

# Comportamiento de conectores de cortante tipo tornillo de resistencia grado dos para un sistema de sección compuesta

## Grade-two resistance screw shear connector behaviour for a composite section system

Xavier Fernando Hurtado A.<sup>1</sup>, Maritzabel Molina H.<sup>2</sup> y Dorian Luis Linero S.<sup>3</sup>

### RESUMEN

En Colombia, desde hace muchos años, uno de los tipos de conectores de cortante más usados son los tornillos, pero en la actualidad no existe ninguna metodología de diseño que justifique su uso en elementos de sección compuesta, y la normatividad vigente indica que hay que realizar ensayos de los elementos que se pretendan emplear como conectores. Junto con los habituales detalles para diseño a flexión, y cortante vertical, es necesario especificar el diseño para el cortante horizontal generado en la interfase de la sección compuesta, y más aún, ajustar el diseño para las condiciones locales de construcción colombiana. Con esta finalidad se desarrolló un estudio en el cual se analizaron los diversos efectos producidos en las secciones compuestas cuando se emplean tornillos como conectores de cortante. En esta investigación se estudiaron 18 modelos de sección compuesta fabricadas con perfiles de alma llena y losas de concreto de 21 MPa, en las cuales se manejaron configuraciones de 1, 2 ó 3 conectores de cortante tipo tornillo con diámetros de 1/2", 5/8" ó 3/4"; y para separaciones de 0.08 m, 0.12 m o 0.14 m, por cada modelo se ensayaron tres probetas ante sollicitación de corte directo (*push-out*). De acuerdo con los resultados obtenidos en laboratorio, se efectuó el análisis correspondiente, evaluando la incidencia del diámetro y la separación de los conectores, en el comportamiento de los modelos, para posteriormente plantear una formulación de su diseño en secciones compuestas. Paralelamente, se analiza un modelo de los ensayados por medio de un programa que emplea el método de los elementos finitos, con el cual se pretende revisar en detalle aspectos poco apreciables en los ensayos físicos, entre ellos la degradación del concreto en la interfaz de la sección.

**Palabras clave:** conectores de cortante, ensayos *push-out*, análisis no lineal.

### ABSTRACT

Screw shear connectors have been most commonly used in Colombia for many years; however, there is no current design methodology justifying its use in composite sections and prevailing rules insist that elements used as shear connectors must be tested. Along with the usual details of bending design and vertical shear, horizontal shear design on the composite section interface must be specified, even more so in adjusting such design to Colombian construction. A study was thus undertaken analysing effects on composite sections when screws were used as shear connectors. This research studied 18 composite section models having two 21MPa concrete slabs which had different configurations with one, two or three 1/2", 5/8" or 3/4" diameter shear connector type screws, and 0.08m, 0.12m or 0.14m separations. Three specimens were tested for each model by direct shear or push-out method. The corresponding analysis was done according to laboratory results, assessing the influence of diameter and connector separation on the model's behaviour; screw design in composite sections was then formulated. A model of the tests was analysed using a finite element method based-programme which reviewed in detail those aspects which had little appreciable effect on the physical tests, including concrete degradation in the interface section.

**Keywords:** shear connector, push-out test, non-linear analysis.

**Recibido:** diciembre 7 de 2007

**Aceptado:** abril 22 de 2008

### Introducción

En el ámbito de la construcción colombiana, desde hace muchos años uno de los tipos de conectores de cortante más

empleados corresponde a los tornillos, pero en la actualidad no existe ninguna metodología de diseño que justifique su uso en elementos de sección compuesta, debido a que en la

<sup>1</sup> Ingeniero civil. Magíster en Ingeniería, Estructuras, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá. xfhurtadoa@unal.edu.co

<sup>2</sup> Ingeniera civil. Magíster en Ingeniería, Estructuras, Universidad Nacional de Colombia. Estudiante de doctorado, Análisis estructural, Universidad Politécnica de Cataluña, España. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá. mmolinah@unal.edu.co  
Doctora en Análisis estructural. Universidad Politécnica de Cataluña (En curso)

<sup>3</sup> Ingeniero civil. Magíster en Ingeniería, Estructuras, Universidad Nacional de Colombia. Doctor, Análisis estructural, Universidad Politécnica de Cataluña, España. Profesor asistente, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá. dllineros@unal.edu.co

mayoría de investigaciones desarrolladas se emplean canales y espigos como conectores.

En AISC-LRFD<sup>4</sup> y en NSR-98<sup>5</sup> F2-9-5 se expone el planteamiento de diseño solamente para conectores tipos canal y espigo, y además se establece que al emplear otro tipo de conectores a los que hacen referencia es necesario efectuar los ensayos de los materiales apropiados para determinar sus respectivas resistencias nominales que sustenten un procedimiento de diseño.

En este trabajo se presenta la síntesis del estudio realizado a probetas fabricadas con perfiles de alma llena y losas de concreto de 21 MPa<sup>6</sup>, en las cuales se emplearon configuraciones de 1, 2 ó 3 conectores de cortante tipo tornillo con diámetros 1/2”<sup>7</sup>, 5/8” o 3/4”; y para separaciones de 0.08 m, 0.12 m ó 0.14 m, ante solicitaciones de corte directo empleando la metodología del ensayo *push-out*.

De igual manera, se realiza la comparación de los resultados de la experimentación con los valores dados por el diseño de conectores tipo espigo con el objetivo de contribuir con un planteamiento de diseño en secciones compuestas con conectores tipo tornillo, donde se involucren las variables predominantes en su comportamiento, como lo son el diámetro de conectores y el espaciamiento entre ellos, y sea aplicable a las condiciones locales de construcción en Colombia.

Posteriormente, se hace el análisis comparativo entre los resultados de un modelo experimental con otro computacional que emplea el método de los elementos finitos, calibrado a partir de los datos de los ensayos de los materiales, en el cual se podrá analizar en detalle el comportamiento de los materiales, ya que hay efectos que en el laboratorio son de alta dificultad de revisar, como la degradación del concreto en la zona de interacción al incrementar las cargas.

Por último, se presenta una metodología de diseño para secciones compuestas que empleen perfiles de alma llena, concreto de 21 MPa y conectores de cortante tipo tornillo como elementos de transferencia.

## Ensayos de Laboratorio

### Descripción de las probetas

Los especímenes de ensayo consisten en dos placas de concreto de 0.30 m de alto, 0.50 m de largo y 0.10 m de ancho, adosadas a las aletas de una viga metálica IPE200 por medio de conectores de cortante tipo tornillo, de diámetros 1/2”, 5/8” y 3/4”, con separaciones de 0.08 m, 0.12 m y 0.14 m. La cantidad de conectores también varía entre 1, 2 ó 3 torni-

llos, obteniendo así 18 configuraciones distintas, cada una con tres probetas, para un total de 54. En la figura 1 se muestra la geometría de las probetas de ensayo.

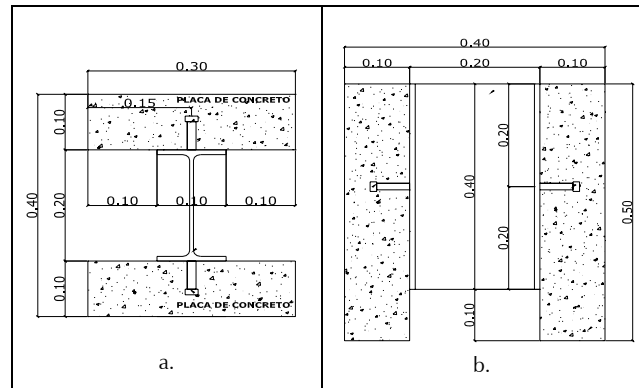


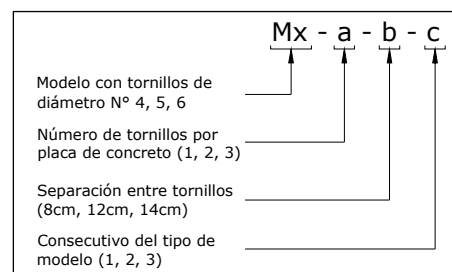
Figura 1. Configuración general de las probetas de ensayo. a) Vista en planta. b) Vista en alzada

La nomenclatura utilizada para nombrar los modelos se señala en la Tabla 1.

