fuente: presentación propia de los autores.

Tabla 3. Resultados de resistencia a la compresión perpendicular a las láminas de acero

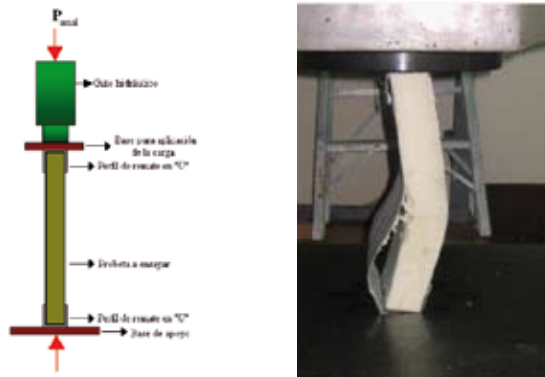
Probeta	Resistencia a la compresión para una deformación de 10% (MPa)	Módulo de elasticidad calculado para una deformación de 2% (MPa)
1	44,9	239,0
2	37,2	234,4
3	30,1	183,5
4	11,3	374,4
5	11,5	277,1
6	14,6	464,4
7	10,9	407,4

Fuente: presentación propia de los autores.

3.3 COMPRESIÓN PARALELA

En este ensayo se busca establecer el máximo esfuerzo de compresión que soporta un panel, de forma tal que se genere una falla por pandeo local o general. En la Figura 8 se puede apreciar el esquema del montaje y la falla típica. El experimento consiste en aplicar una carga distribuida de compresión sobre un espécimen con espesor de 50 mm, ancho de 200 mm y altura de 400 mm. Con la carga máxima a la compresión que soporta cada probeta y el área transversal se obtiene el esfuerzo máximo resistente a la compresión en la dirección establecida. En la Tabla 4 se resumen los resultados obtenidos para cada una de las probetas ensayadas.

Figura 8. Esquema del ensayo de compresión paralela en probetas



Fuente: presentación propia de los autores.

Tabla 4. Esfuerzo máximo de pandeo para las probetas ensayadas

Probeta	Esfuerzo cortante resistente del poliuretano (kPa)
1	509,7
2	305,8
3	642,2
4	389,4
5	370,0
6	360,9

Fuente: presentación propia de los autores.

3.4 TENSIÓN EN PLATINAS DE ACERO

Teniendo en cuenta las especificaciones de la norma NTC 2, se realizaron pruebas de tracción sobre platinas extraídas de las láminas colaborantes de acero. En la Figura 9 se muestran resultados de las pruebas efectuadas. Asimismo, en la Tabla 5 se resumen los valores de esfuerzo de fluencia y resistente.

Figura 9. Tensión de lámina de acero



Fuente: presentación propia de los autores.

Tabla 5. Esfuerzo de fluencia y esfuerzo máximo del acero que compone las láminas colaborantes

Probeta	Esfuerzo de fluencia (MPa)	Esfuerzo máximo resistente (MPa)
1	336,4	458,7
2	316,0	428,1
3	326,2	438,3
4	316,0	417,9
5	295,6	407,7
6	356,8	458,7
7	326,2	417,9
8	305,8	387,4
9	316,0	407,4

Fuente: presentación propia de los autores.

3.5 ANCLAJES Y ELEMENTOS DE CONEXIÓN

Se efectuaron ensayos sobre los tornillos y los anclajes, así como sobre los modelos representativos de las conexiones entre elementos. En la Tabla 6 se muestran los valores promedio de la resistencia a la extracción y al corte de los anclajes que unen los paneles a la placa de cimentación mediante tornillos tipo ZAMAC. En la Tabla 7 se muestran los resultados del esfuerzo cortante resistente de los pernos usados como conexión entre los paneles y entre los paneles y los remates de acero.

Tabla 6. Resistencia última a la extracción y al corte de anclajes tipo ZAMAC

Probeta	Resistencia última a la extracción (N)	Resistencia última a cortante (N)
1	3.750	6.863
2	3.842	7.031
3	3.650	6.680
4	3.702	6.775
5	3.615	6.615
Promedio μ	3.712	6.793

Fuente: presentación propia de los autores.

