



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**REFUERZO CON BANDAS DE FIBRA DE CARBONO
(CFRP) EN COLUMNAS CORTAS DE CONCRETO
REFORZADO
ESTUDIO EXPLORATORIO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

CARLOS IVÁN DURÁN QUINTAL

**DIRECTOR DE TESIS:
DR. ROBERTO MELI PIRALLA**

ABRIL DE 2008





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. González Cuevas Oscar M.
Secretario: M.I. Ávila Rodríguez Jorge Arturo
Vocal: Dr. Meli Piralla Roberto
1^{er.} Suplente: Dr. López Bátiz Oscar
2^{do.} Suplente: M.I. García Domínguez Octavio

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Roberto Meli Piralla

*A mis padres Dora y Carlos
por su apoyo y confianza*

**REFUERZO CON BANDAS DE FIBRA DE CARBONO (CFRP) EN COLUMNAS CORTAS DE
CONCRETO REFORZADO
ESTUDIO EXPLORATORIO**

RESUMEN

El presente estudio fue realizado con carácter introductorio hacia el empleo de las bandas de fibra de carbono como elemento de refuerzo en columnas cortas de concreto reforzado que pertenecen a edificios de altura relativamente baja, como es el caso de las escuelas o de unidades habitacionales que tienen una carga axial menor a la que se encontraría en otro tipo de edificaciones, por lo que la variable de la carga axial no se consideró en este trabajo. Por tanto, se decidió hacer un estudio experimental con dos especímenes que tuvieran diferentes cuantías de acero transversal y un tercer espécimen que sería uno de los dos primeros ya probado y reforzado con las fibras de carbono.

Los resultados obtenidos muestran un incremento en la capacidad de carga y resistencia ante las cargas laterales del espécimen recubierto con las fibras de carbono, también muestran una degradación de la rigidez muy paulatina en comparación con los especímenes que no se recubrieron con las fibras. Finalmente se pudieron dar recomendaciones que ayuden a mejorar el diseño de los especímenes y del sistema de aplicación de cargas empleado, con el fin de adentrarse en el estudio de las bandas de fibras de carbono.

CONTENIDO

RESUMEN	vii
CONTENIDO	ix
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN, PROBLEMÁTICA Y OBJETIVOS	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 ESTUDIOS PREVIOS.....	2
1.3 EL ORIGEN DE LAS COLUMNAS CORTAS.....	3
1.4 CARACTERÍSTICAS DE LAS COLUMNAS CORTAS.....	4
1.5 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL ESTUDIO	4
CAPÍTULO 2. EL REFUERZO DEL CONCRETO CON FIBRAS	7
2.1 TIPOS DE MATERIALES A BASE DE FIBRAS.....	7
2.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS FIBRAS	7
2.3 CARACTERÍSTICAS DE LA MATRIZ DE POLÍMEROS	9
2.4 LA COLOCACIÓN DE FIBRAS.....	10
2.5 TIPOS DE REFUERZO	10
2.5.1 Refuerzo por flexión.....	11
2.5.2 Refuerzo por cortante.....	11
2.5.3 Confinamiento	12
2.6 REGLAMENTACIÓN Y FILOSOFÍAS DE DISEÑO.....	12
CAPÍTULO 3. ESTUDIO EXPERIMENTAL	13
3.1 CONSIDERACIONES PREVIAS	13
3.2 JUSTIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECÍMENES.....	14
3.3 DISPOSITIVO DE APLICACIÓN DE CARGA Y SISTEMA DE SUJECIÓN	16
3.4 INSTRUMENTACIÓN	18
3.5 APLICACIÓN DE CARGA	21

3.6 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	22
CAPÍTULO 4. RESULTADOS EXPERIMENTALES	25
4.1 CONSIDERACIONES PREVIAS	25
4.2 ESPÉCIMEN FUERTE (EF1).....	25
4.2.1 Análisis de los transductores de desplazamiento	26
4.2.2 Análisis de los deformímetros en las barras	29
4.3 ESPÉCIMEN DÉBIL (ED1)	33
4.3.1 Análisis de los transductores de desplazamiento	33
4.3.2 Análisis de los deformímetros en las barras	35
4.4 ESPÉCIMEN REFORZADO (ER1).....	36
4.4.1 Análisis de los transductores de desplazamiento	36
4.4.2 Análisis de los deformímetros en las barras	38
4.5 COMPARACIÓN DE CICLOS DE CARGA	40
4.5.1 Rotaciones del cabezal y de la base	41
4.6 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LAS BIELAS.....	43
4.7 APARICIÓN Y PROGRESIÓN DE GRIETAS	44
CAPÍTULO 5. MODELO ANALÍTICO	47
5.1 ANTECEDENTES	47
5.2 MODELO DE PUNTALES Y TENSORES PARA LOS ESPECÍMENES ENSAYADOS	50
5.2.1 Espécimen EF1	50
5.2.2 Espécimen ED1.....	53
5.2.3 Espécimen ER1	56
5.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES	59
CAPÍTULO 6. ESTUDIOS FUTUROS	63
6.1 CONSIDERACIONES PREVIAS	63
6.2 MODIFICACIONES A LOS ESPECÍMENES (NUEVOS ESPECÍMENES EF2 Y ED2).....	63
6.3 CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES REFORZADOS CON CFRP	65
6.4 MODIFICACIONES AL DISPOSITIVO DE APLICACIÓN DE CARGA.....	65

6.5 INSTRUMENTACIÓN DE LAS BARRAS	66
6.6 INSTRUMENTACIÓN DE LOS ESPECÍMENES	67
6.7 ESTUDIOS FUTUROS	68
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES	69
APENDICE A: Cálculo de los momentos de agrietamiento, de fluencia y último para los especímenes EF1 y ED1	71
APENDICE B: Cálculo de la resistencia por cortante empleando la ecuación propuesta por Umehara y Jirsa.....	75
APENDICE C: Cálculo de la capacidad de carga de las vigas del cabezal	77
APENDICE D: Cálculo de la resistencia por cortante a base de CFRP.....	79
APENDICE E: Gráficas carga lateral contra desplazamiento.....	81
APENDICE F: Gráficas carga lateral contra deformación de las barras	85
APENDICE G: Gráficas carga lateral contra rotación.....	99
APENDICE H: Gráficas carga contra deformación de las bielas	103
APENDICE I: Fotografías	107
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	113

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN, PROBLEMÁTICA Y OBJETIVOS

1.1 ANTECEDENTES

Durante los últimos eventos sísmicos registrados en gran parte del mundo, se han observado deficiencias en edificios que tienen columnas cortas; este fenómeno es de mucho interés en zonas gran actividad sísmica y en donde los edificios cambian de uso y en los cuales a veces se colocan muros o elementos no estructurales que acortan las columnas. Cuando en una edificación no se toman las previsiones necesarias durante el diseño de los elementos, entonces los resultados pueden generar un colapso en las estructuras, de ahí que sea indispensable contar con un método de reforzamiento que sea idóneo, eficiente y práctico.

Para decidir si un edificio se refuerza es necesario considerar los siguientes aspectos:

- Reforzamiento contra el costo del remplazo de elementos
- Relación entre el nivel de reforzamiento y el impacto futuro de los daños sísmicos
- Materiales para el reforzamiento y técnicas disponibles en el mercado
- Consecuencias de la evacuación parcial o total del edificio
- Duración de las operaciones de reparación o reforzamiento adicional
- Restricciones de espacio en las zonas adyacentes a la del reforzamiento o restauración
- Restricciones sociales, políticas o históricas de las estructura
- Requerimiento de más reparaciones o del retiro del refuerzo en el futuro

Una técnica que presenta ventajas en la mayoría de los aspectos antes mencionados es el refuerzo a base de materiales compuestos.

Los materiales compuestos están formados por dos componentes, la matriz y las fibras, que actúan de manera conjunta; existen diferentes tipos de materiales compuestos, pero el más usado en la actualidad para el reforzamiento de estructuras es el que está fabricado a base de una matriz de polímeros reforzada con fibras de carbono, o CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) por sus siglas en inglés; los materiales están dispuestos en forma de banda, con las fibras en la dirección longitudinal de la banda.

El uso de las bandas de fibra presenta diversas ventajas sobre otros tipos de reforzamiento tales como: la rapidez del proceso de colocación, el ser un proceso relativamente limpio, ya que casi no hay desperdicios, la comprobada eficacia en muchos casos específicos (aunque faltan algunos aspectos a investigar), es relativamente fácil de obtener comercialmente, es durable si se le protege adecuadamente contra los elementos que lo degradan, no aumenta significativamente el

peso del edificio (su masa) la cual es de primordial importancia ante la acción sísmica, los elementos a reforzar o a rehabilitar no requieren procesos de preparación complicados.

Para el caso de México, el uso de las bandas de fibra de carbono para el refuerzo de estructuras es una técnica que está tomando auge ya que presenta las ventajas ya señaladas y además se puede seguir usando el edificio mientras se realizan las reparaciones; además se obtienen las resistencias máximas de los materiales compuestos en poco tiempo por lo que no se requieren largos tiempos de espera para tener los beneficios del reforzamiento. Otra ventaja de esta técnica es la capacidad de desplazamiento que proporcionan las fibras.

Si bien el uso de esta técnica de refuerzo tiene grandes y numerosas ventajas, también tiene algunos aspectos en contra, tales como el costo relativamente alto de los materiales, la sensibilidad ante altas temperaturas y ante ambientes salinos, así como la adherencia con el concreto.

El estudio de las columnas cortas reforzadas con bandas de fibra de carbono es de importancia no sólo para obtener expresiones que describan su comportamiento, si no por que los resultados pueden extrapolarse para otro tipo de elementos como son las vigas de gran peralte o las vigas de acoplamiento, que tienen en común con las columnas cortas el que su comportamiento está fuertemente influenciado por la fuerza cortante sobre la flexión. Así mismo, se pueden obtener resultados importantes en cuanto a la adherencia de las fibras con el concreto.

1.2 ESTUDIOS PREVIOS

Se han hecho varios estudios previos en lo que se refiere al comportamiento y diseño de las columnas cortas, entre ellos destacan las investigaciones hechas por Umehara y Jirsa (1996) en las que se proponen expresiones para el cálculo de la resistencia de éste tipo de elementos; Woodward y Jirsa (1984) en el que se estudia la influencia del refuerzo tanto longitudinal como transversal; Maruyama, Ramírez y Jirsa (1984) en el cual se estudian las columnas cortas bajo cargas bidireccionales.

En los últimos años, se han desarrollado modelos analíticos que se adapten mejor a las condiciones de esfuerzos y deformaciones de los elementos, es así como surge el uso de métodos como el de puntales y tensores o "Strut and Tie" como se le conoce en inglés; éste método ofrece mejores resultados en el diseño de elementos que están sometidos a cortante y por tanto es una herramienta de mucho interés en estudios como éste. Existen también numerosos estudios experimentales sobre el uso del sistema de fibras de carbono en los cuales se han presentado la capacidad que tienen los materiales compuestos para aumentar la ductilidad en las columnas durante un sismo, tales como los efectuados por Iacobucci, Sheikh y Bayrak (2003) o los realizados por Hosseini y Fadae (2004) así mismo, existen estudios sobre la adherencia de las fibras en los elementos reforzados con este sistema como los realizados por Harmon, Kim, Kardos, Johnson y Stark (2003); y en general existe una gran cantidad de artículos y documentos que explican las características de los materiales compuestos y su uso en la rehabilitación de estructuras de concreto, como los realizados por Triantafillou (2000 -2006).

A pesar de contar con las herramientas para el diseño de elementos de concreto reforzado sometidos a fuerzas cortantes, es necesario también tener expresiones que puedan predecir el comportamiento de elementos reforzados con bandas de fibra de carbono, ya que, como se dijo

anteriormente, este tipo de refuerzos son cada vez más comunes en la rehabilitación y reforzamiento de estructuras.

1.3 EL ORIGEN DE LAS COLUMNAS CORTAS

La presencia de columnas cortas en edificios es un fenómeno que puede causar daños muy graves a la estructura si se tiene en cuenta que las columnas cortas tienen un comportamiento menos dúctil que las columnas más largas; esto se debe a que estos elementos poseen una elevada rigidez y por lo tanto atraen mayores cargas laterales durante un sismo; al tener una baja relación de claro de cortante a peralte, las columnas cortas cambian su comportamiento de flexión a un comportamiento en donde la falla principal es a cortante, por tanto, si no se toman previsiones en su diseño, se pueden presentar fallas estructurales importantes inclusive el colapso total del edificio.

Las columnas cortas pueden generarse de varias formas, la primera de ellas es la colocación de elementos no estructurales, como son los muros de mampostería que llenan la crujía de un marco de concreto, a excepción de una franja ubicada inmediatamente debajo de las vigas y que sirve como ventilación e iluminación; la rigidez adicional que proporcionan estos muros, restringe el desplazamiento lateral de la estructura provocando la generación de un mecanismo de falla por cortante en las columnas; en la figura 1.3.1, se puede observar una columna corta que se forma de este modo.