Tabla 1. Numeración de las probetas de ensayo

MODELO	TORNILLOS			PLACAS DE CONCRETO				PERFIL IPE 200		
	f (pul)	NÚMERO DE TORNILLOS	SEPARACIÓN (m)	fy (MPa)	b (m)	h (m)	L (m)	f'c (MPa)	L (m)	fy (MPa)
M4-1-0-1,2,3	1/2	2	—	577.1	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M4-2-8-1,2,3	1/2	4	0.08	577.1	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M4-2-12-1,2,3	1/2	4	0.12	577.1	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M4-2-14-1,2,3	1/2	4	0.14	577.1	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M4-3-12-1,2,3	1/2	6	0.12	577.1	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M4-3-14-1,2,3	1/2	6	0.14	577.1	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M5-1-0-1,2,3	5/8	2	—	394.2	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M5-2-8-1,2,3	5/8	4	0.08	394.2	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M5-2-12-1,2,3	5/8	4	0.12	394.2	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M5-2-14-1,2,3	5/8	4	0.14	394.2	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M5-3-12-1,2,3	5/8	6	0.12	394.2	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M5-3-14-1,2,3	5/8	6	0.14	394.2	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M6-1-0-1,2,3	3/4	2	—	401.2	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M6-2-8-1,2,3	3/4	4	0.08	401.2	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M6-2-12-1,2,3	3/4	4	0.12	401.2	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M6-2-14-1,2,3	3/4	4	0.14	401.2	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M6-3-12-1,2,3	3/4	6	0.12	401.2	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0
M6-3-14-1,2,3	3/4	6	0.14	401.2	0.30	0.10	0.50	42.4	0.40	339.0

La nomenclatura está dada por la forma



## Materiales

Se realizaron ensayos de cargas de rotura, módulo de elasticidad en el acero y el concreto y carga de rotura por corte en los conectores, cuyos resultados se registran en las Tablas 2, 3, 4 y 5.

<sup>4</sup> Load Resistance Factor Design (diseño con factores de carga y resistencia).

<sup>5</sup> Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismorresistente.

<sup>6</sup> 1 MPa (Megapascal) = 1.000 kN/m<sup>2</sup>

<sup>7</sup> 1 Pul (Pulgada) = 0.0254 m

Tabla 2. Resultados de los ensayos del concreto

<b>f'c</b> <b>(MPa)</b>	<b>Ec</b> <b>(MPa)</b>
42.4	21324.5

Tabla 3. Resultados de los ensayos de los tornillos a tensión simple y a corte.

DIÁMETRO	CARGA MÁXIMA TENSIÓN (kN)	CARGA MÁXIMA CORTE (kN)
1/2"	71.71	48.68
5/8"	76.54	64.21
3/4"	112.18	91.63

Tabla 4. Resultados de los ensayos de las probetas del perfil IPE200.

<b>Fy</b> <b>(MPa)</b>	<b>Fu</b> <b>(MPa)</b>
42.4	21324.5

Tabla 5. Resultados de los ensayos de la soldadura por tensión simple y corte.

DIÁMETRO	CARGA MÁXIMA TENSIÓN (kN)	CARGA MÁXIMA CORTE (kN)
1/2"	36.47	47.8
5/8"	56.02	67.22
3/4"	70.78	79.41

**Cargas nominales**

Con base en los resultados de las pruebas realizadas al concreto, la soldadura, el perfil metálico y los conectores, se estableció la carga teórica de falla para cada una de las configuraciones de modelos (Hurtado, 2007). En la Tabla 6 se resume la información de cargas nominales calculadas y en la última columna se muestra el material que gobierna la correspondiente falla esperada de cada modelo.

Tabla 6. Resumen de los resultados de las cargas nominales

MODELO	Qn - NSR98 (kN)	FC (kN)	FCC (kN)	FA (kN)	Rn corte (kN)	Rn tensión (kN)	CARGA NOMINAL (kN)	MATERIAL DE FALLA
M4-1-0	120.5	2162	65.12	964	61.52	70.83	61.52	SOLDADURA
M4-2-8	240.9	2162	73.80	964	123.04	141.67	73.80	CONCRETO
M4-2-12	240.9	2162	78.14	964	123.04	141.67	78.14	CONCRETO
M4-2-14	240.9	2162	80.31	964	123.04	141.67	80.31	CONCRETO
M4-3-12	361.4	2162	91.16	964	184.57	212.50	91.16	CONCRETO
M4-3-14	361.4	2162	95.50	964	184.57	212.50	95.50	CONCRETO
M5-1-0	156.1	2162	65.12	964	73.96	85.16	65.12	CONCRETO
M5-2-8	312.1	2162	73.80	964	147.93	170.32	73.80	CONCRETO
M5-2-12	312.1	2162	78.14	964	147.93	170.32	78.14	CONCRETO
M5-2-14	312.1	2162	80.31	964	147.93	170.32	80.31	CONCRETO
M5-3-12	468.2	2162	91.16	964	221.89	255.48	91.16	CONCRETO
M5-3-14	468.2	2162	95.50	964	221.89	255.48	95.50	CONCRETO
M6-1-0	228.7	2162	65.12	964	86.41	99.48	65.12	CONCRETO
M6-2-8	457.4	2162	73.80	964	172.81	198.97	73.80	CONCRETO
M6-2-12	457.4	2162	78.14	964	172.81	198.97	78.14	CONCRETO
M6-2-14	457.4	2162	80.31	964	172.81	198.97	80.31	CONCRETO
M6-3-12	686.1	2162	91.16	964	259.22	298.45	91.16	CONCRETO
M6-3-14	686.1	2162	95.50	964	259.22	298.45	95.50	CONCRETO

FC: Fuerza máxima esperada por flexión en la placa de concreto  $FC = 0.85 \cdot A_c \cdot f'_c$  (F.2.9.5.2 NSR-98)

FA: Fuerza máxima esperada de tensión resistida por el perfil metálico  $FA = F_v \cdot A_s$  (F.2.9.5.2 NSR-98)

FCC: Fuerza máxima esperada de corte en la zona de colocación de los conectores  $FCC = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot S \cdot (Nc - 1) \cdot h$

Rn corte: Resistencia nominal a corte de la soldadura  $R_{n\text{ corte}} = 0.6 \cdot A_{sol} \cdot E70XX \cdot Nc$  (F.2.10.2.4 NSR-98)

Rn tensión: Resistencia nominal a tensión de la soldadura  $R_{n\text{ tensión}} = A_{sol} \cdot F_y$  (F.2.10.2.4 NSR-98)

**Descripción del ensayo**

El ensayo push-out se ha empleado desde 1956, con las primeras investigaciones de Viest (Viest, 1956) sobre conectores, y consiste en aplicar carga axial hasta la falla sobre el perfil metálico de las probetas descritas anteriormente, de manera que exista transferencia de esfuerzos directamente a los conectores y viceversa, permitiendo aislar el efecto de corte directo, tal como se muestra en la Figura 2.