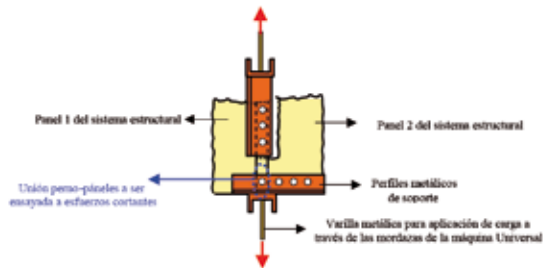
Tabla 7. Resultados obtenidos en los ensayos de corte en los tornillos de conexión ($\phi=5,5$ mm)

Probeta	Zona de falla	Tipo de falla	Esfuerzo máximo (MPa)
1	Roscada	Doble	536
2	Roscada	Doble	498
3	Roscada	Doble	522
4	Roscada	Doble	591
5	Roscada	Doble	601
6	Roscada	Doble	569
7	Roscada	Doble	590
8	Roscada	Doble	611

Fuente: presentación propia de los autores.

Asimismo, se realizó el ensayo que se bosqueja en la Figura 10a. Por medio de este montaje se evaluó directamente la resistencia de una conexión (un solo perno). Debido a la gran rigidez de los pernos de conexión, la falla se presentó por desgarramiento. El promedio de la fuerza resistente de las pruebas efectuadas en el presente estudio (tres en total) fue de 339 kg-f. En todos los casos se generó una falla como la que se presenta en la Figura 10b.

Figura 10a. Montaje del ensayo para evaluar las conexiones



Fuente: presentación propia de los autores.

Figura 10b. Falla por desgarramiento del sistema



Fuente: presentación propia de los autores.

Teniendo en cuenta los resultados anteriores, se ha recomendado que en zonas de concentración de esfuerzos (sobre todo en las esqui-

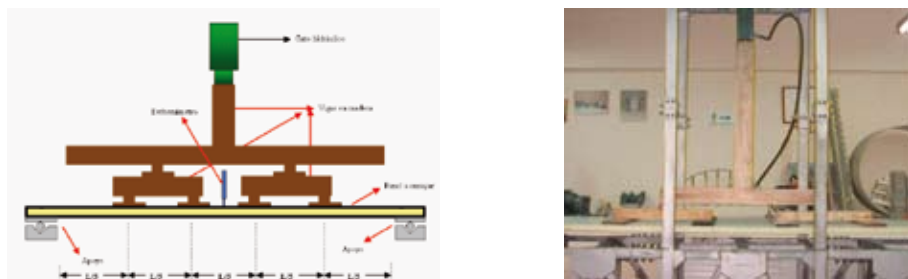
nas de los muros) se usen al menos dos tornillos que garanticen un adecuado funcionamiento del sistema y minimicen los problemas de desgarramiento de los paneles.

3.6 FLEXIÓN EN PANELES DE MURO *MONOWALL*

A través de estas pruebas se estableció la resistencia de los paneles ante cargas perpendiculares a su plano. Este ensayo se llevó a cabo con probetas de longitudes distintas (dos y tres metros) y con elementos cargados simétricamente. El ancho de cada probeta fue de 92 cm (por limitaciones del marco de carga fue necesario cortar los paneles de 1 metro). Los ensayos de flexión se realizaron para un solo espesor típico de 50 mm.

En el ensayo se aplica una carga distribuida sobre la franja central de la superficie del panel a través de un dispositivo en madera en forma de T, que transmite la carga producida por la máquina universal a dos vigas de madera que a su vez la reparten en cuatro soportes ubicados equidistantes sobre el panel. En la Figura 11 se puede observar el montaje implementado para este ensayo, que corresponde a una adaptación de la norma ASTM E 72. Durante la prueba se toman lecturas de carga y desplazamiento hasta que el panel falla por flexión para la carga máxima. Con esta última carga se determina el esfuerzo máximo resistente a flexión. Adicionalmente, con los datos registrados se obtiene el valor EI (E e I , el módulo elástico y la inercia equivalentes de la sección transversal, respectivamente).

Figura 11. Esquema del ensayo de flexión en paneles de muro *Monowall*



Fuente: presentación propia de los autores.

El cálculo del esfuerzo resistente se estimó usando la Ecuación 1, típicamente empleada en resistencia de materiales.

$$\sigma_{\max} = \frac{Mc}{I} \tag{1}$$

En esta última ecuación σ_{\max} es el esfuerzo máximo que ocurre en el punto de la sección transversal más alejado del eje neutro, M es el momento interno aplicado, c es la distancia perpendicular desde el eje neutro hasta el punto más alejado de este, e I es el momento de inercia de la sección transversal.

Con base en lo anterior en la Tabla 8 se presenta el resumen de los resultados encontrados en los ensayos para carga perpendicular al plano del muro. De la misma manera, en la Figura 12 se muestra una imagen con la falla típica de los paneles. Se puede observar que la falla ocurre por un desprendimiento de la lámina superior, sometida a compresión por efecto de la flexión.