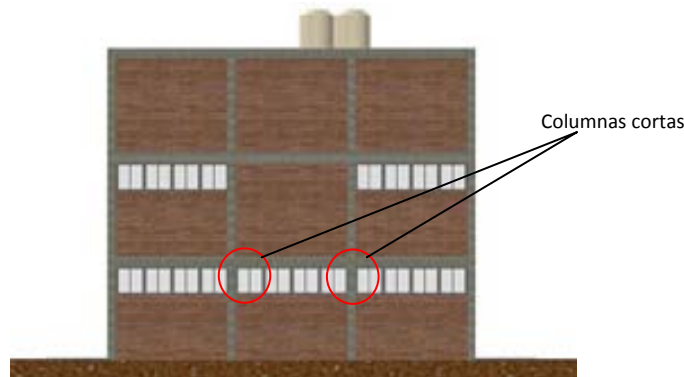


Fig. 1.3.1 Columnas cortas formadas por la colocación de muros de mampostería en la crujía de un marco

Otros modos de formación de columnas cortas son debidos al desnivel del terreno en el que se encuentra la estructura lo que ocasiona que en un mismo nivel se tengan columnas de longitudes diferentes, y también pueden formarse por la colocación de pisos intermedios lo que propicia el acortamiento de las columnas originales, en las figuras 1.3.2a y 1.3.2b, se presentan éstos dos casos.

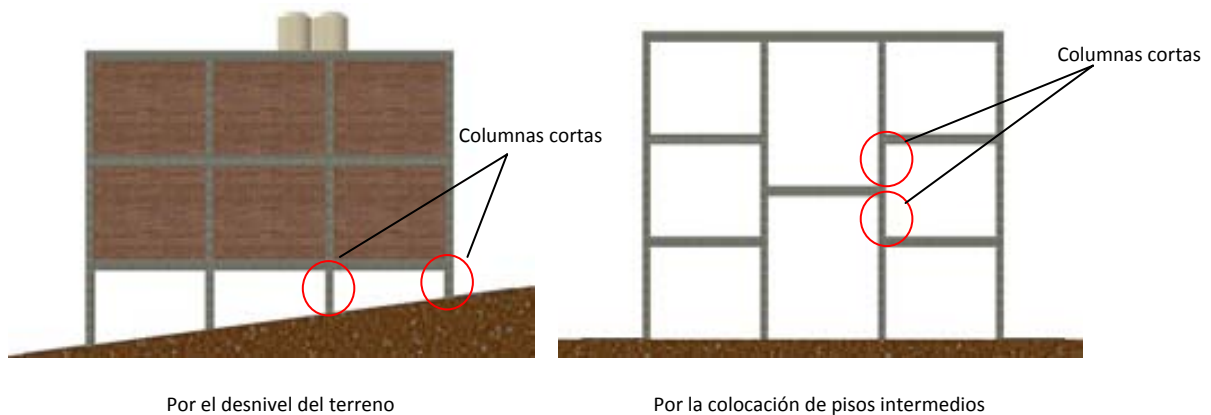


Fig. 1.3.2 Otras formas de creación de columnas cortas

1.4 CARACTERÍSTICAS DE LAS COLUMNAS CORTAS

Por columna corta de concreto se entiende un elemento en el cual la esbeltez es tan baja que predominan los efectos de cortante sobre los de flexión; cuando estos elementos pertenecen a edificios que se encuentran en zonas con una fuerte actividad sísmica y de relativamente baja altura, éstas condiciones se traducen en que la carga axial a la cual están sometidos dichos elementos es relativamente despreciable comparada a las fuerzas sísmicas cuya magnitud pudiera ser muy importante. Se dice que una columna es corta cuando la relación entre el claro de cortante (distancia entre la cara de la viga y el punto de inflexión en el diagrama de momentos) y el peralte efectivo es menor a 2.5 ($a/d \leq 2.5$).

Este tipo de elementos pueden resultar particularmente complicados en su análisis y puesto que la suposición de que las secciones planas permanecen planas, derivada de la teoría general de vigas, ésta no se puede aplicar. Por lo tanto, es necesario para el diseño de este tipo de elementos usar modelos de puntales y tensores, tal como lo plantea el apéndice A del reglamento ACI.

1.5 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL ESTUDIO

El presente estudio tiene un carácter exploratorio en el uso de las fibras de carbono (CFRP) como refuerzo de columnas cortas de concreto reforzado, que pudieran encontrarse en edificaciones de altura relativamente baja como el caso de las escuelas o de unidades habitacionales. Dada la naturaleza del presente trabajo, el número de especímenes ensayados es limitado.

De lo anterior, podemos decir que los objetivos que persigue el presente trabajo son:

- a) Iniciar el programa de investigación sobre el reforzamiento de elementos con daño y su posterior refuerzo mediante el empleo de las fibras de carbono.

- b) Definir la metodología experimental que será usada en las etapas siguientes de investigación.
- c) Evaluar la práctica actual para la colocación de las bandas de fibra de carbono.
- d) Entender los modos de falla, capacidad de carga y capacidad de deformación de las columnas cortas.
- e) Estudiar y cuantificar el efecto benéfico que el empleo de las fibras de carbono junto con el relleno de grietas con resina epóxica ejercen sobre elementos de concreto que han sufrido daño estructural visible sin presentar el colapso total.

Por tanto, en el capítulo 2 se habla sobre el sistema de refuerzo a base de fibras de carbono, su colocación y los tipos de refuerzo, así como algunos aspectos sobre la reglamentación y las filosofías de diseño; en el capítulo 3 se describen las características de los especímenes ensayados y su instrumentación; en el capítulo 4 se presentan los resultados obtenidos en los ensayos en términos de las curvas de histéresis; en el capítulo 5 se obtuvieron los modelos analíticos de puntales y tensores con el fin de entender el comportamiento de los especímenes ensayados; en el capítulo 6 se presentan algunas modificaciones en los especímenes y en el dispositivo de aplicación de carga para mejorar el desempeño de los ensayos en estudios futuros y finalmente en el capítulo 7 se presentan los comentarios y conclusiones a los que se llegó con este estudio.

CAPÍTULO 2

EL REFUERZO DEL CONCRETO CON FIBRAS

2.1 TIPOS DE MATERIALES A BASE DE FIBRAS

Cuando se habla de materiales compuestos con fibras, podemos pensar en una gran cantidad de productos elaborados a partir de diferentes tipos de materiales. En general, podemos encontrar tres variedades en el uso de las fibras, fibras sueltas que se le adicionan al concreto, materiales preconformados, y tejidos a base de fibras. En este estudio, se usaron tejidos a base de fibras.

Las fibras sueltas se han usado para aumentar la resistencia del concreto principalmente ante cambios volumétricos; no obstante, también se han obtenido buenos resultados con fibras de alta resistencia empleadas como refuerzo a cortante en vigas de acoplamiento como lo demuestran los estudios experimentales realizados por Parra Montesinos (2005). El método de aplicación de estas fibras consiste en colocarlas durante el proceso de fabricación del concreto, lo cual propicia un acomodo en todas direcciones de las fibras, lo que a su vez provoca cierto aumento en la resistencia del elemento. Los materiales preconformados pueden encontrarse en forma de barras de refuerzo que pueden ser empleados en lugar del acero o bien en forma de placas que se colocan en elementos existentes con el fin de rehabilitar o reforzar dichos elementos; finalmente encontrarnos los materiales compuestos hechos a base de tejidos de fibras, los cuales se presentan en este estudio; estos materiales se colocan de igual manera que ciertos materiales compuestos preconformados, y su uso es para la rehabilitación y reforzamiento.

2.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS FIBRAS

Existen tres tipos principales de fibras, las cuales es posible utilizar para reforzar elementos de concreto que han sufrido daño o que presentan deficiencias; en primer lugar se tienen las fibras de vidrio cuya resistencia a tensión está entre 1900 y 4800 MPa, seguidas por las fibras de aramida las cuales tienen una resistencia a tensión entre 3500 y 4100 MPa, y finalmente las fibras de carbono cuya resistencia a tensión oscila entre 2100 y 6000 MPa. La fibra de vidrio, al tener una resistencia relativamente baja, aporta pocos beneficios como refuerzo, en tanto que las fibras de aramida son económicamente prohibitivas y difíciles de conseguir comercialmente; por lo tanto, la opción más factible es el refuerzo con las fibras de carbono, las cuales se encuentran disponibles comercialmente y tienen una resistencia superior a las demás. En la tabla 2.2.1 se presentan las características de las fibras antes mencionadas.

Las fibras de carbono (CFRP), formadas a partir de un copolímero (poliacrilonitrilo) y mediante una gran aportación de energía en forma de calor (hasta 2000 °C), se han usado desde ya hace varios años en la industria aeronáutica y espacial como material idóneo por su bajo peso y alta resistencia. Fue hasta la década de 1990 cuando los costos de producción de estos materiales permitieron su empleo en otros sectores de la industria como son el de la construcción y se observó que este tipo de materiales, aporta grandes beneficios al incrementar las características de resistencia y de desplazamiento de elementos de concreto reforzado; es por eso que el uso de CFRP es cada vez más común como sistema de reforzamiento adicional en la rehabilitación en las estructuras.

Las fibras de carbono pueden ser rígidas o flexibles y generalmente vienen en dos presentaciones: en forma de tejidos en los cuales entre el 95 y 98 % de las fibras están orientadas en la dirección longitudinal y entre un 2 y un 5% están orientadas en la dirección transversal con la finalidad de mantener unidas a las primeras; la otra presentación es en forma de placas rígidas las cuales son elementos laminados en los que se encuentran las fibras y la matriz. Este tipo de elementos rígidos tienen espesores entre 1.2 y 1.4 mm y anchos de 5 a 20 mm; para el presente estudio, se emplearon las fibras flexibles en tejido. En la figura 2.2.1 se puede observar la apariencia de este tejido.

Material	Módulo de elasticidad (Gpa)	Resistencia a tensión (Mpa)	Deformación última a tensión (%)
Carbón			
Alta resistencia	215-235	3500-4800	1.4-2.0
Ultra alta resistencia	215-235	3500-6000	1.5-2.3
Alto módulo	350-500	2500-3100	0.5-0.9
Ultra alto módulo	500-700	2100-2400	0.2-0.4
Vidrio			
Módulo	70	1900-3000	3.0-4.5
Resistencia	85-90	3500-4800	4.5-5.5
Aramida			
Bajo módulo	70-80	3500-4100	4.3-5.0
Alto módulo	115-130	3500-4000	2.5-3.5

Tabla 2.2.1 Características de los diferentes tipos de fibras



Fig. 2.2.1 Aspecto de los tejidos de fibra de carbono

2.3 CARACTERÍSTICAS DE LA MATRIZ DE POLÍMEROS

Como se ha dicho antes, un material compuesto se compone de dos o más elementos que, en el caso de las CFRP, son la matriz y las fibras. Se ha explicado en la sección anterior la importancia y las características principales de las fibras, las cuales representan una parte esencial en el buen comportamiento y desempeño de este tipo de refuerzo; sin embargo, no debemos pasar por alto la importancia que tiene la matriz de polímeros que se emplea para hacer funcionar el sistema de refuerzo adicional como un solo elemento. Un polímero se define como una larga cadena de moléculas que tienen una estructura química similar.

El empleo de este material permite tener un compuesto con propiedades mecánicas superiores a las que se tendrían con el acero, principalmente por tener módulos de elasticidad mayores. La función de la matriz de polímeros dentro del material compuesto es la de transferir los esfuerzos entre la estructura a la cual está adherida y las fibras que sirven de refuerzo; así mismo, protege a las fibras de los posibles daños mecánicos y ambientales; para el caso de las cargas axiales, la matriz impide que las fibras presenten pandeo. No obstante las ventajas que poseen estos materiales, existen algunos aspectos que hay que tener en consideración cuando se emplean este tipo de materiales, ya que sus características se ven fuertemente afectadas por los cambios en la temperatura ambiental y por la velocidad de aplicación de carga.

Existen tres clases de resinas poliméricas que pueden usarse para formar la matriz de un material compuesto, estas son:

- Resinas de polyester: Estas resinas son usadas en la elaboración de grandes elementos compuestos para estructuras y se presentan como líquidos viscosos. Para su uso y aplicación se requiere del empleo de aditivos o procesos de tratamiento que le permitan alcanzar un nivel de fluencia adecuado, por tanto no son una opción viable para la rehabilitación y el reforzamiento adicional de estructuras.
- Resinas de vinil: Tienen características similares a las resinas de polyester, tienen mejores características debido a su dureza, mayor flexibilidad y mejor comportamiento ante ambientes agresivos como en los que predominan altas concentraciones de álcalis; sin embargo su costo es mayor que las resinas de polyester y sus características no son tan buenas como las que presentan las resinas epóxicas; no obstante, se considera una buena alternativa para su aplicación en técnicas de reforzamiento adicional para las estructuras de concreto.
- Resinas epóxicas: Estas resinas están disponibles en una gran variedad de viscosidades, lo que les proporciona atributos que pueden ser útiles en una gran variedad de circunstancias. También se pueden combinar con aditivos para mejorar su viscosidad. Tienen una excelente resistencia contra productos químicos y solventes, y también presentan una mejor adherencia entre fibras y tienden a no encogerse, por lo que estas resinas son más empleadas para el reforzamiento de estructuras debido a las características antes mencionadas; no obstante su costo es superior (casi el doble) al de las resinas de polyester.