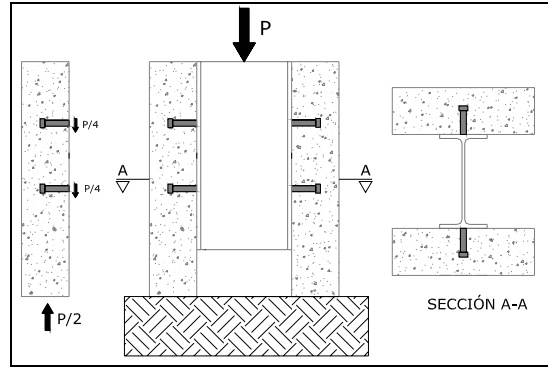


Figura 2. Descripción del modelo de ensayo

Como instrumentación del ensayo se emplearon dos deformímetros mecánicos localizados en la parte inferior del perfil hacia los extremos, con el propósito de medir los desplazamientos promedio del mismo, y también revisar si se presentaban giros en el perfil durante el ensayo, como se muestra en la Figura 3.

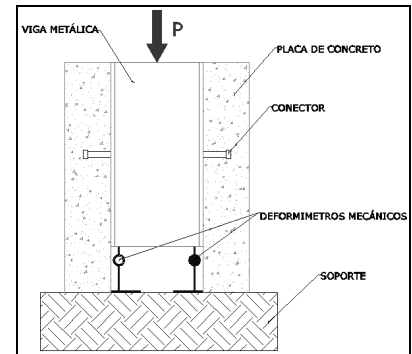


Figura 3. Instrumentación del ensayo

**Comparación de resultados**

**Tipos de falla**

Las probetas se cargaron hasta rotura, presentándose diferentes tipos de falla de acuerdo con cada configuración de conectores (Hurtado, 2007), como se indica en la Tabla 7.

De acuerdo con los resultados presentados en esta tabla, el modo de falla predominante con el 80% del total, se dio para las probetas con dos y tres conectores donde se fracturó una de las placas de

concreto con significativa deformación de los tornillos, salvo en los modelos M4-2-12, donde la falla se produjo por corte en la soldadura que fijaba los conectores al perfil metálico, al igual que las probetas que sólo tenían un conector. Esta ruptura de la soldadura se presentó en el 20% del total de las probetas.

Tabla 7. Tabla resumen de tipos de falla y carga última

MODELO	CARGA FALLA kN	TIPO DE FALLA
M4-1-0	100.42	SOLDADURA
M4-2-8	187.54	CONCRETO
M4-2-12	150.16	SOLDADURA
M4-2-14	180.38	CONCRETO
M4-3-12	234.22	CONCRETO
M4-3-14	243.73	CONCRETO
M5-1-0	129.32	SOLDADURA
M5-2-8	195.33	CONCRETO
M5-2-12	234.97	CONCRETO
M5-2-14	232.48	CONCRETO
M5-3-12	248.11	CONCRETO
M5-3-14	214.59	CONCRETO
M6-1-0	178.59	SOLDADURA
M6-2-8	253.38	CONCRETO
M6-2-12	278.42	CONCRETO
M6-2-14	232.96	CONCRETO
M6-3-12	318.85	CONCRETO
M6-3-14	334.24	CONCRETO

**Falla del concreto**

En este tipo de falla se presentan dos zonas claramente identificables: compresión y tensión. En la primera existe plastamiento del concreto, y en la segunda ocurre fisuración en la zona adyacente al conector, antes de que el tornillo llegue a fluencia o que falle la soldadura. Se genera un plano de falla, el cual forma progresivamente un cono a 45° alrededor del conector. (Figura 4a).

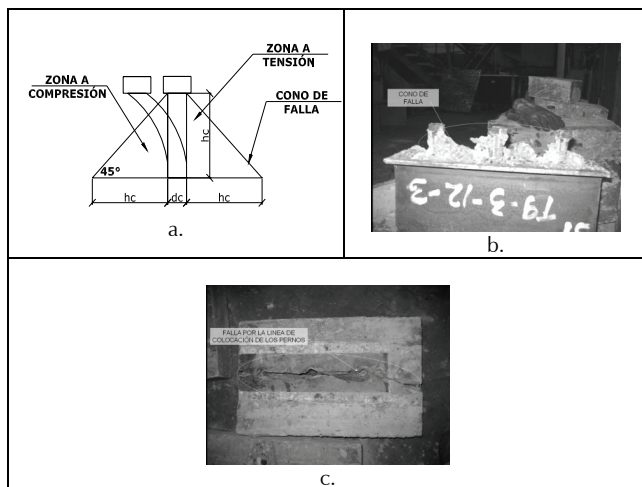


Figura 4. Falla del concreto. a) Cono de concreto teórico. b) Registro del cono de concreto en los ensayos. c) Fractura de la placa de concreto

Este tipo de falla se observó en los modelos que contenían dos o tres conectores, independientemente de la separación. La fractura de la placa siempre fue en dos partes (Figura 4c), iniciando por el eje de ubicación de los conectores y desviándose a partir de los tornillos externos, lo cual fue más evi-

dente en las probetas con menores espaciamentos entre conectores (figura 4(b)).

**Falla de la soldadura**

La falla de la soldadura se produce al exceder la resistencia al corte de la soldadura, causando ruptura de la junta entre el conector y el perfil (Figura 5a), además quedan los conectores embebidos en la placa de concreto (Figura 5b), sin presentar fisuras perceptibles. Este tipo de falla se dio para probetas con un solo conector en la placa y en algunos los modelos con 2 conectores de diámetro de 1/2".

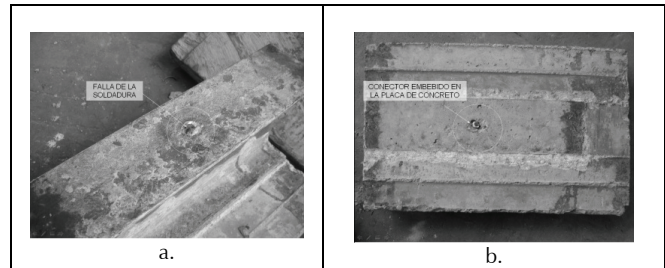


Figura 5. Falla de la soldadura. a) Ruptura de la soldadura en la base del conector. b) Conector embebido en la placa de concreto

**Análisis de cargas**

En la Tabla 8 se encuentran los valores de carga de falla, carga lineal elástica máxima y carga estimada a partir de la formulación de NSR-98 para espigos (Hurtado, 2007).

Tabla 8. Tabla resumen de carga de falla, carga estimada NSR-98 y carga lineal elástica máxima

MODELO	CARGA FALLA kN	CARGA NSR-98 kN	CARGA LINEAL kN
M4-1-0	100.42	61.52	55.0
M4-2-8	187.54	73.80	82.0
M4-2-12	150.16	78.14	98.0
M4-2-14	180.38	80.31	76.0
M4-3-12	234.22	91.16	110.0
M4-3-14	243.73	95.50	130.0
M5-1-0	129.32	65.12	68.0
M5-2-8	195.33	73.80	118.0
M5-2-12	234.97	78.14	170.0
M5-2-14	232.48	80.31	126.0
M5-3-12	248.11	91.16	180.0
M5-3-14	214.59	95.50	180.0
M6-1-0	178.59	65.12	78.0
M6-2-8	253.38	73.80	178.0
M6-2-12	278.42	78.14	156.0
M6-2-14	232.96	80.31	178.0
M6-3-12	318.85	91.16	140.0
M6-3-14	334.24	95.50	178.0

Se consideró el comportamiento lineal elástico de las probetas hasta el punto en donde la curva carga-desplazamiento comienza a reducir su rigidez.