Tabla 8. Resultados obtenidos en los experimentos de flexión sobre paneles

Probeta	Mu (N-m)	EI (N*m ²)	σ max (MPa)
1	3.675	88.082	117
2	3.815	70.620	122
3	3.712	63.430	119
4	5.034	100.052	161
5	4.066	83.022	130
6	4.338	75.896	139
7	4.197	71.926	134
8	3.978	70.588	127
9	4.912	51.811	157
10	4.235	41.063	135

Fuente: presentación propia de los autores.

Figura 12. Mecanismo de falla de los paneles a flexión



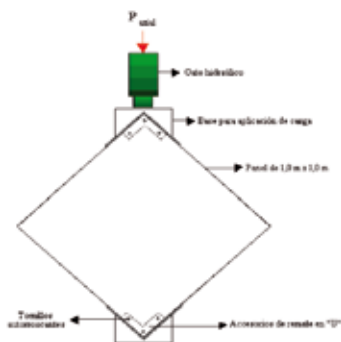
Fuente: presentación propia de los autores.

3.7 TRACCIÓN DIAGONAL

Este método de ensayo fue originalmente desarrollado para establecer la resistencia al corte de la mampostería. Sin embargo, en el presente caso fue usada para determinar el efecto del aplastamiento en las esquinas de los paneles. El ensayo consiste en aplicar carga en dirección de una de las diagonales del panel, tal como se observa en la Figura 13.

Para evaluar los resultados obtenidos en este ensayo se llevó a cabo una simulación numérica por el método de los elementos finitos en el programa SAP 2000, teniendo en cuenta la carga máxima promedio que soportaron los paneles, la cual se puede observar en la Tabla 9.

Figura 13. Esquema del ensayo de tracción diagonal



Fuente: presentación propia de los autores.

Tabla 9. Carga máxima aplicada en los ensayos de tracción diagonal

Probeta	Carga máxima aplicada (N)
1	10.526
2	12.321
3	11.919
4	13.283

Fuente: presentación propia de los autores.

En la Figura 14a se presenta el montaje simulado en el programa antes de ser ejecutado. En la Figura 14b se muestra la deformación del panel luego de ser sometido a la carga, similar a la observada luego de la realización del ensayo en el laboratorio presentada en la Figura 14c.

Figura 14a. Modelo numérico sin carga



Figura 14b. Esquema de deformación en el programa

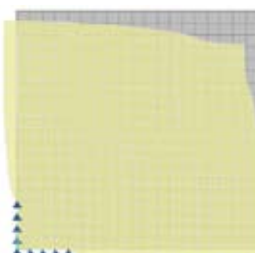


Figura 14c. Estado del panel luego del ensayo experimental



Fuente: presentación propia de los autores.

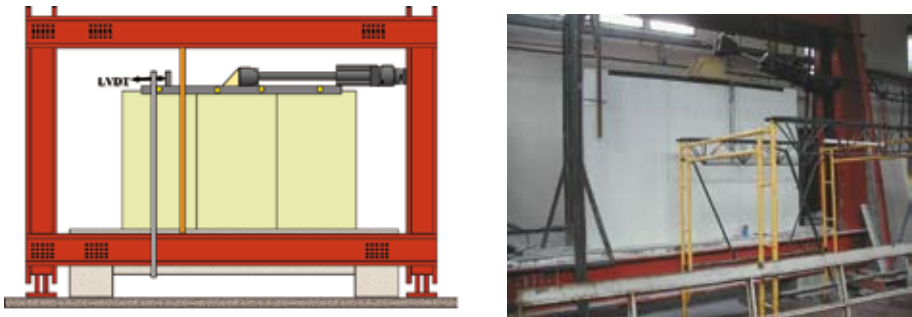
De acuerdo con la simulación numérica y con base en los resultados de laboratorio, el esfuerzo de aplastamiento en las esquinas críticas fue de 40 megapascales (MPa).

3.8 CARGA HORIZONTAL SOBRE PANELES QUE FUNCIONAN COMO MUROS

Se ejecutaron ensayos ante una carga horizontal según la norma ASTM E 72. Estas pruebas se efectuaron sobre paneles con espesor

de 50 mm y permitieron establecer la resistencia de la fijación de los paneles y la resistencia del mismo panel ante la aplicación de cargas paralelas al plano de los muros. En total, se realizaron tres ensayos sobre muros individuales de 1 m de ancho cada uno y tres ensayos sobre muros compuestos por tres paneles (3 m de ancho). Todos los muros tenían una altura de 2 m. El montaje del ensayo, así como la instrumentación implementada se muestra en el esquema de la Figura 15. De la misma manera, en la Tabla 10 se resumen los valores obtenidos para cada tipo de muro ensayado. En esta tabla se señala el número de paneles del muro, la máxima carga y la falla típica presentada.