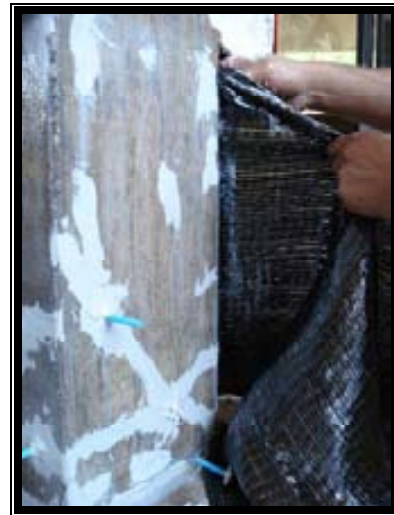
2.4 LA COLOCACIÓN DE LAS FIBRAS

La técnica más usada para la colocación de las fibras se realiza manualmente y consiste en la colocación de los tejidos (o placas rígidas), según sea el caso, sobre la superficie del elemento de concreto a reforzar, que previamente se ha liberado de cualquier impureza de pintura o material que lo cubra, las aristas de los elementos con geometrías rectangulares se desbastan y se impregna todo el elemento con una capa de la resina; seguidamente se procede a colocar la primera capa de fibra sobre la capa de resina; se le pasa un rodillo para eliminar cualquier irregularidad o la presencia de aire entre las fibras y el elemento en rehabilitación; hecho esto se procede a colocar otra capa de resina y las capas siguientes de fibras si fuera necesario. En la figura 2.4.1 se muestra la colocación de la fibra sobre el espécimen de estudio.

Existen otros métodos para la colocación de las fibras sobre los elementos de concreto, tales como las que emplean maquinaria especializada para la colocación de las fibras sobre los elementos rehabilitados, el presfuerzo de las fibras antes de su colocación, el uso de fibras ya conformadas, el uso de sistemas de tratamiento a base de calor, la aplicación de fibras por medio del vacío o la aplicación por medios mecánicos (pernos); sin embargo, en este estudio nos referiremos a la técnica que se emplea en México que es la colocación manual de las fibras.



Preparación de la superficie



Colocación del tejido de fibras

Fig. 2.4.1 Técnica de aplicación de las fibras

2.5 TIPOS DE REFUERZO

Las CFRP pueden usarse para reforzar estructuras que están sometidas a diferentes tipos de carga, ya que dependiendo de la dirección de su colocación, se pueden orientar las fibras en las dirección que sea más adecuada para el reforzamiento o rehabilitación; es decir, se pueden orientar las fibras para alcanzar una mayor capacidad por flexión, o bien se pueden orientar de modo que se alcance una mayor resistencia ante fuerzas cortantes; también, se pueden colocar de forma que se tenga la mayor capacidad de desplazamiento de los elementos o de manera que se tenga el mayor

confinamiento de los elementos. En el presente estudio solo se analizará el caso de refuerzo por cortante.

2.5.1. Refuerzo por flexión

Se puede lograr un refuerzo por flexión más eficaz en vigas y losas mediante la colocación de las fibras en dirección paralela a la de los esfuerzos de tensión generados en este tipo de elementos. En este tipo de refuerzo hay que tener en cuenta que se pueden presentar dos modos de falla, uno en el que el concreto en la zona de compresión llegue a su límite y por tanto se aplaste al mismo tiempo que se genere una falla en la zona de tensión que es donde se encuentra el material compuesto (CFRP); y otro en el que las fibras colocadas en la zona de tensión fallen por desprendimiento del adhesivo; para que esta última falla no suceda es necesario tomar en consideración en el diseño del refuerzo, la longitud de desarrollo de la banda de fibra para que no ocurra un desprendimiento prematuro de ésta, así mismo, en algunos casos también conviene colocar anclas de fibra en el concreto para aumentar la adherencia de los tejidos de fibra con el concreto. La forma de colocación de estos elementos se ilustra en la figura 2.5.1



Fig. 2.5.1 Colocación de refuerzo por flexión

2.5.2 Refuerzo por cortante

La capacidad por cortante de una columna o de un muro de cortante se puede incrementar con el uso de CFRP colocándolas en la dirección de los estribos; esto provoca el mismo efecto que el colocar estribos internos en el elemento, sin embargo, las ventajas son mayores ya que debido a la naturaleza de CFRP no se tienen problemas de corrosión, y no se necesita remover el concreto ni realizar un proceso complicado para su colocación.

Si bien se sabe que los esfuerzos de tensión diagonal actúan con un ángulo de 45° con respecto al eje axial del elemento, es más cómodo y práctico colocar el refuerzo de fibras orientadas en dirección perpendicular al eje axial, (además esto proporciona un refuerzo adecuado si se invierte el sentido de los esfuerzos). En vigas se puede colocar este refuerzo en forma de “U” o bien usar un refuerzo cerrado (en forma de “O”). En el caso de las columnas, se pueden colocar los refuerzos

cubriendo toda la longitud de la columna con las fibras o en bandas con una separación entre cada una de ellas dictada por el diseño previo.

2.5.3 Confinamiento

Se puede conseguir un aumento en la capacidad de carga axial en columnas si se colocan las fibras alrededor de las mismas en toda su longitud; esto conduce a que el concreto esté mejor confinado y por tanto la capacidad de carga axial de la columna es significativamente aumentada, respecto a su capacidad de carga original; este reforzamiento adicional permite obtener una mayor capacidad de desplazamiento lateral, ya que se retrasa el aplastamiento del concreto en la unión con las vigas o losas.

2.6 REGLAMENTACIÓN Y FILOSOFÍAS DE DISEÑO

Existen diversos reglamentos en todo el mundo que contemplan el empleo de materiales compuestos (como son los tejidos de fibra de carbono), como opción de reforzamiento; sin embargo, aquí analizaremos el que tiene mas influencia en México, que es el reglamento del ACI.

El reglamento del ACI, plantea una filosofía de diseño con base en los niveles de esfuerzo y deformación que sufren las fibras con el concreto y el equilibrio de fuerzas en estos elementos; así mismo, plantea ecuaciones en las cuales se pone énfasis en las características a tensión de las fibras y no en las fibras que trabajan sometidas a compresión. En lo que se refiere a las bandas pegadas superficialmente a elementos, que son las estudiadas en éste trabajo, la forma de diseño sigue mas o menos los mismos lineamientos considerando también efecto de la adherencia con el concreto, principalmente en los puntos donde inician o terminan las bandas de fibra.

En reglamentos europeos, el uso de los materiales compuestos como método de rehabilitación ha sido empleado desde hace varios años; por tanto, se han obtenido fórmulas basadas en la experimentación, que al igual que las empleadas por el ACI están desarrolladas a partir de la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones de los materiales y el equilibrio de fuerzas externas e internas; las expresiones planteadas en estos reglamentos no serán analizadas ni empleadas en este estudio.

En México, las Normas Técnicas Complementarias del RCDF no plantean ecuaciones para hacer diseños con fibras de carbono, pero existe la posibilidad de usar expresiones que puedan estar incluidas en otros reglamentos reconocidos.

CAPÍTULO 3

ESTUDIO EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERACIONES PREVIAS

Para el presente estudio se decidió diseñar y construir un modelo a escala real que representara una columna corta, para la cual, como se ha dicho en capítulos anteriores, la carga axial puede ser despreciada si se considera que pertenece a un edificio de baja altura; este modelo de columna corta, se convierte entonces en una viga de gran peralte en donde la participación del cortante es mucho más significativa que la flexión. A partir de lo anterior, se decidió emplear un modelo en el que las fuerzas cortantes actuaran en toda la longitud del elemento de manera constante, lo cual llevó a la elección de un modelo de doble empotramiento.

El modelo seleccionado es representativo del caso de columnas cortas observadas en marcos típicos en los cuales se han colocado muros divisorios que dejan un espacio libre debajo de las trabes, y muros en los niveles superiores, así como en los casos en los que el terreno obliga a una cimentación inclinada y esta a su vez origina columnas de diferente altura generándose columnas cortas como se muestra en la figura 3.1.1

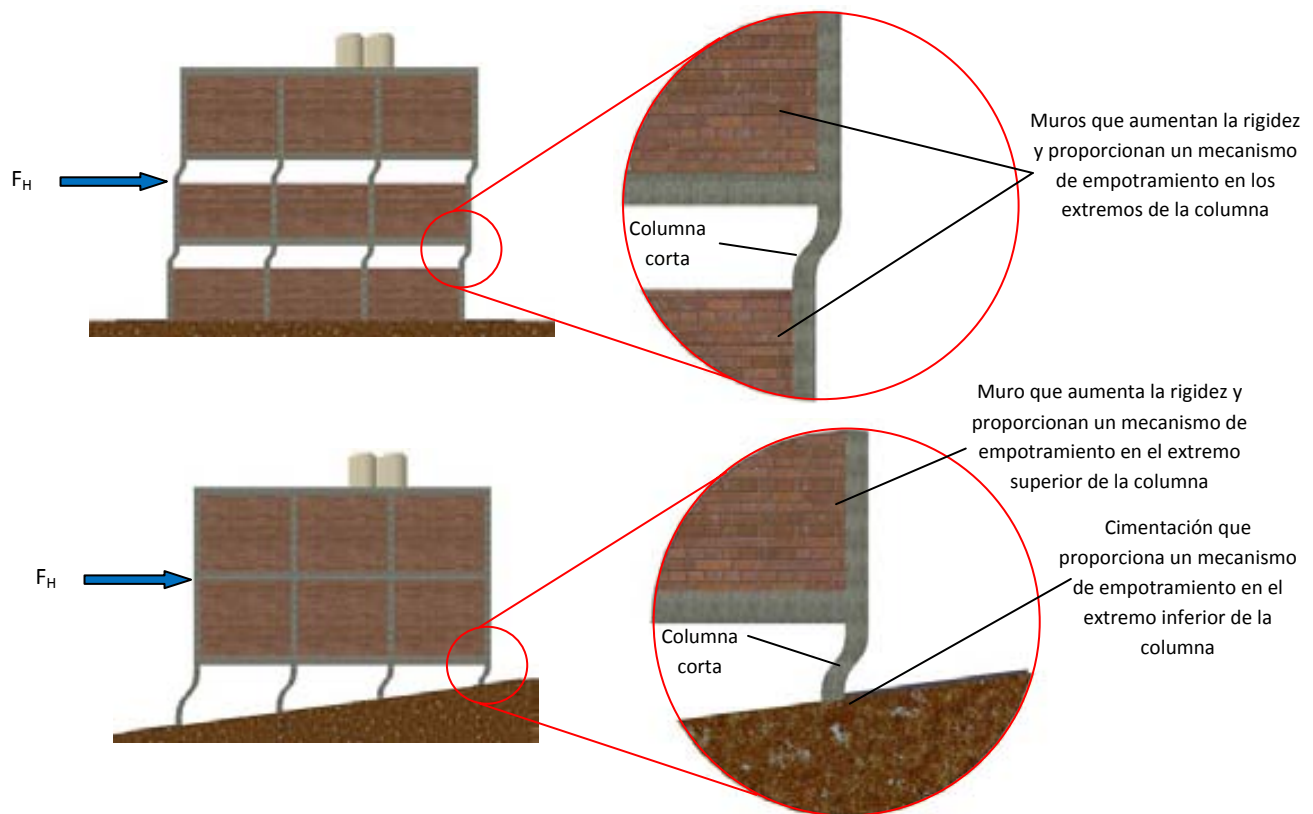


Fig. 3.1.1 Casos representativos del modelo de doble empotramiento

En la figura 3.1.2, se muestra el dispositivo empleado para los ensayos, y las características que se deben cumplir, como es la ausencia del desplazamiento angular en ambos extremos, privilegiando el desplazamiento lateral.

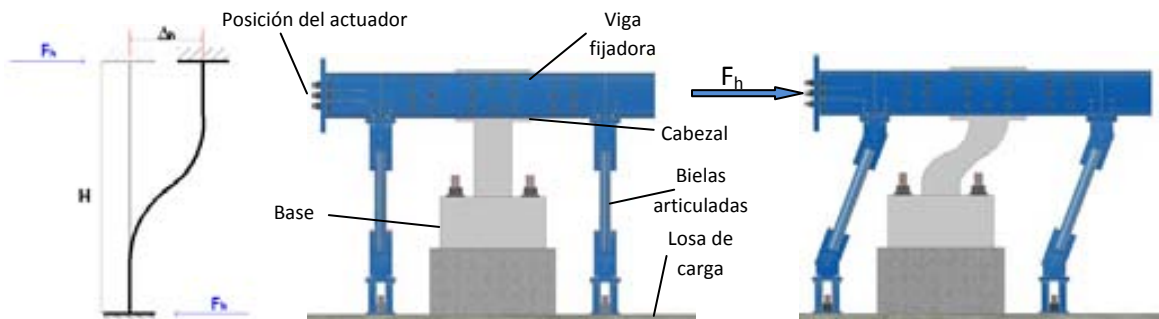


Fig. 3.1.2 Modelo empleado para los ensayos

3.2 JUSTIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPÉCIMENES

Existen dos aspectos importantes que rigieron la forma y el tipo de especímenes que se ensayaron en el presente estudio; en primer lugar, contar con un elemento que pudiera representar un modelo de doble empotramiento, que como se ha dicho antes, es un elemento en el que se tiene un cortante uniforme en toda su longitud, y en segundo, contar con las dimensiones y cuantías de acero suficientes para obtener una falla por cortantes antes que la falla por flexión. Por otro lado, se decidió que el espécimen con menos cuantía de refuerzo transversal tuviera un refuerzo de fibras de carbono como elemento de rehabilitación y de refuerzo, con el fin de probar la capacidad de carga y de desplazamiento de este tipo de refuerzo.