La carga de falla esperada a partir de las NSR-98 siempre estuvo por debajo de la obtenida en los ensayos, independientemente del modo de falla que se presentara, alcanzando resistencias mayores del 63% (M4-1-0), hasta valores superiores al 250%, acercándose mucho más a la carga máxima elástica que a la carga de falla, lo cual es coherente si se

asume el diseño de los conectores tipo tornillo en el rango elástico, lo cual se ve reflejado en la Figura 6.

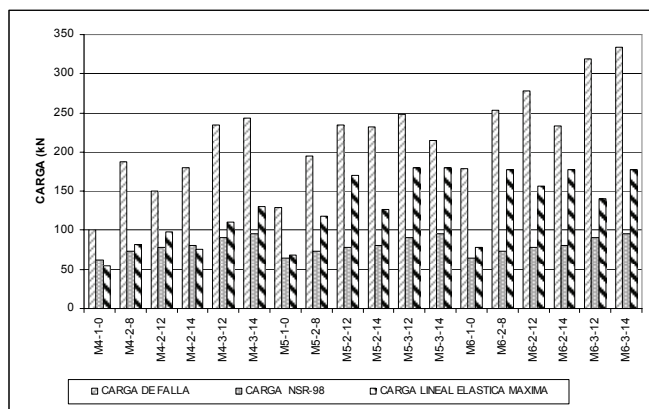


Figura 6. Resumen de carga de falla, carga estimada NSR-98 y carga lineal elástica máxima

De acuerdo con estos valores, se aprecia que para probetas con un solo conector el rango de comportamiento lineal es aproximadamente del 50% de la carga de falla. Particularmente para los modelos M4-1-0 y M5-1-0, donde la falla fue gobernada por la soldadura; el comportamiento lineal elástico fue ligeramente mayor, mientras que en la probeta M6-1-0 se redujo debido a la falla frágil del concreto.

El comportamiento lineal elástico de los modelos está directamente relacionado con la cantidad de conectores, la separación entre ellos y el diámetro de los mismos, indicando que la cuantía de conectores afecta directamente la falla de las probetas y su comportamiento en el rango inelástico, debido al aporte de las características inelásticas que puede aportar el material de los tornillos y a la limitada capacidad inelástica que puede desarrollar el concreto.

### Análisis de Resultados

En general, los desplazamientos para modelos en los cuales se emplearon conectores de 1/2" fueron mayores para dos conectores a causa del trabajo en el rango inelástico desarrollado por el sistema de soldadura y tornillo, reflejado en las deformaciones permanentes presentadas sin necesidad de llegar a la falla. En el caso de un conector la falla fue gobernada por la soldadura, presentando menor rigidez con respecto a los demás modelos, como se aprecia en la Figura 7. Para el caso donde existían tres tornillos se evidenció un sistema muy rígido, en el cual los conectores transmitieron la carga al concreto en su totalidad, provocando la falla frágil de la sección por la rotura de la placa.

Las probetas con conectores de 5/8" y 3/4" tuvieron una tendencia similar. La falla de los modelos se presenta como fractura de la placa de concreto en dos partes por el eje de colocación de los tornillos, salvo para una probeta con un conector, cuya falla se dio por rotura de la soldadura.

Las cargas últimas de los modelos de 2 y 3 conectores de 5/8" tuvieron poca variación, pero es evidente la mayor de-

gradación de la rigidez en probetas con dos tornillos, de acuerdo con los mayores desplazamientos registrados.

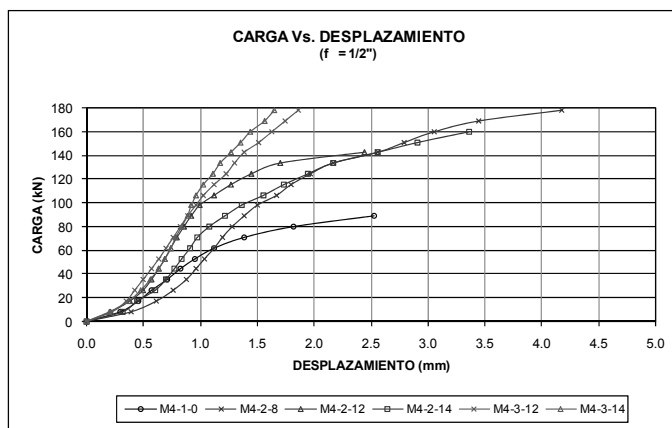


Figura 7. Curva carga - desplazamiento f = 1/2"

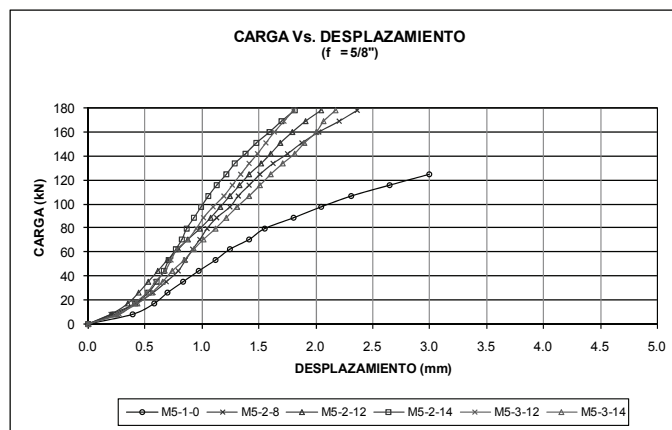


Figura 8. Curva carga - desplazamiento f = 5/8"

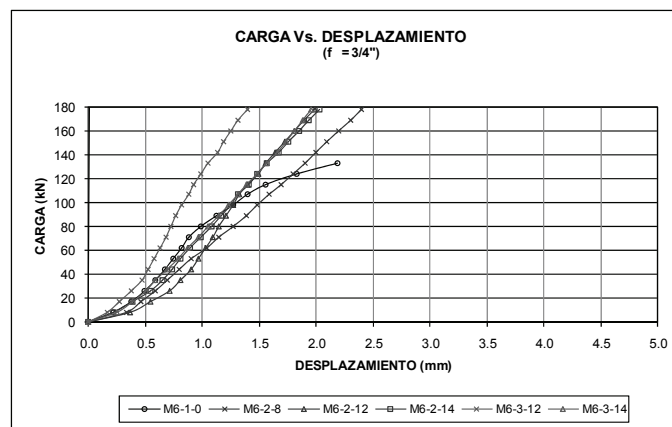


Figura 9. Curva carga - desplazamiento f = 3/4"

En las gráficas de carga de separación es evidente cómo se incrementa la carga de falla con el aumento de la cantidad de conectores y el diámetro de los mismos, salvo para el caso de 5/8", donde los valores últimos son bastante parecidos.

Las mayores cargas de falla en modelos de 5/8" y 3/4" se presentaron para la separación de 0.12 m; sin embargo, en el caso de tornillos de 1/2" con este espaciamiento tuvo la falla con la menor carga.