Figura 15. Esquema del montaje de carga horizontal en muros de tres paneles



Fuente: Metecno (2000).

Tabla 10. Resumen de los principales resultados del ensayo de carga paralela al plano del muro

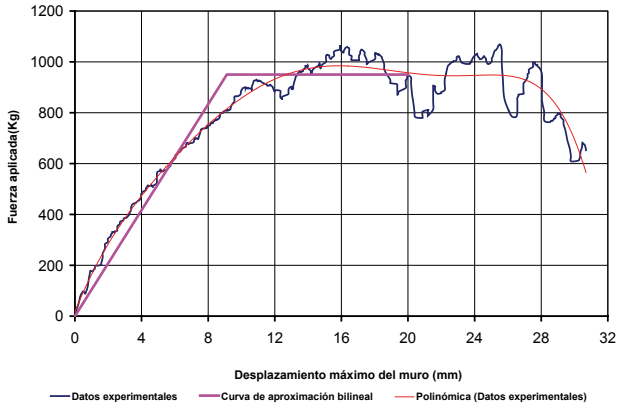
Probeta	Número de paneles que componen el muro	Ancho del muro (mm)	Espesor del muro (mm)	Carga máxima aplicada (N)	Tipo de falla
1	1	1.000	50	1.834	Falla por desgarramiento de la lámina colaborante
2	1	1.000	50	2.894	Falla por desprendimiento de los anclajes
3	1	1.000	50	4.738	Falla por desgarramiento de la lámina colaborante
4	3	3.000	50	12.076	Falla por desprendimiento de los anclajes
5	3	3.000	50	12.106	Falla por desprendimiento de los anclajes
6	3	3.000	50	11.360	Falla por desprendimiento de los anclajes

Fuente: presentación propia de los autores.

Para efectos del presente estudio y con el fin de establecer las curvas de capacidad, así como los valores de ductilidad al desplazamiento y el factor de reducción de la fuerza sísmica R , se usará la respuesta para muros de 3 m de ancho. En la Figura 16 se muestra la respuesta en cuanto a fuerza y desplazamiento de uno de dichos ensayos. También

las curvas bilineales que mejor se acomodan a la respuesta del ensayo experimental con sus respectivos valores equivalentes de fuerza resistente, desplazamiento de fluencia y desplazamiento máximo asumido para una deriva del 1% (límite establecido por la NSR 98).

Figura 16. Curva de fuerza contra el desplazamiento para un muro de tres paneles con carga horizontal paralela al plano del muro



Fuente: presentación propia de los autores.

Con base en la anterior información es posible estimar el factor R asociado con la capacidad de disipación de energía del sistema. Según el documento *Structural Response Modification Factors* (ATC-19, 1995), es necesario tener en cuenta tres factores para poder estimar el valor de R:

$$R = R_S R_\xi R_\mu \tag{2}$$

Donde:

R_S : factor de sobrerresistencia.

R_ξ : factor de amortiguamiento.

R_μ : factor de ductilidad.

El factor de sobrerresistencia R_S se fija en 1, pues se tiene en cuenta que se utilizará un modelo bilineal. Por su parte, el factor de amortiguamiento R_ξ se fijó de acuerdo con la Tabla 11. Para el presente caso se asume un valor de R_ξ igual a 1, debido a que el amortiguamiento para el espectro de diseño de la NSR-98 es del 5% con respecto al crítico.

Tabla 11. Factor de amortiguamiento R_ξ

Coefficiente de amortiguamiento con respecto al crítico (%)	R_ξ
2	0,80
5	1,00
10	1,19
15	1,39
20	1,50

Fuente: presentación propia de los autores.

Por último, el factor de ductilidad R_{μ} está asociado con la relación existente entre el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento máximo admisible o desplazamiento último. De esta manera, la ductilidad al desplazamiento está dada por la relación que expresa la Ecuación 3.

$$\mu = \frac{\mu_m}{\mu_y} \quad (3)$$

Donde:

μ_m : desplazamiento máximo permisible (de acuerdo con los límites establecidos en los códigos de diseño).