Por tal motivo, se construyeron y ensayaron en total tres especímenes de los cuales el primero tenía como característica principal un refuerzo transversal con espaciamiento de $d/4$; el segundo espécimen tenía un refuerzo transversal con espaciamiento de $d/2$, pero conservando la misma cuantía de acero longitudinal que el primero, y finalmente el tercer espécimen consistió en el mismo segundo espécimen ensayado el cual fue rehabilitado inyectándole resina epoxi y reforzado adicionalmente con bandas de fibra de carbono. En la figura 3.2.1, se muestra el armado de los especímenes 1 y 2 y el refuerzo con fibras del espécimen 3.

Con el fin de calcular el valor aproximado de la fuerza cortante que resistiría el espécimen, se decidió emplear las siguientes expresiones (ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.3) propuesta por Umehara y Jirsa (1996) para el diseño de columnas cortas.

$$V = V_c + V_s \quad (\text{lb}) \quad (3.1)$$

$$V_c = \left(7.3 - 2.6 \cdot \frac{a}{d} + 1.7\sqrt{\rho}\right) bd\sqrt{f'c} \quad (\text{lb}) \quad (3.2)$$

$$V_s = 0.6A_v f_y \frac{d}{s} \quad (\text{lb}) \quad (3.3)$$

Donde:

a/d = claro de cortante sobre peralte efectivo

ρ = relación del refuerzo longitudinal de una viga

b = ancho de la sección en pulgadas

d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tensión en pulgadas

$f'c$ = resistencia a la compresión del concreto en psi

f_y = esfuerzo de fluencia del acero en psi

A_v = Área del acero transversal en pulgadas cuadradas

s = separación entre estribos en pulgadas

Así mismo, se calculó el momento resistente, de fluencia y de agrietamiento empleando la teoría general de vigas (apéndice A); en el capítulo 5 se hará un cálculo empleando la teoría de puntales y tensores.

Los tres especímenes tuvieron una sección transversal en su parte útil, que es su parte central, de 25 x 35 cm, siendo la dimensión de 25 cm en la misma dirección sobre la cual actuaría la carga horizontal, se decidió usar la dirección corta ya que por lo general es en este punto en el cual se colocarían elementos de mampostería. El cabezal de los especímenes tenía una sección de 50 x 35 cm y una altura de 35 cm; en el cabezal se dejaron 8 agujeros de 1" de diámetro para la sujeción del sistema de aplicación de carga. La base tenía dimensiones de 70 x 70 x 35 cm con cuatro agujeros espaciados a 50 cm que servirían para el anclaje en la losa de carga, la altura total de los especímenes fue de 120 cm, de los cuales 50 cm correspondían a la columna corta y 70 cm al cabezal y a la base. Los elementos, superior e inferior (cabezal y base), sirvieron además como elementos de sujeción para aumentar la inercia de la columna y de este modo proporcionar un aumento en la rigidez en los extremos del espécimen similar a la que proporcionarían los muros de mampostería y las trabes de los marcos en un sistema real.

El refuerzo longitudinal consistió de 8 barras de acero de $\phi \frac{3}{4}$ ", colocados en caras paralelas en los tres especímenes. Para el primer espécimen, se usaron estribos de doble rama con un diámetro de $\frac{3}{8}$ " y espaciados a una distancia $d/4$, es decir de 6.25 cm; para el segundo espécimen, se usaron estribos de doble rama con un diámetro de $\frac{1}{4}$ " y espaciados a una distancia de $d/2$, es decir 12.5 cm. Las dimensiones de los especímenes se definieron a partir de un claro de cortante entre

peralte de $a/d = 1$, al tenerse doble curvatura. El claro de cortante quedó definido como $L/2 = 25$ cm.

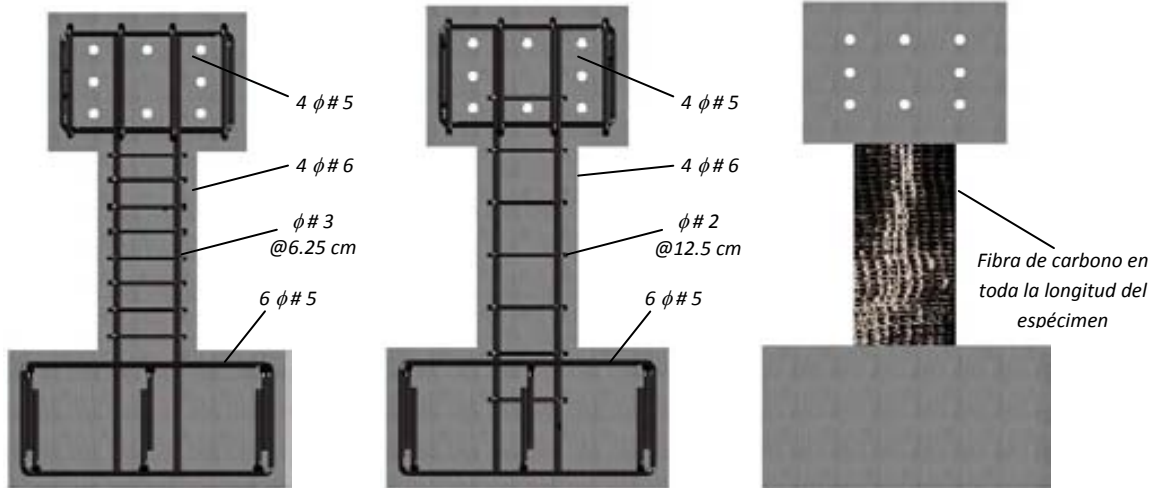


Fig. 3.2.1 Refuerzo de los tres especímenes ensayados

3.3 DISPOSITIVO DE APLICACIÓN DE CARGA Y SISTEMA DE SUJECIÓN

Para lograr las características descritas anteriormente, como la ausencia del desplazamiento angular en ambos extremos y la capacidad de desplazamiento lateral, se diseñó un dispositivo de carga que pudiera deformar al espécimen con una doble curvatura; esto se logró mediante la colocación de dos vigas "C" en posición encontrada de 30 cm de peralte y 220 cm de longitud, formadas por tres placas de 3/8" (figura 3.3.1), unidas al cabezal del espécimen por 8 pernos de 1" de diámetro que atravesaban transversalmente al cabezal y que estaban en dirección perpendicular al actuador; estos pernos cruzaban al cabezal del espécimen por 8 agujeros logrados durante el colado del espécimen mediante tubos de PVC que posteriormente fueron retirados. Adicionalmente para no depender totalmente de la fricción y de la presión ejercidas por las vigas "C" sobre el cabezal, se adicionaron 2 componentes metálicos en forma de "U" que fueron colocados en la separación dejada por las dos vigas "C" vistos en planta (figura 3.3.2), que sirvieron de topes para confinar el cabezal; estas piezas se construyeron con 3 placas de acero de 1/2" de espesor y se encontraban atornilladas a las vigas mediante 12 tornillos de 1" de diámetro. Para guiar el desplazamiento en dirección horizontal se colocaron 4 bielas de acero que fueron hechas a base de tubos de 3" de diámetro exterior, soldadas a placas de 1" de espesor que se unían en su extremo inferior a vigas de acero sujetas firmemente a la losa de carga y en su extremo superior a la viga fijadora, como se muestra en la figura 3.3.3.

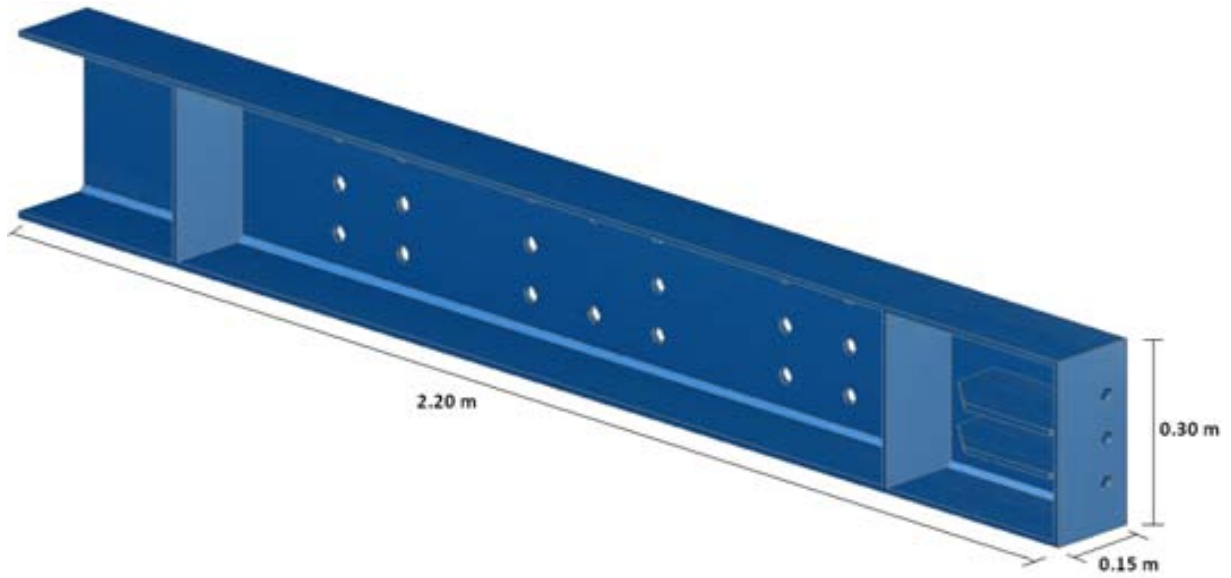


Fig. 3.3.1 Viga fijadora usada para transmitir la carga al espécimen

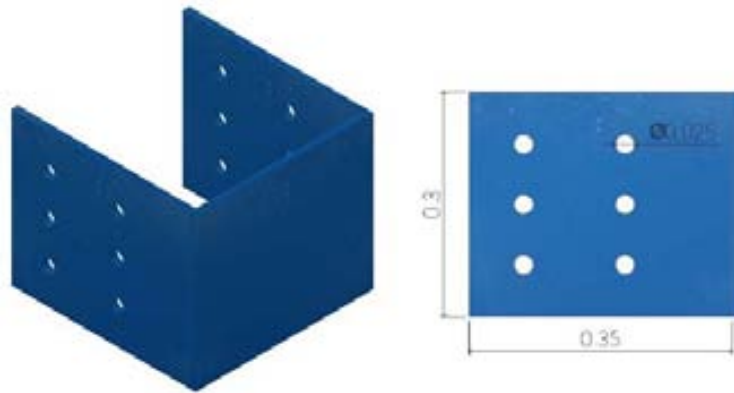


Fig. 3.3.2 Piezas en forma de "U" usadas para confinar el cabezal del espécimen (dimensiones en metros)

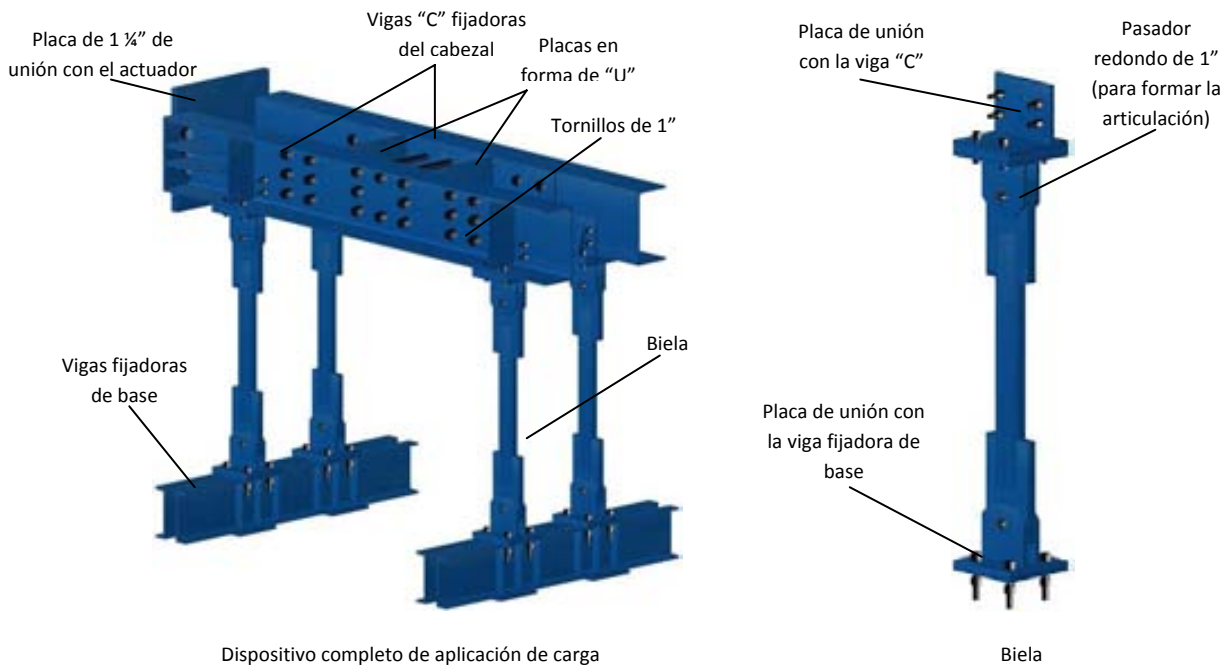


Fig. 3.3.3 Componentes del dispositivo de aplicación de carga

3.4 INSTRUMENTACIÓN

Se emplearon en total catorce deformímetros eléctricos (Strain Gages) de una dirección, para el primer espécimen conocido como "espécimen fuerte" (EF1), y ocho transductores de desplazamiento lineal (DCDT's); adicionalmente y sólo para éste espécimen, se instaló un sistema a base de diodos emisores de luz infrarroja (LED's) para establecer los máximos desplazamientos entre puntos específicos del espécimen; debido a que el sistema relaciona los desplazamientos con el tiempo y no con niveles de carga específicos, resultó ser de poca utilidad por lo que no fue empleado en el ensayo de los dos especímenes posteriores. Para el segundo espécimen conocido como "espécimen débil" (ED1), se usaron doce deformímetros (S. G.) y ocho transductores de desplazamiento lineal (DCDT's). En las figuras 3.4.1 (a) y (b) y 3.4.2, se pueden observar las posiciones de los distintos deformímetros y transductores en los dos primeros especímenes.