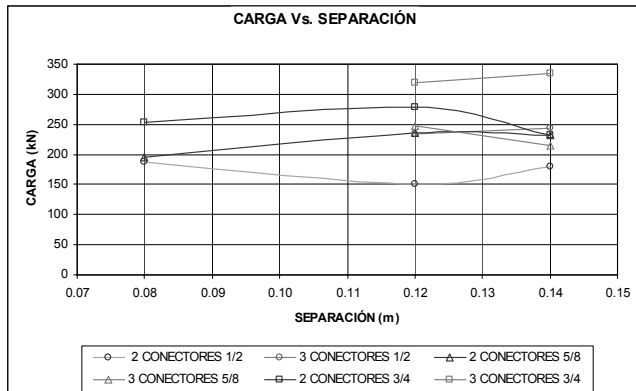


Figura 10. Curvas carga – separación

Es evidente cómo el aumento de la cantidad de conectores incrementa proporcionalmente el valor de la carga última, salvo para la separación de 0.14 m, que empieza a ser poco eficiente. Atípicamente, para 2 conectores de 5/8" separados 0.08 m y 3 conectores separados 0.14 m (figura 12), la carga de falla se reduce con respecto a carga obtenida para tornillos de 1/2" de diámetro.

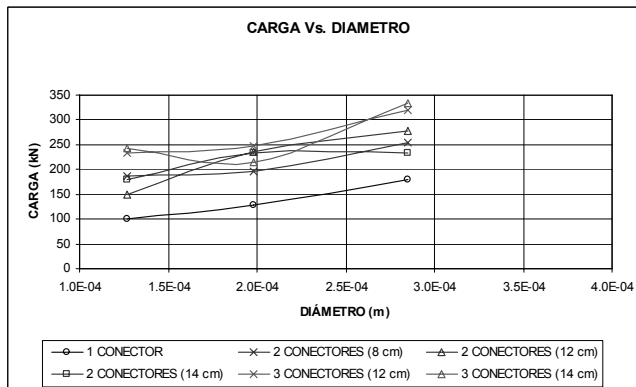


Figura 11. Curva carga – diámetro

### Modelo Matemático

A través del método de los elementos finitos se realizó un análisis tridimensional con no linealidad de acuerdo con los modelos constitutivos de los materiales, considerando deformaciones infinitesimales para la probeta identificada como M5-2-12. La aplicación de la carga fue representada por un desplazamiento incremental sobre el perfil. Se usó el programa Ansys para desarrollar este modelo.

### Modelos numéricos de los materiales

#### Concreto

El criterio de falla aplicado en la modelación del concreto fue el de William & Warnke (Figura 12), el cual describe una superficie de esfuerzo máximo para un estado biaxial de es-

fuerzos, y se define a partir de valores de resistencia a compresión y a tensión del concreto.

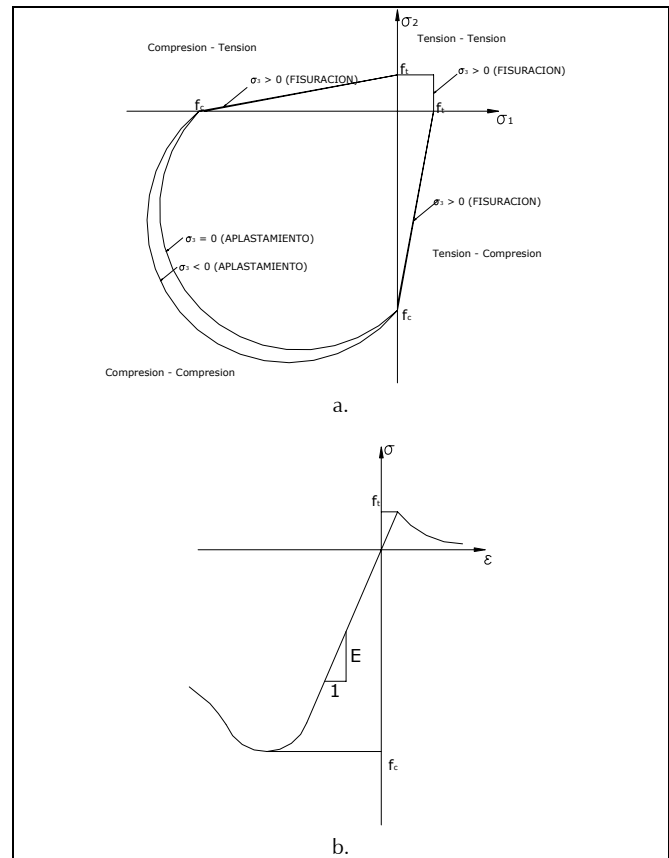


Figura 12. Modelo constitutivo del concreto simple. a) Superficie de falla del concreto bajo estado biaxial de esfuerzos. b) Curva esfuerzo – deformación del concreto

La Tabla 9 relaciona las variables de caracterización del concreto.

Tabla 9. Caracterización de las variables del modelo constitutivo del concreto

PROPIEDAD	DESCRIPCIÓN
$f_c$	42.4 MPa Esfuerzo uniaxial máximo a compresión
$f_t$	4.2 MPa Esfuerzo uniaxial máximo a tensión
$f_{cb}$	50.9 MPa Esfuerzo biaxial máximo a compresión
$s_h$	73.4 MPa Estadeo de esfuerzos bajo ambiente hidrostático
$f_1$	61.5 MPa Esfuerzo biaxial máximo a compresión y estado hidrostático
$f_2$	73.1 MPa Esfuerzo uniaxial máximo a compresión y estado hidrostático

#### Acero de los conectores de cortante

Este modelo se trabajó con la curva idealizada bilineal del acero, de acuerdo con los datos de los ensayos de laboratorio (Figura 13b), y el criterio de fluencia definido para el acero es el de Von Mises, el cual se ilustra en la Figura 13a.

La Tabla 10 presenta los valores de caracterización del material.

#### Acero del perfil metálico

De igual manera que para los conectores, el modelo del perfil metálico empleó una curva esfuerzo-deformación idea-

lizada bilineal, de acuerdo con los ensayos de laboratorio, y el criterio de fluencia usado fue el de Von Mises. La caracterización del material se indica en la Tabla 11.

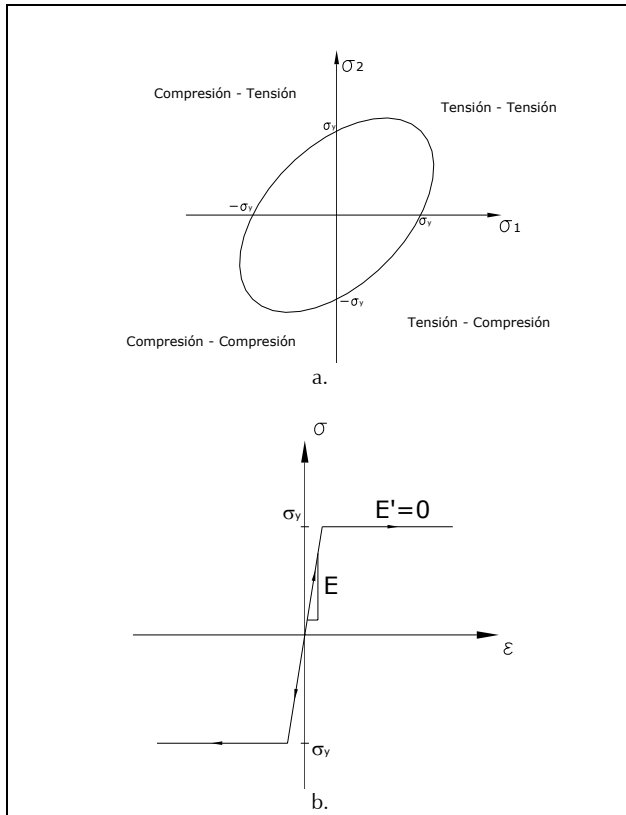


Figura 13. Modelo constitutivo del acero de los conectores. a) Superficie de fluencia del acero. b) Curva esfuerzo – deformación

Tabla 10. Caracterización de las variables del modelo de los conectores

PROPIEDAD	DESCRIPCIÓN
E	200000 MPa Módulo de elasticidad del acero
$\sigma_y$	394.2 MPa Esfuerzo de fluencia del material
$\nu$	0.20 Relación de poisson
$E'$	0.00001 MPa Módulo de elasticidad del acero en la zona de endurecimiento

Tabla 11. Caracterización de las variables del modelo del perfil metálico

PROPIEDAD	DESCRIPCIÓN
E	200000 MPa Módulo de elasticidad del acero
$\sigma_y$	339.0 MPa Esfuerzo de fluencia del material
$\nu$	0.20 Relación de poisson
$E'$	0.00001 MPa Módulo de elasticidad del acero en la zona de endurecimiento

### Caracterización del modelo

#### Discretización

Aprovechando la simetría geométrica y de cargas, se modeló la mitad de la probeta con respecto al eje y, con las dimensiones nominales del modelo físico. En la Figura 14 se puede observar la malla de elementos finitos, en la cual se emplearon elementos tridimensionales SOLID65 y SOLID45, los cuales permiten trabajar materiales con propiedades no lineales.