μ_y : desplazamiento máximo elástico (límite de proporcionalidad elástico de la curva fuerza contra desplazamiento).

Con base en lo anterior, se pueden establecer relaciones para estimar el factor de ductilidad R_{μ} (para sistemas elastoplásticos de un grado de libertad) en función del periodo estructural. Según ATC-19 (1995) y García (1998), los límites para R_{μ} son los siguientes:

- Para frecuencias superiores a 33 Hz (periodos inferiores a 0,03 segundos)

$$R_{\mu} = 1,0 \quad (4a)$$

- Para frecuencias entre 2 Hz y 8 Hz (periodos entre 0,12 segundos y 0,5 segundos)

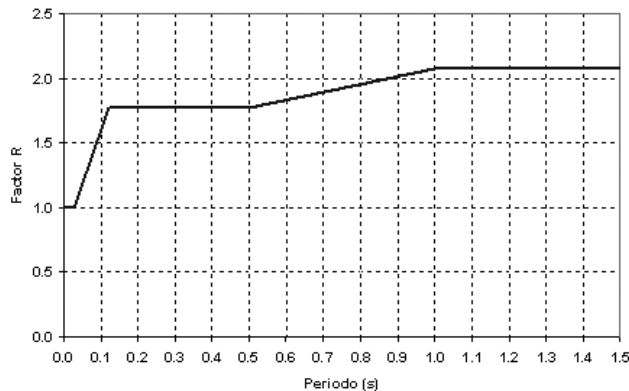
$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (4b)$$

- Para frecuencias menores a 1 Hz (periodos mayores a 1 segundos)

$$R_{\mu} = 2\mu \quad (4c)$$

Las anteriores expresiones se muestran de manera resumida en la Figura 17, basadas en una ductilidad al desplazamiento de 2,1 obtenida de los ensayos experimentales. Teniendo en cuenta que el periodo de vibración está en el orden de 0,02 segundos (véase el apartado donde se

Figura 17. Variación del factor R en función del periodo



Fuente: presentación propia de los autores.

explica el modelo numérico), el valor de R que se va a usar en el diseño será de 1. Sin embargo, es importante mencionar que este coeficiente de reducción de la fuerza sísmica varía entre 1, para edificaciones de un piso, y 1,8, para edificaciones de mayor altura.

4. MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE UNA VIVIENDA TIPO

En México y en Colombia, la empresa que fabrica el sistema estructural diseñó los espacios para una vivienda de interés social de 36 m² (Figura 18).

Figura 18. Imágenes de la vivienda y plano arquitectónico propuesto



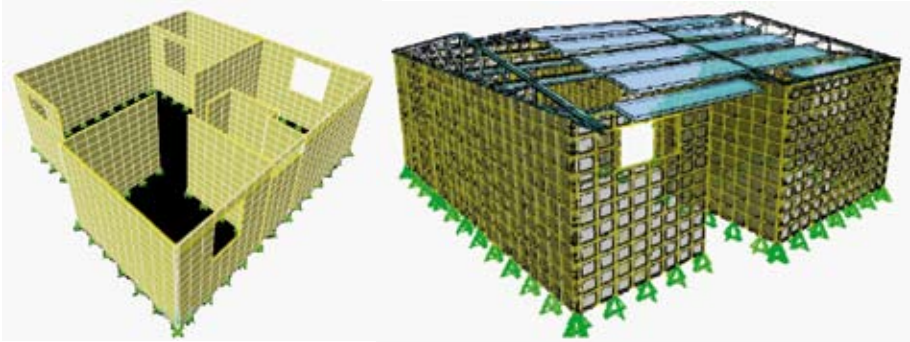
Fuente: presentación propia de los autores.

Para poder estudiar el efecto de las diferentes cargas estipuladas en el Código Colombiano de Construcciones Sismorresistentes se construyó un modelo por el método de los elementos finitos en el programa SAP 2000 (CSI, 2000), con el cual se simuló la estructura compuesta por paneles de muro tipo *Monowall* 1000/B de espesor 50 mm y de cubierta tipo *Techmet* con espesor de 40 mm de la empresa Metecno de Colombia.

Las asignaciones de materiales, secciones y demás elementos que componen los muros se hicieron de acuerdo con las propiedades encontradas en los ensayos de laboratorio efectuados sobre los materiales. Para el modelo numérico se definieron principalmente dos materiales: acero y poliuretano. Se usaron elementos tipo cascarón (*Shell*) para modelar cada una de las dos láminas de acero que componen los paneles, así como los respectivos remates de los muros en forma de U que se usan en las conexiones.