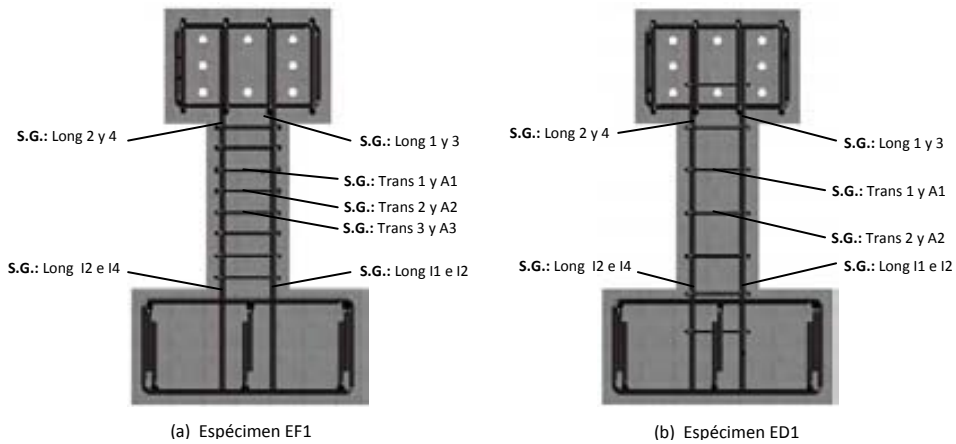


Fig. 3.4.1 Posición de deformímetros (S.G.) en los especímenes EF1 y ED1

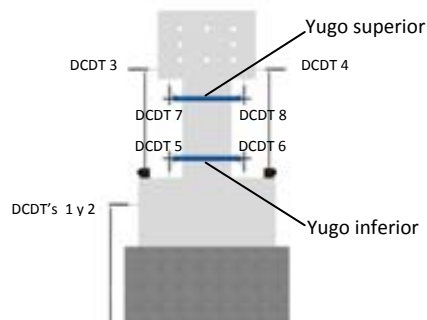


Fig. 3.4.2 Posición de transductores (DCDT's) y yugos en los especímenes

Los deformímetros marcados como Trans 1 a Trans 3 y Trans A1 a Trans A3, fueron colocados en la parte central de las ramas efectivas de los estribos en tanto que los deformímetros marcados como Long 1 a Long4 y Long I1 a LongI4, fueron colocados en los extremos de las barras longitudinales; entendiéndose por esto la zona en donde se unen al cabezal y a la base respectivamente; finalmente se colocaron deformímetros eléctricos en dos de las bielas marcadas como Biela N1 a Biela N3 y Biela S1 a Biela S3, con el fin de monitorear los niveles de esfuerzo y deformación de las bielas y verificar durante todo el ensaye si se mantenían dentro del rango lineal, así mismo, esta información obtenida de las bielas puede ser usada para el rediseño del sistema de aplicación de carga. En la figura 3.4.3, se observa la instrumentación de las bielas.

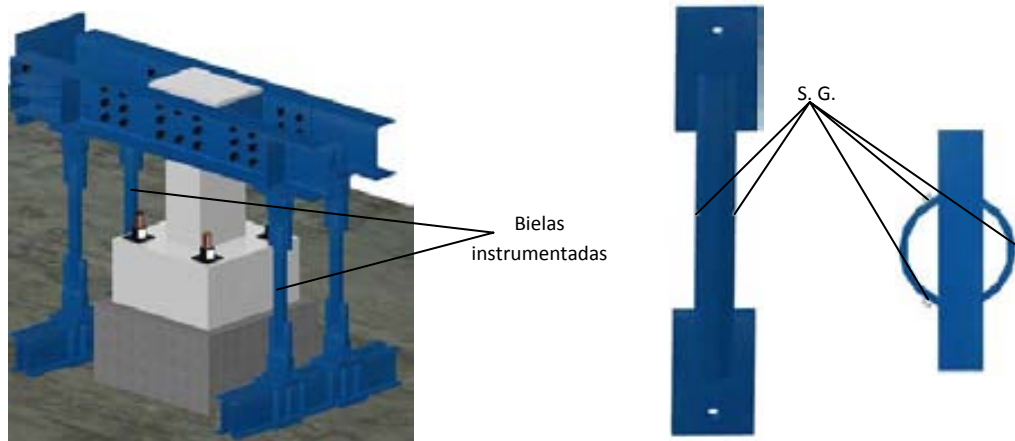


Fig. 3.4.3 Instrumentación de bielas

De los ocho transductores empleados (mostrados en la figura 3.4.2), el 1 y 2 tenían la finalidad de registrar los desplazamientos horizontales de la base, y fueron empleados en los dos primeros ensayos y eliminados finalmente en el tercero. Los transductores 3 y 4 tenían la finalidad de medir el desplazamiento relativo horizontal entre la base y el cabezal superior y su ubicación fue cercana a los bordes de los especímenes; finalmente los transductores 5, 6, 7 y 8 medían los desplazamientos verticales que se daban entre el yugo inferior y la base, y entre el yugo superior y el cabezal; esto permitió medir el giro por flexión que se tiene en la región útil de los especímenes. En las figuras 3.4.1 (a) y (b) se muestra el espécimen EF1 sin instrumentación y con instrumentación.



Sin instrumentación



Instrumentado

Fig. 3.4.4 Vista lateral del espécimen EF1

3.5 APLICACIÓN DE CARGA

La carga se aplicó mediante un actuador hidráulico, el cual es posible controlar mediante régimen de carga con diferentes modalidades o bien mediante desplazamientos lineales; como se puede ver en la figura 3.5.1, este actuador tiene posición horizontal con un extremo empotrado en el muro de carga y el otro extremo sujeto a la viga del cabezal; el actuador posee articulaciones integradas en cada extremo justamente antes de las placas de conexión. Es importante señalar que, aunque éste actuador tiene la capacidad de transmitir cargas dinámicas reversibles ante un amplio rango de frecuencias, en los tres ensayos realizados en este estudio se aplicó una carga cuasi-estática, ya que la frecuencia fue de un ciclo en varios minutos con el fin de observar el progreso de los daños en el espécimen y hacer el barrido completo de las lecturas de todos los instrumentos de medición colocados en los especímenes.

En el primer espécimen, se controló la aplicación de carga en ambos sentidos manteniéndose para un mismo nivel de carga la misma magnitud tanto ante carga positiva (empujón) como ante carga negativa (jalón); para este ensaye los incrementos de carga fueron de 5 toneladas hasta llegar a la carga de falla que fue cercana a las 30 toneladas para la cual este primer espécimen (EF1), ya presentaba un deterioro considerable. De todas las gráficas histeréticas obtenidas con los distintos aparatos de medición, la que sirvió de guía durante los ensayos y que rigió el comportamiento del espécimen, fue la de la carga aplicada por el actuador junto con los desplazamientos promedio de los transductores 3 y 4 colocados en el cabezal del espécimen. Como ya se ha mencionado, el criterio empleado para definir el final del ensaye en éste primer espécimen fue el nivel de deterioro del mismo, el cual como se puede apreciar en la figura 3.5.2, fue casi la destrucción total.



Fig. 3.5.1 Actuador hidráulico

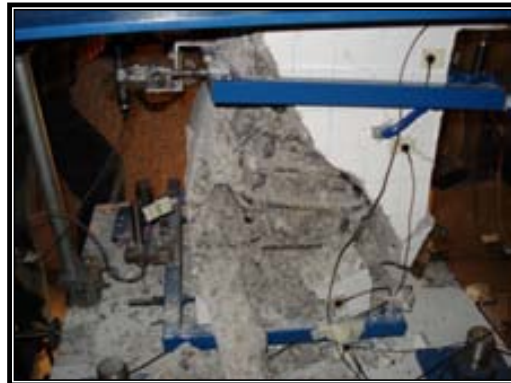


Fig. 3.5.2 Deterioro del espécimen EF1 al alcanzar una carga lateral cercana a las 30 ton

Para el segundo espécimen, se controló el ensaye mediante los desplazamientos del pistón del actuador; el criterio de aplicación de carga cambió con respecto al primer ensaye debido a la siguiente causa: cuando se aplica carga en el actuador ésta es muy confiable y estable cuando el espécimen posee poco daño y se vuelve inestable y poco confiable cuando los niveles de deterioro del espécimen son grandes; es por esto, que para el segundo y tercer ensaye se decidió controlar el actuador mediante desplazamiento apoyándonos en la observación directa de los niveles de

carga con el fin de definir los límites de cada ciclo en ambos sentidos. Este segundo ensaye no fue llevado a la destrucción total y se utilizó como criterio para finalizar la prueba el alcanzar la deformación de fluencia del refuerzo de acero transversal que había sido instrumentado con los deformímetros eléctricos y la correspondiente aparición de grietas diagonales causadas por el nivel de fuerza cortante, como puede observarse en la figura 3.5.3.

En el tercer ensaye, para el cual se utilizó el mismo segundo espécimen pero reforzado con las fibras de carbono y al cual se le inyectó resina epoxi en las grietas, se trató de lograr la falla de los tejidos de fibra de carbono; no obstante, ésta falla no fue posible de lograr ya que se presentó un gran daño en la base del espécimen consistente en grietas anchas superiores a medio centímetro y con esto ya no existía la adecuada sujeción del espécimen a la losa de carga; sin embargo, este tercer ensaye mostró, como se discutirá con detalle más adelante, que las fibras de carbono sí aportan resistencias adicionales muy significativas ya que se alcanzaron niveles de resistencia superiores al del primer ensaye. En la figura 3.5.4 se muestra el espécimen reforzado con las fibras de carbono.

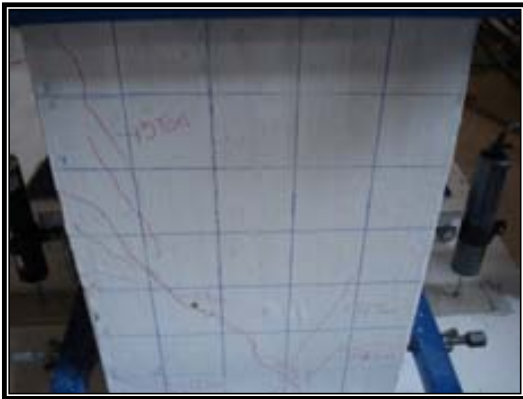


Fig. 3.5.3 *Grietas diagonales en el espécimen ED1*



Fig. 3.5.4 *Especimen reforzado con fibras de carbono*

3.6 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Los diámetros de barras que fueron empleados en la fabricación de los estribos fueron $\phi = \frac{1}{4}$ " , sin corrugaciones, con una f_y nominal de 2400 kg/cm^2 ; también se emplearon como acero transversal barras corrugadas de $\phi = \frac{3}{8}$ " con una resistencia nominal o $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$; finalmente, para el refuerzo longitudinal se emplearon barras corrugadas de $\phi = \frac{3}{4}$ " y resistencia nominal de 4200 kg/cm^2 .

Para efectos de análisis e interpretación de los resultados experimentales de los especímenes fabricados con éstas barras, se recurrió a la obtención de las gráficas esfuerzo - deformación ($\sigma - \epsilon$) en barras similares individuales aisladas de los especímenes a ensayar para explorar las características en el rango no lineal; para lograr esto se instrumentaron individualmente cada uno de los tres tipos de barras ($\phi = \frac{1}{4}$ " , $\frac{3}{8}$ " y $\frac{3}{4}$ ") con deformímetros eléctricos que permitieron obtener la gráfica $\sigma - \epsilon$, tanto en el rango elástico como en el rango de fluencia; en la figura 3.6.1, se muestran los resultados obtenidos de estos ensayos de barras; cabe señalar que después de

alcanzar la deformación mostrada en las gráficas, los especímenes de barras aisladas fueron capaces de sostener tanto los niveles de esfuerzo como mayores deformaciones unitarias, pero los deformímetros ya no tenían la capacidad de registrar estos niveles de deformación. En la tabla 3.6.1, se muestra en términos generales los resultados obtenidos para los 3 distintos tipos de barras.