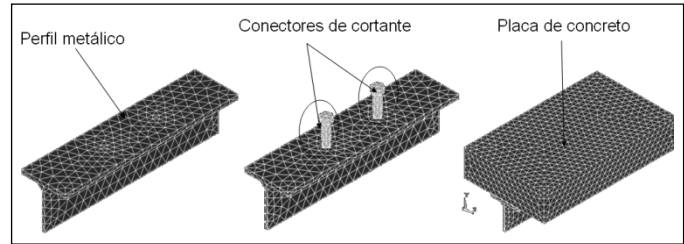


Figura 14. Malla de elementos finitos

La compatibilidad de los nodos, particularmente en las zonas de interacción entre concreto y acero se garantizó mediante la vinculación de las mallas de cada uno de los volúmenes discretizados.

#### Condiciones de borde

Con el fin de simular adecuadamente las condiciones del ensayo y garantizar la estabilidad del modelo de manera que no existieran problemas de convergencia numérica durante el análisis por computador, se consideraron las siguientes restricciones:

- Apoyos en la cara inferior de la placa de concreto, restringiendo los desplazamientos en todas las direcciones, simulando las condiciones del ensayo experimental.
- Limitación al desplazamiento en el alma del perfil, simulando la restricción de la sección simétrica.
- Desplazamientos controlados en dirección vertical sobre el perfil, simulando la aplicación de la carga. Dicho desplazamiento se aplicó de manera lineal en 250 pasos, donde se consideraron hasta 20 iteraciones para llegar a convergencia.

En la Figura 15 se observan claramente las restricciones impuestas al modelo.

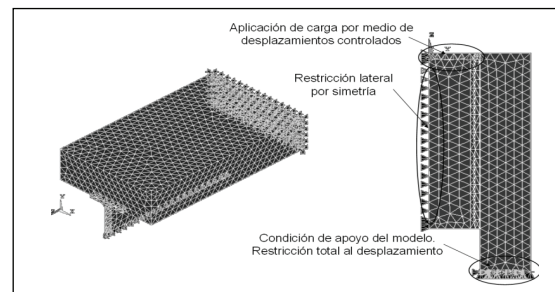


Figura 15. Condiciones de borde del modelo de elementos finitos

### Resultados

#### Desplazamientos

Como se puede observar en las Figuras 16a y 16b, el perfil metálico tuvo un comportamiento de cuerpo rígido, conservando la misma magnitud de desplazamientos tanto en la cara sobre la cual se aplicó la carga como en la ubicada en el extremo opuesto.

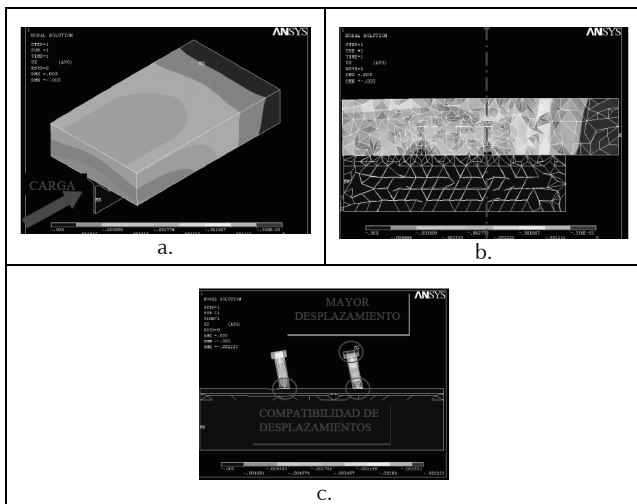


Figura 16. Desplazamientos en la dirección de la aplicación de la carga. a) Vista isométrica. b) Corte longitudinal. c) Detalle de desplazamientos en los tornillos

La Figura 16c. muestra la deformación final de los conectores. Es de destacar que el tornillo con mayor desplazamiento final es el más alejado al punto de aplicación de la carga, siendo consistente con los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio. Este conector encuentra un mayor volumen de concreto oponiéndose al desplazamiento, conllevando a que este tornillo entre primero a fluencia y tenga una mayor deformación en comparación con los otros antes de que se produzca la fractura de la placa.

En las direcciones (x) y (y) los desplazamientos finales son del orden de 0.002 m, como se puede apreciar en la Figura 17. De acuerdo con estas magnitudes de desplazamiento, se consideran poco relevantes con respecto al desplazamiento de 0.005 m en (z); no obstante, las magnitudes de los desplazamientos en (y) indican que existe deflexión de la placa de concreto, inducido por la carga aplicada.

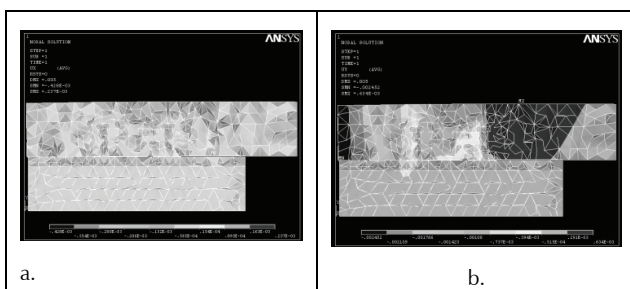


Figura 17 a) Desplazamientos en dirección x. b) Desplazamientos en dirección y

**Esfuerzos**

En la Figura 18a y 18b se encuentra la componente de esfuerzos  $s_z$  para el perfil metálico con los conectores y el concreto, respectivamente.

Se demarcan claramente la concentración de esfuerzos en la zona de los conectores: zona de tracción y zona de compresión, tanto en la placa como en el perfil.

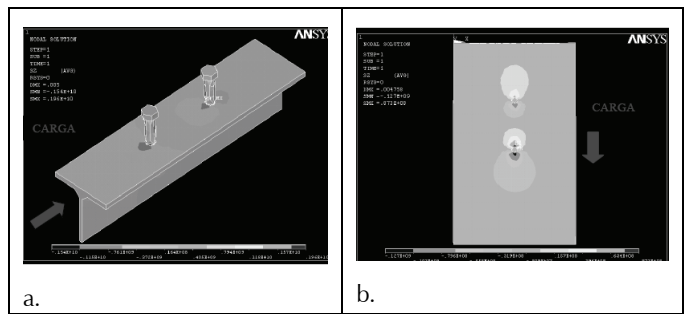


Figura 18. Esfuerzos en dirección z a) Perfil metálico. b) Placa de concreto

Similarmente como sucede con los desplazamientos, las componentes de esfuerzos en los sentidos (x) y (y) presentan menor relevancia que en sentido (z), llegando al 60% y 20%, respectivamente, con respecto al valor de esfuerzo máximo de 11.5 MPa.