Por su parte, se usaron elementos sólidos (tipo *Solid*) para la simulación del poliuretano en los paneles tipo *Monowall*. Todos los muros utilizados en el modelo fueron soportados por apoyos de segundo grado en los que se restringen los desplazamientos en sentido vertical y horizontal. De esta manera se logró simular el efecto de los anclajes de cimentación tipo ZAMAC. En la Figura 19 se pueden observar diferentes detalles del modelo.

Figura 19. Imágenes de la geometría del modelo estructural analizado



Fuente: presentación propia de los autores.

Se analizaron configuraciones de la malla más refinadas en las esquinas y en las inmediaciones de los agujeros de puertas y ventanas. Debe anotarse que para simular un diafragma rígido que lograra repartir las fuerzas sísmicas a los muros y para que sirviera de apoyo a la cubierta a través de una cercha metálica se usaron ángulos de acero de 25 mm de lado y 3,2 mm de espesor. La evaluación de las cargas se hizo acorde con la reglamentación colombiana en este aspecto (NSR-98).

La modelación sísmica de la vivienda se llevó a cabo mediante un análisis dinámico modal elástico espectral. Las combinaciones de carga usadas corresponden a las establecidas en la norma NSR-98 para estructuras de acero (material predominante en el sistema bajo estudio). En la Tabla 12 se presentan las combinaciones que generaron un mayor efecto en los elementos de la vivienda estudiada.

Tabla 12. Combinaciones de carga adaptadas para el análisis

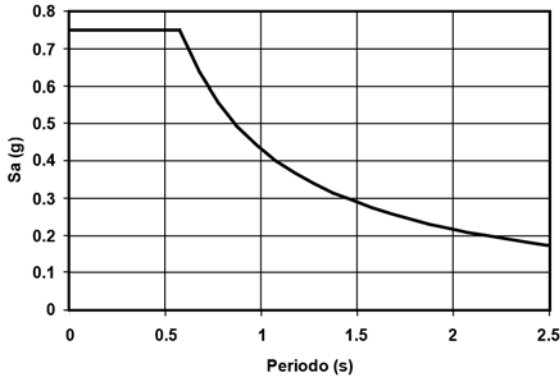
Nombre	Combinación
COMB1	1,2D+1,6Lr+0,8W
COMB2	1,2D+1,6W+0,8Lr
COMB3	1,2D+1,0E

Fuente: presentación propia de los autores.

En la tabla, D corresponde a la carga muerta; Lr, a la carga viva sobre la cubierta; W, a la carga de viento, y E, a la fuerza sísmica. Con respecto a este último parámetro debe anotarse que para considerar la variabilidad espacial del movimiento del terreno, en la tercera combinación (COMB3) se aplicó simultáneamente la totalidad del efecto del sismo en dirección X en conjunto con el 30% el sismo en dirección Y; asimismo, se aplicó la totalidad del efecto del sismo en dirección Y en conjunto con el 30% del sismo en dirección X.

Para considerar condiciones críticas se estudió una edificación ubicada en una zona de amenaza sísmica alta. Para ello se usó una aceleración del terreno de 0,3 Gal. De acuerdo con lo anterior en la Figura 20 se presenta el espectro elástico de diseño en aceleración usado para el análisis sísmico.

Figura 20. Espectro de diseño utilizado en el análisis

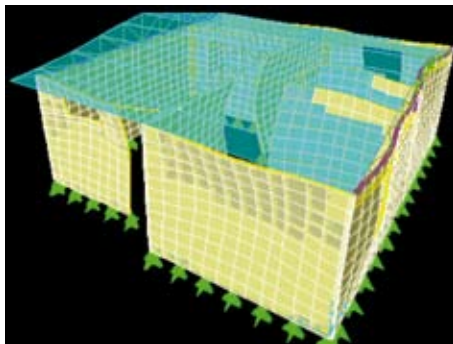


Fuente: presentación propia de los autores.

Por otro lado, para la carga muerta se tuvo en cuenta únicamente el peso propio de la estructura. Para la carga viva de cubierta se usó un valor de $0,5 \text{ kN/m}^2$. Finalmente, para la carga de viento se utilizó una presión sobre los muros de $0,64 \text{ kN/m}^2$, una presión de cubierta en barlovento de $0,42 \text{ kN/m}^2$ y en sotavento de $0,3 \text{ kN/m}^2$. Estos valores corresponden a las presiones de viento consistentes con la zona del Pacífico.