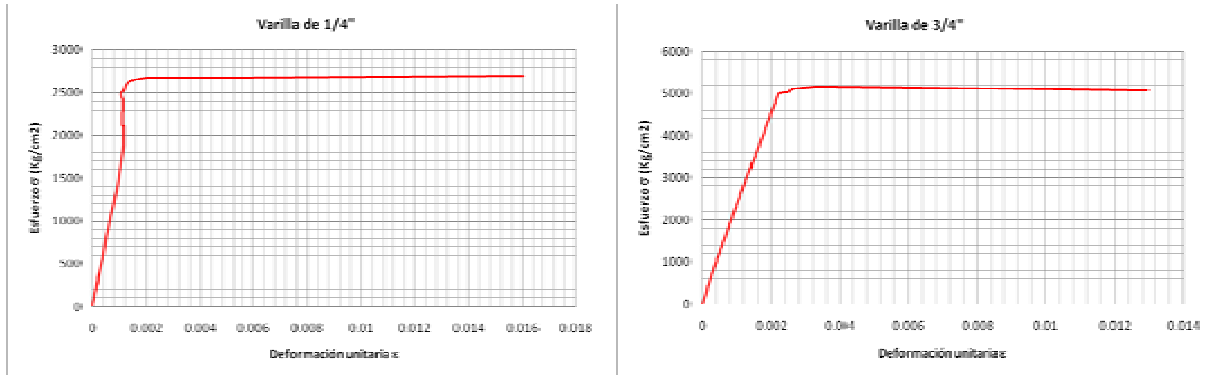


Fig. 3.6.1 Gráficas esfuerzo deformación de las barras de 1/4" y de 3/4" (ensayos aisladamente de los especímenes)

ϕ	E (Kg/cm ²)	f _y (Kg/cm ²)	ϵ de fluencia	P _{max} (Kg)	σ_{max} (Kg/cm ²)
1/4"	1673107	2844	0.0017	1295	4085
3/8"	1998461	5196	0.0026	4580	6424
3/4"	2065000	5172	0.0025	18780	6590

Tabla 3.6.1 Características de las barras usadas en los especímenes

En lo que se refiere a las características del concreto empleado para la construcción de los especímenes, se tenía planeada una resistencia nominal de 250 kg/cm² a los 28 días con un tamaño máximo de agregado de 20 mm; sin embargo, las pruebas de las probetas realizadas a mayores edades del concreto, en las fechas de los ensayos, mostraron una resistencia de 324 kg/cm², lo que incrementa su modulo de elasticidad calculada de 221,359 kg/cm² a 252,000 kg/cm².

Como se ha mencionado anteriormente, las fibras de carbono empleadas para el refuerzo del tercer espécimen fueron a base de tejidos, y su resistencia máxima nominal era de **7,596.88 kg/cm²** y su módulo elástico de **627,125.47kg/cm²**, así mismo, su deformación unitaria máxima a la ruptura es de 0.01 mm/mm y su espesor es de 1 mm. Para la reparación de las grietas se empleó primero un adhesivo epóxico tixotrópico (con características plastificantes) cuyas características se observan en la tabla 3.6.2; para la inyección de las grietas se empleó una resina epóxica de dos componentes (mezclados en proporción 2 a 1), así mismo para la colocación de las fibras se empleó una resina epóxica con las características mostradas en la tabla 3.6.3.

E (Kg/cm ²)	Adherencia (Kg/cm ²)	Resistencia a compresión (Kg/cm ²)	Resistencia a cortante (Kg/cm ²)
128000	40	540 - 950	150

Tabla 3.6.2 Características de la resina epóxica empleado para la reparación de las grietas

Módulo de flexión (Kg/cm ²)	Módulo de tensión (Kg/cm ²)	Resistencia a tensión (Kg/cm ²)	Temperatura de servicio (°C)
30000	35000	450	-40 a 60

Tabla 3.6.3 Características de la resina epóxica empleado para la colocación de las fibras

CAPÍTULO 4

RESULTADOS EXPERIMENTALES

4.1 CONSIDERACIONES PREVIAS

Como se ha dicho en capítulos anteriores, se ensayaron tres especímenes, llamados EF1, ED1 y ER1, los cuales consistieron en un espécimen “fuerte”, un espécimen “débil” y un espécimen “reforzado”. Estos especímenes se llevaron a diferentes niveles de daño, con el fin de hacer comparaciones entre cada uno de ellos. En los apartados siguientes de este capítulo, se presentarán las curvas de histéresis que se obtuvieron de los tres ensayos y se harán comparaciones entre los resultados experimentales obtenidos en cada uno de los especímenes ensayados, así mismo, se presentarán todos los resultados y observaciones hechas durante las pruebas.

4.2 ESPÉCIMEN FUERTE (EF1)

Hay que señalar que en este primer ensayo se presentaron algunos problemas relacionados con el sistema de aplicación de carga y con los transductores de desplazamiento (DCDT's). En primer lugar el sistema de aplicación de carga tenía la desventaja de tener holguras entre los orificios del espécimen y los pernos de sujeción de las vigas del cabezal, esto provocaba lecturas erróneas en los transductores de desplazamiento, así mismo, las placas en forma de “U” que terminaban de confinar el cabezal hacían que el espécimen tuviera una concentración de esfuerzos en ciertos puntos como los que se muestran en la figura 4.2.1; esto ocasionó que los transductores colocados en esa zona tuvieran lecturas erróneas pues se presentaron agrietamientos excesivos y desprendimiento del recubrimiento; adicionalmente los transductores usados no eran adecuados para la prueba, ya que debían estar adheridos al espécimen lo que ocasionaba que los vástagos se doblaran y aumentaran las incertidumbres durante la recolección de datos, por lo tanto se decidió concluir la primera prueba cuando se alcanzó un nivel de carga de aproximadamente 20 toneladas, pues los transductores ya no medían adecuadamente; sin embargo, para los primeros ciclos de carga, se lograron obtener valores de desplazamiento y de deformación confiables. Finalmente y una vez que se cambiaron los transductores mostrados en la figura 4.2.2 por los de la figura 4.2.3, el espécimen fuerte o EF1, se probó nuevamente ante cargas cíclicas laterales hasta una carga máxima de 31.138 toneladas, con la cual se obtuvo la falla total del espécimen. Este espécimen se sometió a un total de 6 ciclos en su segundo ensayo, en la tabla 4.2.1 se observan las cargas y desplazamientos máximos registrados.



Fig. 4.2.1 Daños en el cabezal debidos a la placa de sujeción y confinamiento



Fig. 4.2.2 DCDT empleado en el ensaye 1 del espécimen EF1



Fig. 4.2.3 DCDT empleado en el ensaye 2 espécimen EF1

4.2.1 Análisis de los transductores de desplazamiento

En el primer ensaye del espécimen EF1 se observaron curvas de carga contra desplazamiento como las que se muestran en la figura 4.2.4; en ellas pueden observarse los problemas de lectura de datos, ya que los DCDT's colocados en el cabezal no registraron valor alguno; sin embargo, para los primeros ciclos de carga se tienen valores más adecuados; así mismo, y como se explicará mas adelante, los deformímetros eléctricos colocados en las barras longitudinales y transversales reportaron valores muy representativos.

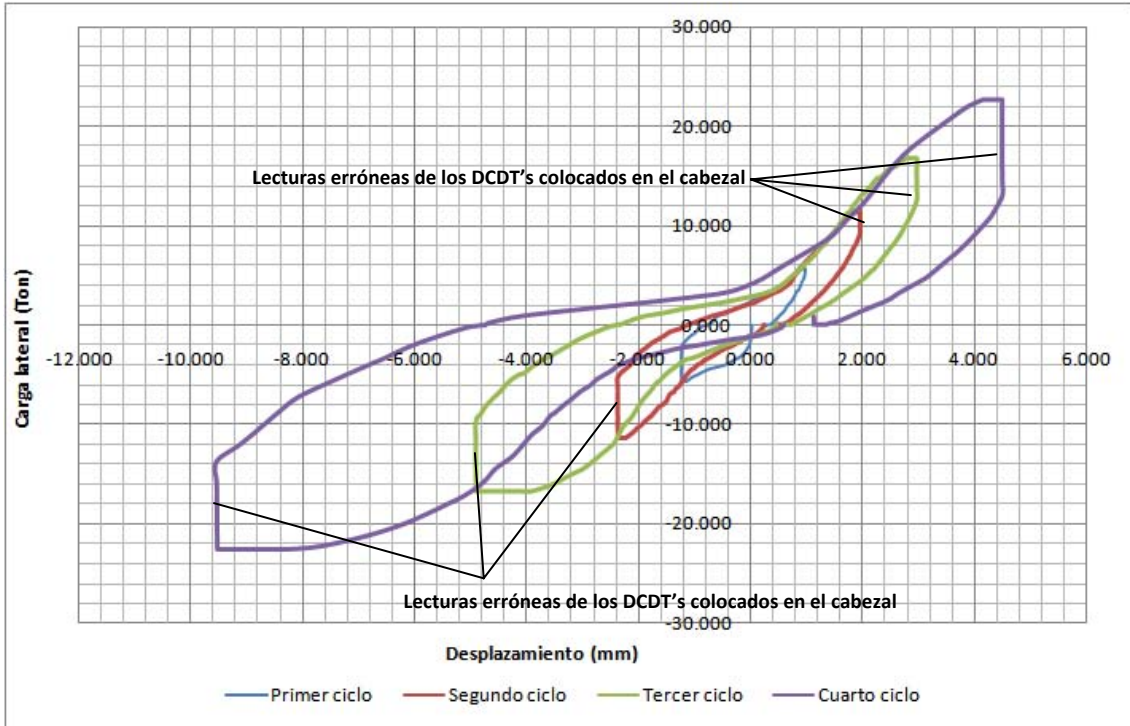


Fig. 4.2.4 Curvas de carga lateral contra desplazamiento correspondientes al primer ensaye del espécimen EF1

Durante las pruebas de este espécimen se observó la aparición de grietas en la cara perpendicular a la dirección de la carga debidas a la flexión cuando se llegó a una carga aproximada de 5 toneladas; al ir aumentando los niveles de carga comenzaron a aparecer las grietas producidas por la fuerza cortante, ya que al llegar a una carga cercana a las 12 toneladas aparecieron en las caras laterales del espécimen grietas con un ángulo aproximado de 45 grados; esto se puede observar en las figuras 4.2.5.

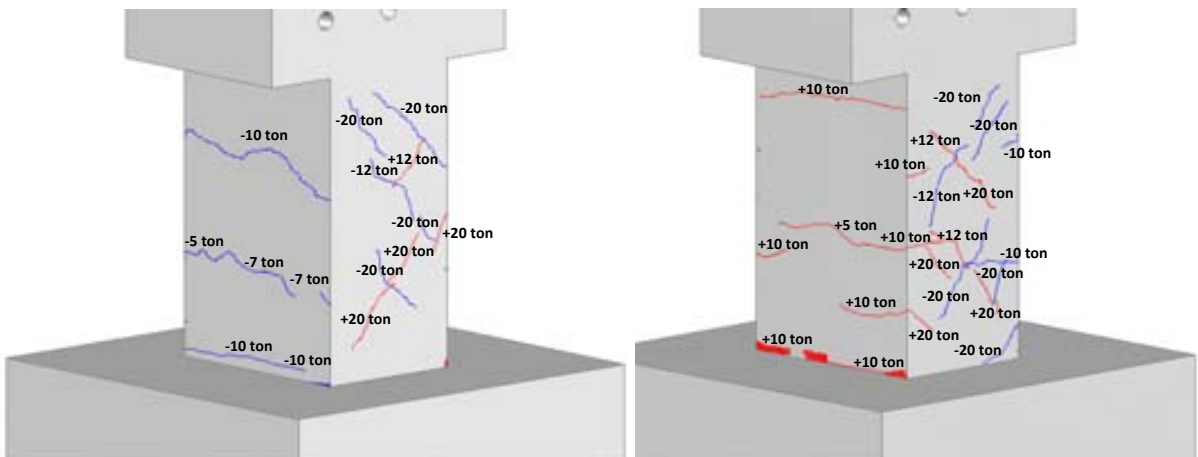


Fig. 4.2.5 Patrones de grietas observados en el espécimen EF1

En la figura 4.2.6 se presenta la gráfica de carga contra desplazamiento para los seis ciclos de los cuales consistió la prueba final; en ella se tienen curvas con una pendiente muy cercana a cero y conforme se van aumentando las cargas los patrones de deformación siguen iguales, es decir, que la rigidez del espécimen se fue degradando de forma paulatina y constante conforme se incrementaba la carga. Así mismo, se observa que para los primeros tres ciclos el área entre los lazos histeréticos es pequeña en tanto que para los dos últimos ciclos el área entre los lazos se hace mayor; esto es debido a la aparición de grietas que produjeron que el espécimen incurriera en el rango inelástico de los materiales. Así mismo, se observa una curva en forma de “S” invertida, lo cual es característico del comportamiento a cortante de las columnas, según las investigaciones hechas por Maruyama, Ramírez y Jirsa (1984).

Se observó que durante la aplicación de la carga en la dirección negativa (empujón) sobre el espécimen, se obtuvieron desplazamientos mayores que los registrados durante la aplicación de carga en la dirección positiva (jalón); esto es debido al desprendimiento del recubrimiento en la parte inferior del espécimen debido a la flexión como se muestra en la figura 4.2.5. Si comparamos las curvas carga – desplazamiento del primer ensaye de este espécimen con los del segundo ensaye, podemos observar que para el segundo ensaye se tiene solo degradación debido al cortante, ya que los lazos histeréticos se muestran más abiertos y en forma de “S” invertida.