En los estados de esfuerzos cortantes en sentido xy, yz y zx, se observa que la zona de interacción entre conectores y perfil corresponde a la más esforzada en los 3 casos (Figura 19a), llegando hasta valores de 8.5 MPa, los cuales sobrepasan el valor de resistencia máxima a corte del concreto: 1.1 MPa.

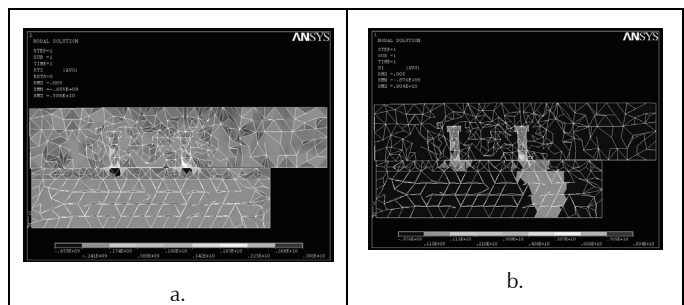


Figura 19. a) Esfuerzos cortantes en el modelo. b) Esfuerzos principales en el modelo

De manera análoga como ocurre con los esfuerzos cortantes, los esfuerzos principales presentan una mayor concentración en la zona de contacto de conectores y perfil metálico, que es donde se realiza la transferencia de carga, llegando a tener intensidades de esfuerzos principales hasta de 8.5 MPa, superando el esfuerzo máximo a tensión del concreto de 4.2 MPa. Este efecto se aprecia en la Figura 19b.

De acuerdo con los anteriores resultados, se concluye que a causa de los esfuerzos cortantes inducidos por los conectores sobre el concreto ocurre una degradación continua en dicho material y pérdida de rigidez del sistema, la cual genera fractura de la placa de concreto y deformaciones elevadas en los conectores.

**Comparación de resultados**

La Tabla 12 presenta los datos promedio registrados para este modelo en el laboratorio, los datos obtenidos en la modelación y el porcentaje de error encontrado entre ellos.



Tabla 12. Comparación de resultados entre modelo experimental y el modelo en elementos finitos

DESPLAZAMIENTO PROMEDIO (mm)	CARGA kN		% DE ERROR
	Experimental	Modelacion	
0.00	0.00	0.00	---
0.10	8.90	14.37	38%
0.19	17.79	27.96	36%
0.29	26.69	41.36	35%
0.37	35.58	52.02	32%
0.46	44.48	62.71	29%
0.54	53.38	71.39	25%
0.63	62.27	81.73	24%
0.73	71.17	90.99	22%
0.83	80.06	101.23	21%
0.92	88.96	109.63	19%
1.01	97.86	117.69	17%
1.09	106.75	124.48	14%
1.18	115.65	131.52	12%
1.27	124.54	138.26	10%
1.36	133.44	145.86	9%
1.45	142.34	152.76	7%
1.54	151.23	158.68	5%
1.64	160.13	165.83	3%
1.75	169.02	172.96	2%
1.89	177.92	181.12	2%

Como se observa, la mayor discrepancia de resultados se encuentra para el periodo inicial, llegando al 38%; y a medida que la carga se incrementa, junto con los desplazamientos, se reduce la variación hasta el 2%, inducido por el modelo constitutivo del concreto, que considera endurecimiento en la rama ascendente de la curva esfuerzo-deformación.

El registro completo de los resultados de la modelación en elementos finitos se encuentra en la Figura 20.

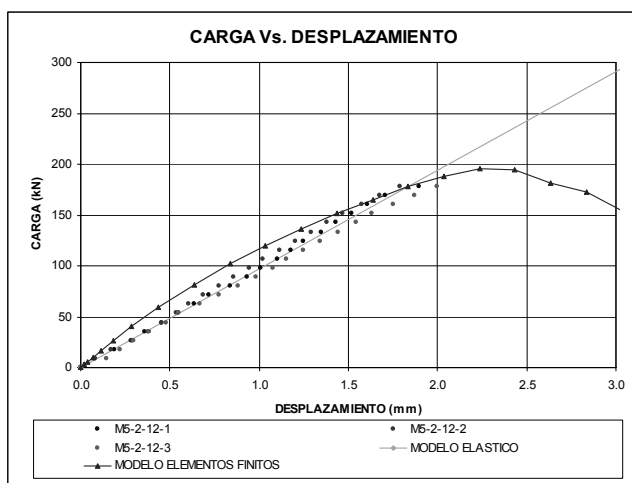


Figura 20. Curva carga vs. desplazamiento modelo MEF

### Comportamiento general de los conectores tipo tornillo

Con el fin de obtener las ecuaciones de diseño de conectores tipo tornillo grado dos para un sistema de sección compuesta con concreto de 21 MPa, se calcula la relación entre cargas de falla (Hurtado, 2007) a través de:

$$\sqrt{f'_c \cdot E_c \cdot n \cdot \varphi} \tag{1}$$

$$\sqrt{f'_c \cdot E_c \cdot S} \tag{2}$$

donde:

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del concreto [MPa]

$E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto [MPa]

$n$ : Número de conectores

$\varphi$ : Diámetro de los conectores [m]

$S$ : Separación entre conectores [m]

Estas expresiones han sido parámetros de comparación en estudios previos para espigos (Ollgaard, 1971), que a su vez tienen la misma presentación de las ecuaciones planteadas en las normas de diseño.

### Relación carga de falla vs. diámetro

En la Tabla 13 se encuentran datos de carga última,  $\sqrt{f'_c \cdot E_c \cdot n \cdot \varphi}$  y la respectiva relación existente entre estas dos magnitudes.

Tabla 13. Datos de comparación para correlacionar el efecto del diámetro de los conectores

MODELO	CARGA FALLA	$\sqrt{f'_c \cdot E_c \cdot n \cdot \varphi}$	RELACIÓN
	(KN)	(KN)	
M4-1-0	100.42	151.542	0.66
M4-2-8	187.54	214.313	0.88
M4-2-12	150.16	214.313	0.70
M4-2-14	180.38	214.313	0.84
M4-3-12	234.22	262.479	0.89
M4-3-14	243.73	262.479	0.93
M5-1-0	129.32	169.430	0.76
M5-2-8	195.33	239.610	0.82
M5-2-12	234.97	239.610	0.98
M5-2-14	232.48	239.610	0.97
M5-3-12	248.11	293.461	0.85
M5-3-14	214.59	293.461	0.73
M6-1-0	178.59	185.601	0.96
M6-2-8	253.38	262.479	0.97
M6-2-12	278.42	262.479	1.06
M6-2-14	232.96	262.479	0.89
M6-3-12	318.85	321.470	0.99
M6-3-14	334.24	321.470	1.04

Partiendo de estos datos, y promediando los valores de relación de cargas con las mismas separaciones entre conectores, se obtiene la expresión:

$$Vu = 0.9 \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c \cdot n \cdot \varphi} \tag{3}$$

### Relación carga de falla vs. separación

En la Tabla 14 se muestran los datos de carga de falla,  $\sqrt{f'_c \cdot E_c \cdot S}$  y su respectiva relación.