Con el modelo implementado y revisado se establecieron los resultados que se describen a continuación. En la Figura 21 se muestra la forma del modo de vibración en que participa la mayor cantidad de masa el cual tiene asociado un periodo de $0,013$ segundos. Este periodo es bastante bajo debido principalmente al peso reducido del sistema estructural.

Figura 21. Modo de vibración de la edificación en el que participa la mayor cantidad de masa



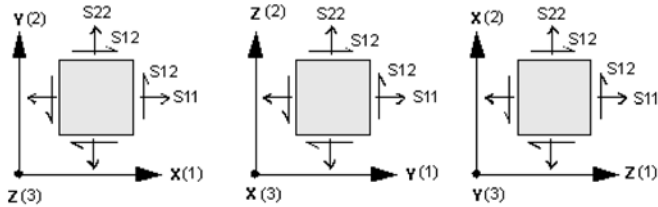
Fuente: presentación propia de los autores.

No obstante, debe mencionarse que existen modos de vibración superiores e inferiores donde incide mucho menos masa y corresponden a movimientos de muros individuales. Por esta razón, la opción del

análisis modal espectral fue adecuada. Para ello se analizaron 50 modos de vibración (*eigenvalues*) que aseguraron una participación de más del 90% de la masa del sistema, tal como se especifica en la NSR 98.

Para estimar los esfuerzos actuantes en los elementos tipo cascarón (S11 axial, S22 axial y S12 cortante) se deben tener en cuenta las convenciones de signo presentadas en la Figura 22. Cada uno de estos esfuerzos es calculado mediante la teoría de los elementos finitos y conceptos básicos de resistencia de materiales.

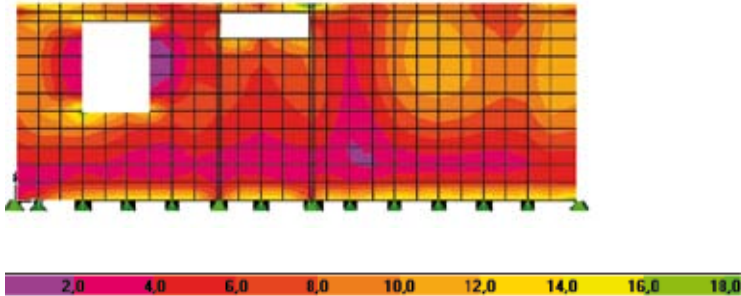
Figura 22. Convenciones de signo



Fuente: presentación propia de los autores.

A manera de ejemplo, en la Figura 23 se muestran los resultados arrojados por el modelo numérico para esfuerzos S11 cuando se le aplica a la vivienda la totalidad de la carga sísmica en dirección del eje X y el 30% de ella en dirección del eje Y.

Figura 23. Esfuerzos (kg/cm^2) asociados con los elementos tipo Shell para la carga sísmica 100X30Y



Fuente: presentación propia de los autores.

Para poder analizar los esfuerzos críticos encontrados en cada uno de los muros, en la Tabla 13 se presenta un resumen de los esfuerzos máximos y mínimos, así como los esfuerzos cortantes respectivos para la combinación de carga sísmica. Para resumir el análisis, los muros fueron asociados con los diferentes ejes de la vivienda bajo estudio, y se dividieron en ejes numéricos y ejes alfabéticos.

Tabla 13. Esfuerzos máximos, mínimos y cortantes para la combinación sísmica (COMB3)

COMB3			
Muros	$\sigma_{max.}$	$\sigma_{min.}$	$\tau_{max.}$
	kPa		
A	2.621	-5.923	2.212
B	2.049	-8.593	3.160
C	2.701	-9.011	3.129
D	3.568	-6.667	2.864
E	1.957	-2.834	1.274
F	5.311	-5.331	2.844
1	2.243	-2.987	1.988
2	4.261	-11.580	5.973
3	3.038	-4.241	1.590
4	1.427	-2.487	1.050
5	1.651	-2.834	1.254
6	3.700	-4.281	1.702
7	5.912	-8.063	3.231

Fuente: presentación propia de los autores.

Finalmente, en la Tabla 14 se comparan los resultados derivados del modelo numérico por elementos finitos (esfuerzos actuantes ante la aplicación de las combinaciones de carga) con los esfuerzos resistentes obtenidos a través de las múltiples pruebas de laboratorio presentadas.