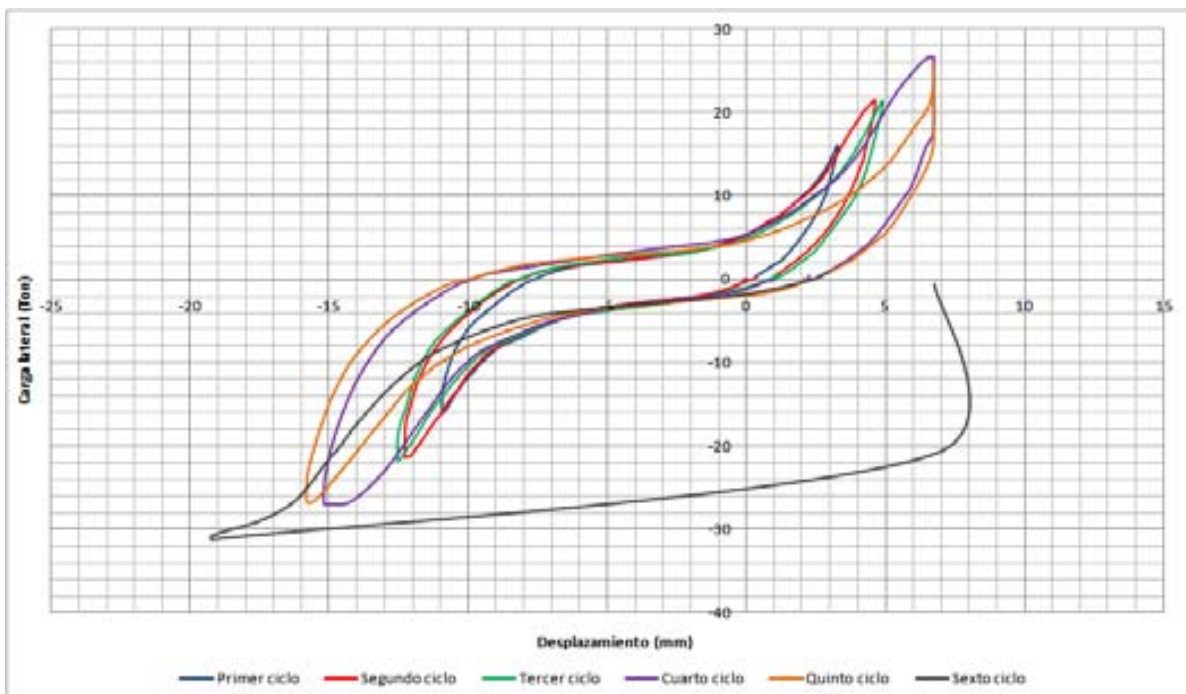


Fig. 4.2.6 Gráfica carga lateral contra desplazamiento del espécimen EF1

Máximas cargas y desplazamientos del espécimen 1 (fuerte)			
Empujón			
Ciclo	Carga	DCDT 3	DCDT 4
---	0	0	0
1	-16.09	13.324	-10.936
2	-20.434	13.958	-12.269
3	-21.644	13.956	-12.568
4	-26.907	13.954	-15.194
5	-23.564	13.952	-15.813
6	-31.138	13.95	-19.234
Jalón			
Ciclo	Carga	DCDT 3	DCDT 4
---	0	0	0
1	15.993	-2.864	3.293
2	21.447	-3.536	4.591
3	21.442	-3.454	4.861
4	26.705	-3.781	6.719
5	25.976	-2.876	6.719
6	---	---	---

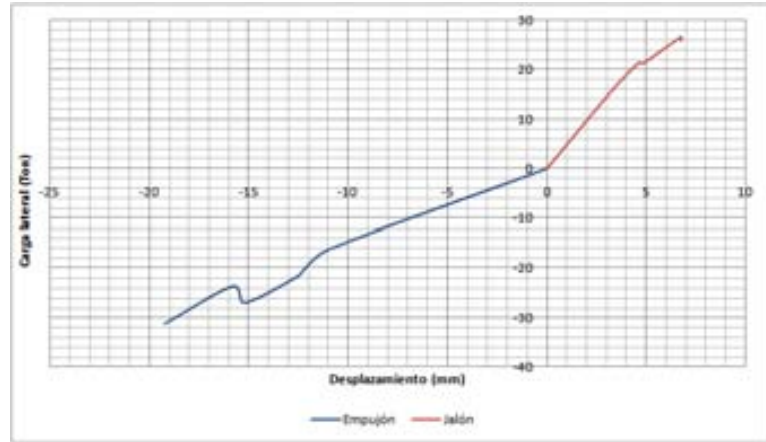


Tabla 4.2.1. Valores de carga lateral y desplazamiento máximos del espécimen EF1

4.2.2 Análisis de los deformímetros en las barras

Con respecto a los deformímetros colocados en las barras longitudinales y transversales, se pudieron obtener resultados adecuados durante los dos ensayos realizados a este espécimen. Puesto que se realizaron dos diferentes ensayos con diferentes niveles de carga, se analizarán por separado las curvas de carga contra deformación de las barras transversales y de las barras longitudinales de los dos ensayos.

En la gráfica 4.2.7 se aprecian las curvas de histéresis de uno de los deformímetros eléctricos colocados en el refuerzo transversal para el primer ensaye; en ella se puede observar claramente un rango lineal durante el primer ciclo de carga, así mismo, se observa la fluencia del acero con una carga próxima a las 12 toneladas, lo cual coincide con la aparición de las grietas diagonales en las caras paralelas a la dirección de la carga. Observando la gráfica 4.2.7 se nota que en las envolventes presentan una simetría tanto a carga positiva como a negativa, esto nos conduce directamente a la evidencia de que el deformímetro mantuvo en ambos sentidos de aplicación de la carga los mismos niveles de deformación, para los mismos niveles de carga.

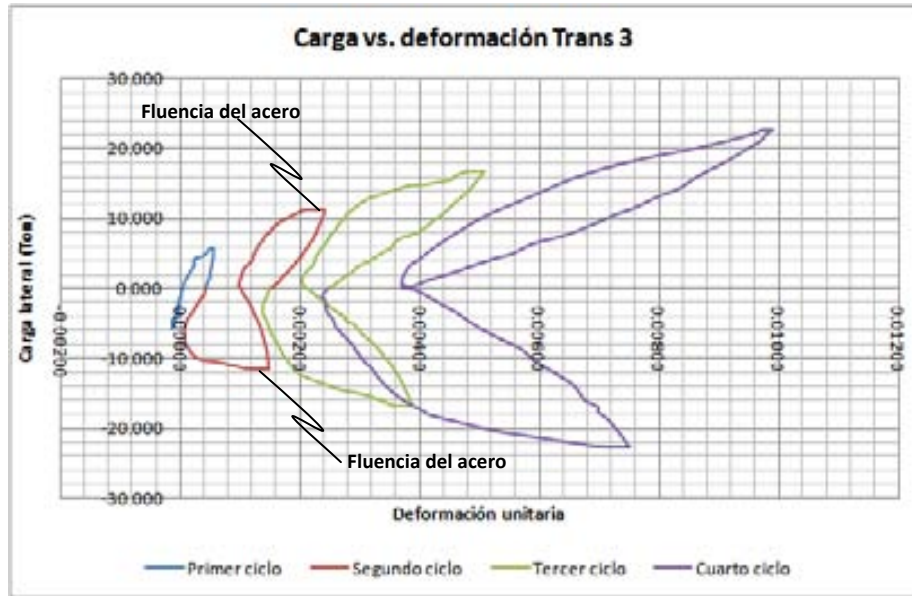


Fig. 4.2.7 Gráfica carga lateral contra deformación de una de las barras de refuerzo transversal del espécimen EF1

Las gráficas carga contra deformación del primer ensaye correspondientes a las barras longitudinales se muestran en la figura 4.2.8; en ellas se pueden observar las variaciones en el comportamiento histerético de una misma barra pero en diferentes secciones del espécimen, es decir, la gráfica marcada como “Long 1” representa a un deformímetro localizado en la parte superior, cerca del cabezal y la gráfica marcada como “Long 11” muestra el comportamiento de la misma barra pero en una sección cercana a la base del espécimen. Se puede observar que para los mismos niveles de carga se tienen valores diferentes de deformación, así mismo, para la sección de la barra situada cerca del cabezal los lazos de histéresis son más abiertos que los lazos obtenidos en la sección inferior. Este tipo de comportamiento se repite en todas las barras longitudinales en las cuales se observa que para los extremos inferiores se tienen valores de deformación diferentes a los superiores.

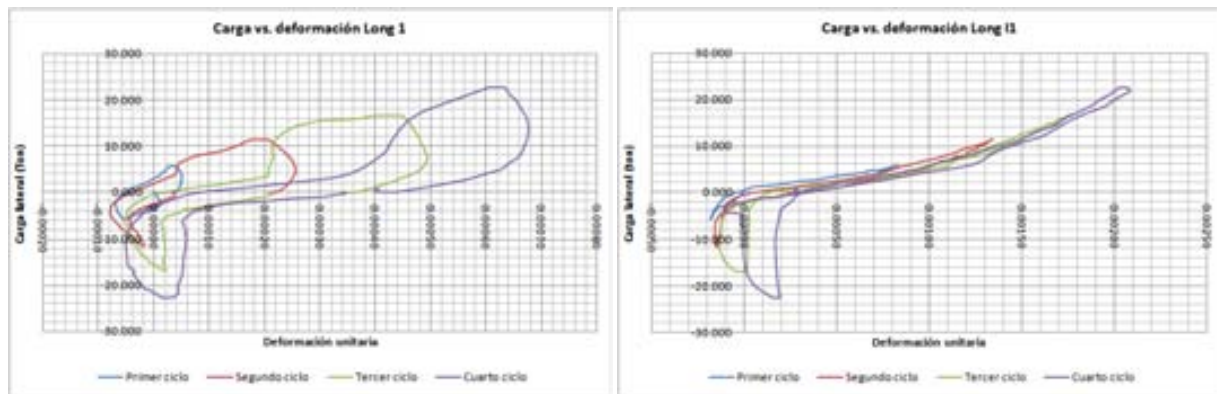


Fig. 4.2.8 Graficas carga lateral contra deformación unitaria correspondientes a una misma barra longitudinal del espécimen EF1

Para el segundo ensaye, se tuvieron las gráficas de carga contra deformación correspondientes a las barras transversales mostradas en la figura 4.2.9. En ellas se observa un comportamiento similar al del primer ensaye, así mismo, se muestra la falla total del espécimen al aproximarse a las 30 toneladas de carga. Nuevamente se puede apreciar la tendencia a mantener la simetría de las deformaciones tanto a carga positiva como a negativa, lo cual está asociado a que en ambas situaciones los deformímetros eléctricos están sometidos a alargamientos por tensión. Tanto en la gráfica 4.2.7 como en la 4.2.9, se observa que la deformación máxima ocurrió ante carga positiva y fue aproximadamente un 50% mayor que la producida por la carga negativa; este fenómeno se puede justificar si se acepta o reconoce que hubieron excentricidades en la aplicación de la carga en el actuador lo que haría que una de las ramas activas del estribo tuviera mayor desplazamiento que la rama paralela; esta excentricidad en la aplicación de la carga es muy difícil de eliminar ya que el actuador no está empotrado perfectamente en sus extremos y las bielas colocadas a los costados del espécimen fueron incapaces de mantener la alineación horizontal y central de la carga aplicada.

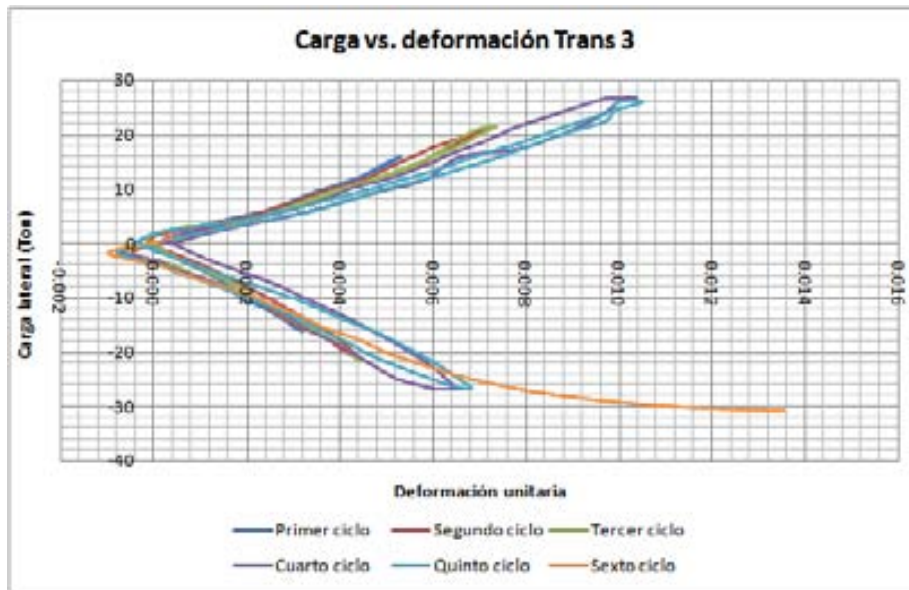


Fig. 4.2.9 Gráfica carga lateral contra deformación de una de las barras de refuerzo transversal del espécimen EF1

Las gráficas correspondientes a la segunda prueba de los deformímetros eléctricos colocados en las barras longitudinales se muestran en la figura 4.2.10; en estas gráficas se puede observar que para el deformímetro situado en la parte superior de la barra (gráfica Long 1) se tiene un comportamiento muy diferente al registrado por el deformímetro colocado en la parte inferior de la barra (gráfica Long I1); esta situación puede tener su origen en el cambio de posición relativa de los deformímetros eléctricos ya que no fue posible mantener dicha posición durante la etapa de habilitado del refuerzo; esto conduce a que si el deformímetro está en la línea neutra de la barra, su comportamiento no es influenciado a tensión y a compresión, en tanto que si la posición del deformímetro está fuera de la línea neutra la compresión induce excentricidades y flexiones las cuales no se tienen a tensión, por lo que a tensión y a compresión en la parte inferior de la barra,

la gráfica se repite dando un lazo recalcado en tanto que en la parte superior el lazo es abierto, esto se ilustra en la figura 4.2.11. También se observa que en ambas gráficas no se llega a la deformación de fluencia lo cual nos indica que las barras longitudinales no fluyeron.