Al hacer el promedio de estos valores se llega a la ecuación de correlación entre carga de falla y separación entre conectores:

$$Vu = 0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c \cdot S} \tag{4}$$

Tabla 14. Datos de comparación para correlacionar el efecto de la separación entre conectores

MODELO	CARGA FALLA (KN)	$\sqrt{f'_c \cdot E_c \cdot S}$ (KN)	RELACIÓN
M4-1-0	100.42		
M4-2-8	187.54	268.944	0.70
M4-2-12	150.16	329.388	0.46
M4-2-14	180.38	355.780	0.51
M4-3-12	234.22	329.388	0.71
M4-3-14	243.73	355.780	0.69
M5-1-0	129.32		
M5-2-8	195.33	268.944	0.73
M5-2-12	234.97	329.388	0.71
M5-2-14	232.48	355.780	0.65
M5-3-12	248.11	329.388	0.75
M5-3-14	214.59	355.780	0.60
M6-1-0	178.59		
M6-2-8	253.38	268.944	0.94
M6-2-12	278.42	329.388	0.85
M6-2-14	232.96	355.780	0.65
M6-3-12	318.85	329.388	0.97
M6-3-14	334.24	355.780	0.94

### Metodología de diseño

Partiendo de que el diseño por flexión de la sección compuesta por el perfil de acero y la placa de concreto se realizó previamente de acuerdo con lo estipulado en el numeral F.2.9.3. DE NSR-98 (NSR-98), se procede a diseñar los conectores de cortante por el siguiente procedimiento:

- Se selecciona un diámetro  $f$  de conectores y se conocen los valores nominales de:
  - Resistencia de los materiales ( $f'_c, E_c, F_y, F_u$ )
  - Geometría de la sección ( $A_c, A_s$ )
  - Solicitación máxima a cortante ( $V_u$ ),

- Cálculo la fuerza máxima de corte inducida por flexión en la placa de concreto de acuerdo con el numeral F.2.9.5.2 (a) de NSR98:

$$FC = 0.85 \cdot A_c \cdot f'_c$$

- Cálculo de la fuerza máxima de compresión resistida por el perfil metálico según el numeral F.2.9.5.2 (b) de NSR 98:

$$FA = F_y \cdot A_s$$

- Identificación del valor de carga de falla CF como el menor entre los calculados en los pasos 2 y 3.

- Cálculo de la resistencia de un conector para la falla del concreto:

$$Q_{nc} = 0.90 \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c \cdot \phi}$$

- Cálculo de la resistencia de un conector para la falla del acero:

$$Q_{na} = 0.50 \cdot F_u \cdot \phi^2$$

- Identificación del valor de falla  $Q_n$  como el menor entre los calculados en los pasos 5 y 6.

- Cálculo del número de conectores de acuerdo con el numeral F.2.9.5.5 de NSR98:

$$n = \frac{CF}{Q_n}$$

- Revisión que la resistencia de la soldadura sea mayor que el cortante de sollicitación

$$R_n > V_u$$

$$R_n = 0.6 \cdot A_{sol} \cdot E70XX \cdot n$$

$$A_{sol} = t \cdot \pi \cdot (\phi + t) \cdot \text{Cos}(45)$$

- Revisión que la fuerza cortante resistida por la sección ( $V_n$ ) es superior a la fuerza cortante de sollicitación ( $V_u$ ):

$$V_n > V_u$$

$$V_n = 0.90 \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c \cdot n \cdot \phi}$$

- Cálculo de la separación de los conectores.

$$S_{cal} = \frac{2.04 \cdot V_u^2}{f'_c \cdot E_c}$$

- Revisión de las separaciones límite de conectores de acuerdo con los requisitos del numeral F.2.9.5.6 de NSR 98.

### Conclusiones

El aporte de los conectores de cortante tipo tornillo a la capacidad estructural de la sección compuesta se refleja en que conforme aumenta su diámetro se reducen su deformación y su desplazamiento. Este efecto está directamente relacionado con el tipo de falla que pueda presentar la sección: diámetros menores conllevan a la falla dúctil generada por rotura de la soldadura, y para diámetros mayores se presenta una falla frágil ocasionada por fractura en el concreto.

La rigidez de las probetas se ve afectada directamente por la cantidad de conectores que tenga la sección compuesta; de esta manera, a mayor cantidad de tornillos, la deformación en los mismos se va a reducir por traslape de las zonas de adherencia de cada conector, induciendo más rápidamente a la fisuración del concreto y provocando así la falla frágil. Una menor cantidad de conectores implica mayor ductilidad de la sección.

Debe existir una separación mínima de conectores que permitan trabajo de sección compuesta, y un espaciamiento máximo de conectores que no conduzca a sobrecostos ni a fallas frágiles.

La carga de falla esperada a partir del planteamiento de NSR-98 para espigos siempre estuvo por debajo de la obtenida en los ensayos, llegando hasta un 30%, independientemente del modo de falla que se presentara; se acerca mucho más a la carga máxima elástica, lo cual es coherente si se asume el diseño de los conectores tipo tornillo en el rango elástico con el mismo planteamiento presentado para espigos.

El comportamiento elástico e inelástico de las probetas, y su carga de falla, están directamente relacionados con la separación entre conectores y su diámetro, debido al aporte de las características del acero y a la limitada capacidad inelástica

que puede desarrollar el concreto; donde dichas variables son independientes entre sí. De esta manera, se podría inducir a la falla frágil de la sección teniendo corta separación entre los mismos, o tornillos de gran diámetro, o un a combinación de las anteriores causas.

## Agradecimientos

Los autores agradecen la financiación de la investigación a través del proyecto Semilleros de Investigación, 2006.

## Nomenclatura

$A_c$  = Sección transversal del conector tipo tornillo [ $m^2$ ]  
 $A_s$  = Sección transversal del perfil metálico [ $m^2$ ]  
 $A_{sol}$  = Sección transversal de la soldadura [ $m^2$ ]  
 $f_y, s_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero [MPa]  
 $E$  = Módulo de elasticidad del acero [MPa]  
 $E'$  = Módulo de elasticidad del acero en la zona de endurecimiento [MPa]  
 $E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto [MPa]  
 $f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto [MPa]  
 $n$  = Número de conectores  
 $S$  = Separación entre conectores tipo tornillo [m]  
 $f$  = Diámetro del conector tipo tornillo [m]  
 $u$  = Relación de *poisson* del acero).

## Bibliografía

Asociación de Ingeniería Sísmica., NSR-98., TOMO 3, Bogotá, 1998, pp. F38-F39.

- Chinn, J., Push-out tests on lightweight composite slabs., *Engineering Journal*, AISC, 1965, pp. 129-134.
- Davies, C., Small-scale push-out tests on welded stud shear connectors., *Concrete*, 1967, pp. 311-316.
- Hurtado, X., Comportamiento de conectores tipo tornillo grado dos para un sistema de sección compuesta con concreto de 21MPa ante sollicitación de corte directo., Tesis presentada a la Universidad Nacional de Colombia, para optar por el título de Magíster en Ingeniería-Estructuras, 2007.
- Johnson, R., Oehlers, D., Analysis and design for longitudinal shear in composite t-beams., *Proc. Instn. Civ. Engrs*, Part 2, 1981, pp. 989-1021.
- Lam, D., Behavior of headed stud shear connectors in composite beam., *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2005, pp. 96-107.
- Oehlers, J., Composite beams with limited-slip-capacity shear connectors., *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1995, pp. 932-938.
- Ollgaard, J., Slutter, R., Fisher, J., Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete., *Engineering Journal*, AISC, 1971, pp. 55-64.
- Slutter, R., Driscoll, G., Flexural strength of steel-concrete composite beams., *J. Struct. Div.*, 91, 1965, pp. 71-99.
- Viest, I., Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel t-beams., *Journal of the American Concrete Institute*, ACI, 1956, pp. 875-890.
- William, K., Warnke, E., Constitutive model for the triaxial behavior of concrete., *Proceedings International Association for Bridge and Structural Engineering*, 1975, pp. 174.