Tabla 14. Comparación de los esfuerzos actuantes contrarresistentes

Tipo de sollicitación	Ensayo (esfuerzos resistentes)	Modelo (esfuerzos actuantes)
Cortante en el poliuretano	159 kPa	71 kPa
Compresión en el poliuretano	22,9 MPa	119 kPa
Aplastamiento en las esquinas	40,0 MPa	35,6 MPa (COMB2) y 11,7 MPa (COMB3)
Flexión de los paneles tipo <i>Monowall</i>	134 MPa	12 MPa (COMB2) y 3,02 MPa (COMB3)
Fluencia en láminas de acero	325 MPa	29,3 MPa (COMB2) y 5,9 MPa (COMB3)
Corte en anclajes	6793 N	760 N (COMB2) y 232 N (COMB3)
Extracción de anclajes	3712 N	1779 N (COMB2) y 1023 N (COMB3)

Fuente: presentación propia de los autores.

Se observa que en ninguno de los casos los esfuerzos actuantes exceden los resistentes. De la misma manera, y a diferencia de otros sistemas estructurales ubicados en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta —por ejemplo la mampostería—, los mayores esfuerzos están asociados con la combinación de carga que involucra la carga de viento, mientras que los esfuerzos generados por la aplicación de la carga sísmica son inferiores. Lo anterior se debe al bajo peso de la estructura.

Asimismo y teniendo en cuenta los ensayos experimentales llevados a cabo sobre paneles con carga paralela al plano del muro, en promedio cada metro lineal de panel es capaz de resistir como mínimo 2.400 N con adecuadas conexiones. Teniendo en cuenta este valor y considerando que en cada dirección principal de la vivienda hay 17 m de muro, el sistema estructural basado en paneles podría resistir un cortante en la base cercano de 41 kN. Este valor es suficientemente alto al compararlo con el peso total de la edificación que si se elabora enteramente en paneles de acero y poliuretano de alta densidad no superaría los 17 kN.

5. CONCLUSIONES

- La caracterización mecánica de los materiales que componen el sistema, así como el estudio experimental detallado realizado sobre los elementos principales (muros y placas) es fundamental para el estudio del sistema estructural. Esta caracterización experimental en conjunto con modelaciones numéricas permitió establecer la viabilidad del sistema como solución para edificaciones sismorresistentes.
- En el diseño particular de viviendas construidas con paneles de la empresa Metecno de Colombia es necesario darles mayor importancia a las fuerzas producidas por el viento en zonas donde las corrientes de aire sean intensas, debido a que pueden llegar a inducir mayores esfuerzos que los originados por las cargas sísmicas, tal como sucedió en el caso particular de este estudio.
- En general, y realizando el análisis desde el punto de vista de la sismorresistencia (sólo teniendo en cuenta las fuerzas sísmicas y los paneles), el sistema de Metecno resulta técnicamente viable a la luz de las normas sismorresistentes especificadas. Esto se debe primordialmente a que el sistema es muy liviano, lo cual lleva a que las fuerzas sísmicas no sean tan altas como las que pueden afectar a otros sistemas estructurales. No obstante, se deben mejorar las conexiones entre los paneles y entre los paneles y los perfiles de unión con la cimentación mediante el uso de dos pernos por metro lineal.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a la Vicerrectoría Académica de la Pontificia Universidad Javeriana por la financiación del proyecto de investigación. Asimismo, desean agradecer el continuo apoyo de la empresa Metecno de Colombia, que suministró la información y los paneles y brindó la asesoría necesaria para ejecutar el proyecto.

REFERENCIAS

AMERICAN Society for Testing and Materials (ASTM). ASTM E72, ASTM C271, ASTM C273, ASTM C365, ASTM C364, ASTM C393, ASTM E519. West Conshohocken, 1998.

- ASOCIACIÓN Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). *Normas colombianas para el diseño y la construcción sismorresistente (NSR-98): títulos A y B*. Bogotá, 1998.
- APPLIED Technology Council (ATC-19). *Structural Response Modification Factors*. s. l., 1995.
- COMPUTERS and Structures (CSI). *SAP 2000, Nonlinear Static and Dynamic Finite Element*. Berkeley: *Analysis and Design*, 2005.
- GARCÍA, L. E. *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá: Uniandes, 1998.
- INSTITUTO Colombiano de Normas Técnicas (Icontec). *Normas técnicas colombianas (NTC). NTC 2446 y NTC2*. 2005.
- METECNO de Colombia. *Manual de instalación*. Bogotá, 2005.
- METECNO de Colombia y Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles (CIMOC). *Informe final: ensayos de resistencia en paneles prefabricados para la construcción de cubiertas y muros en viviendas*. Bogotá, 2000.