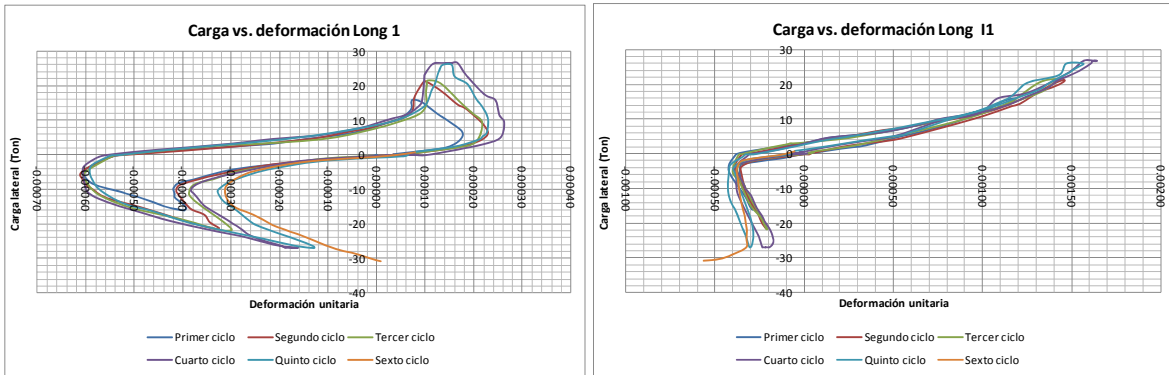


Fig. 4.2.10 Gráficas carga lateral contra deformación correspondientes a una misma barra longitudinal del espécimen EF1

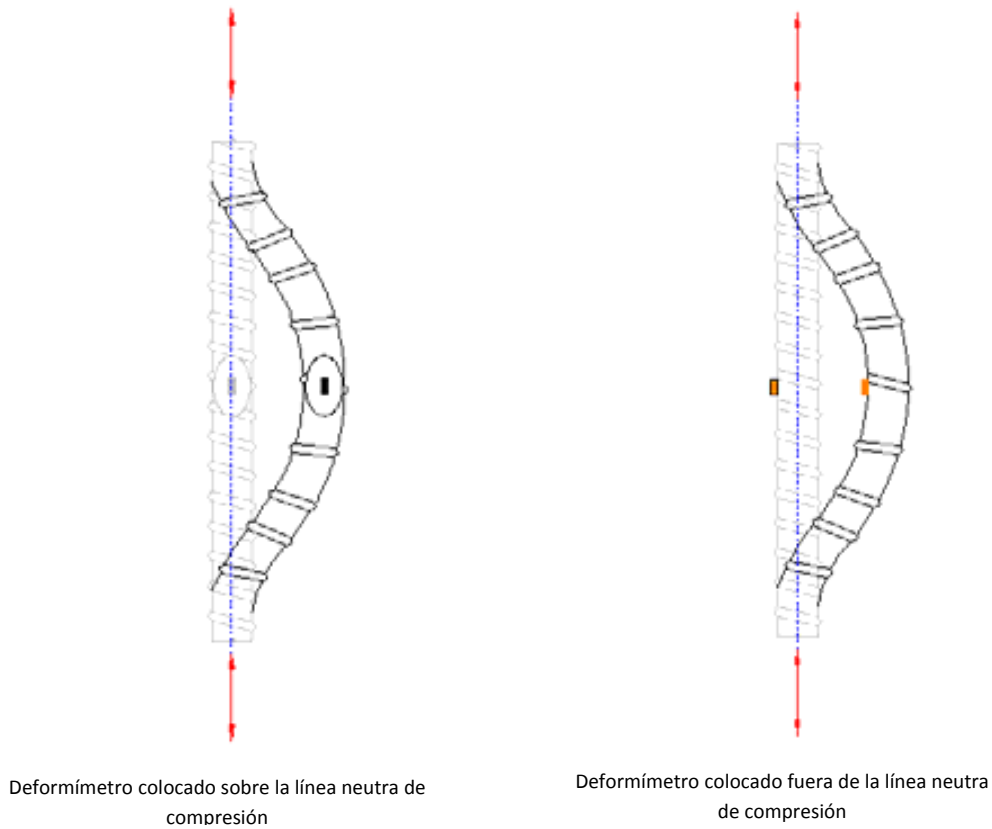


Fig. 4.2.11 Barras sometidas a compresión y a tensión con deformímetros eléctricos en diferentes posiciones

4.3 ESPÉCIMEN DÉBIL (ED1)

El espécimen débil o ED1, se ensayó de igual forma que el espécimen fuerte es decir, ante cargas cíclicas laterales hasta alcanzar un máximo de 17.437 toneladas, (con la cual se obtuvo la primera fluencia del acero transversal); esto fue con el fin de dejar el espécimen con poco daño para su posterior rehabilitación y reforzamiento.

4.3.1 Análisis de los transductores de desplazamiento

La gráfica carga contra desplazamiento de este espécimen se observa en la figura 4.3.1. Este espécimen se sometió a un total de 9 ciclos. En la tabla 4.3.1 se observan las cargas y desplazamientos máximos registrados.

La aparición de grietas en la cara perpendicular a la dirección de la carga debidas a la flexión se observó alrededor de las 6 toneladas; al ir aumentando los niveles de carga se empezaron a formar las grietas producidas por la fuerza cortante, ya que al llegar a una carga cercana a las 12 toneladas aparecieron en las caras laterales del espécimen grietas con un ángulo aproximado de 45 grados, lo cual se observa en la figura 4.3.2.

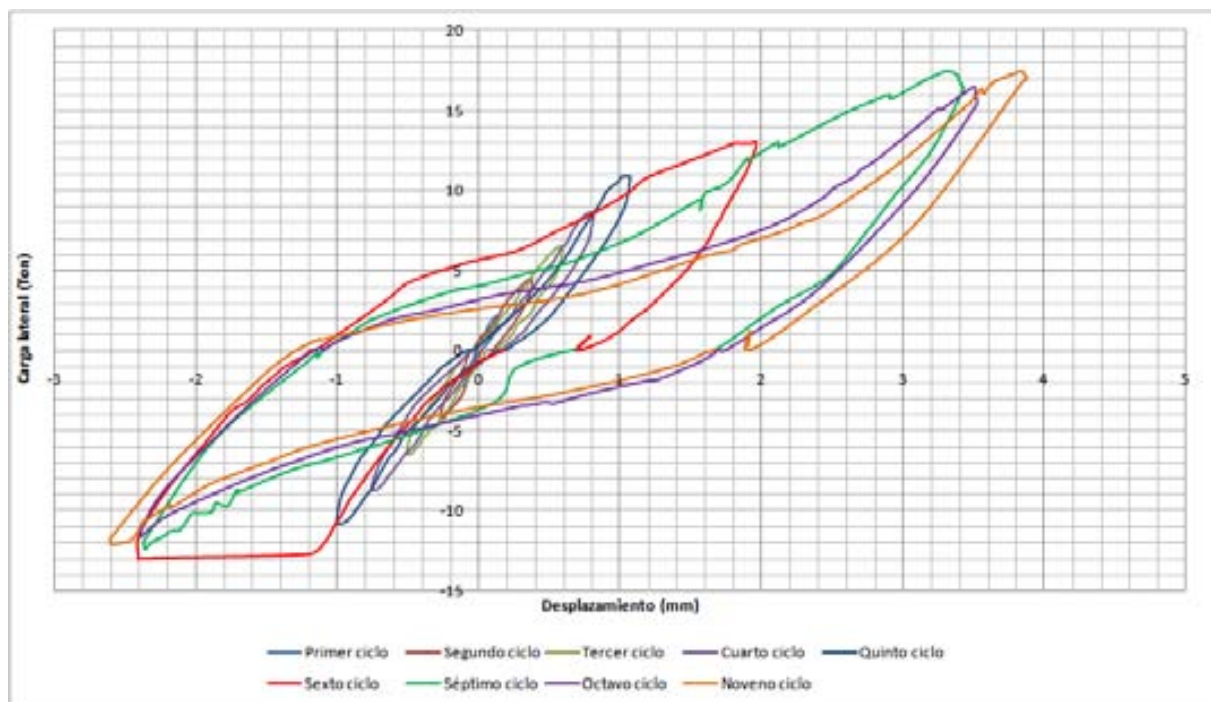


Fig. 4.3.1 Gráfica carga lateral contra desplazamiento del espécimen ED1

En la gráfica anterior, se observa que para los primeros 5 ciclos de carga que actuaron sobre este espécimen se obtuvieron curvas con una pendiente muy pronunciada, lo cual nos indica que hay un comportamiento predominante de flexión, sin embargo, se observa que para los últimos ciclos se tiene un cambio en la pendiente de las curvas provocado por la degradación de la rigidez ante cargas cortante, nuevamente, se muestra una curva típica del comportamiento por cortante.

Máximas cargas y desplazamientos del espécimen 2 (débil)			
Empujón			
Ciclo	Carga	DCDT 3	DCDT 4
	0	0	0
1	-2.155	0.09	-0.105
2	-4.276	0.265	-0.275
3	-6.455	0.485	-0.51
4	-8.376	0.814	-0.76
5	-10.783	1.124	-1.005
6	-12.953	2.608	-2.404
7	-12.082	2.603	-2.374
8	-11.185	2.658	-2.394
9	-11.797	2.892	-2.608
Jalón			
Ciclo	Carga	DCDT 3	DCDT 4
	0	0	0
1	2.15	-0.11	0.123
2	4.28	-0.348	0.373
3	6.462	-0.503	0.583
4	8.645	-0.658	0.808
5	10.869	-0.923	1.073
6	13.04	-1.752	1.962
7	17.437	-2.906	3.311
8	16.455	-3.091	3.506
9	17.403	-3.37	3.83

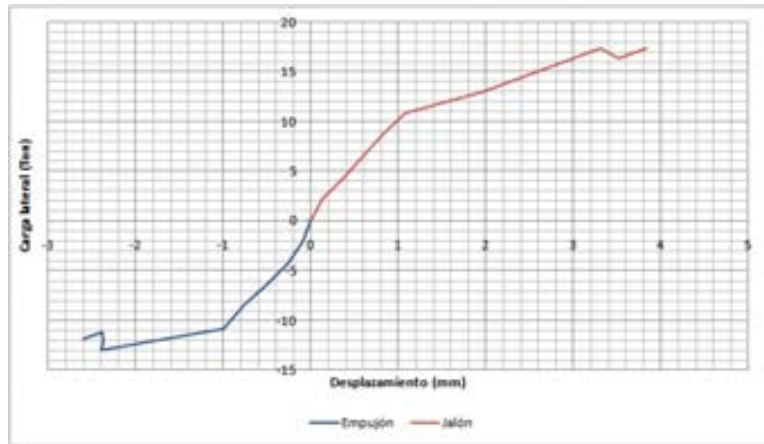


Tabla 4.3.1 Valores de carga lateral y desplazamiento máximos del espécimen ED1

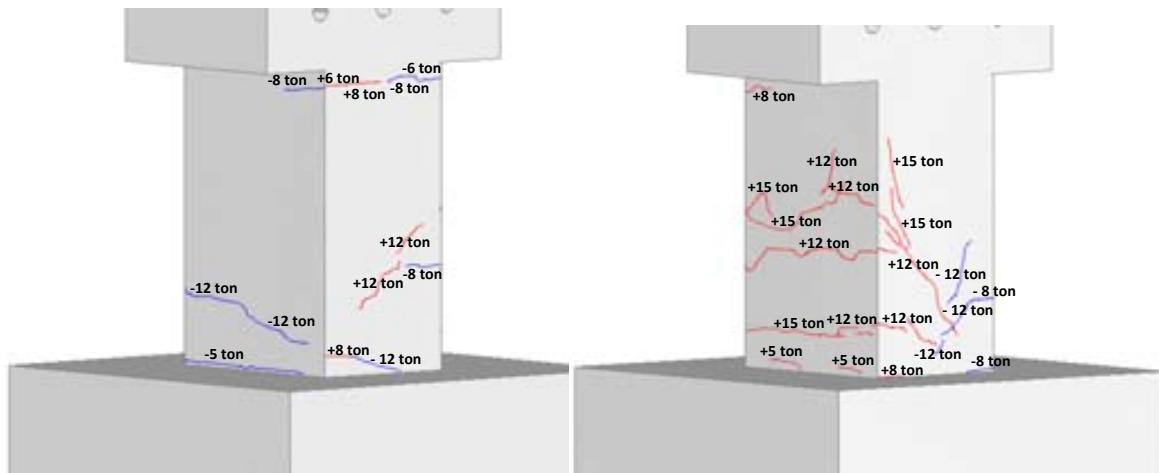


Fig. 4.3.2 Patrones de grietas observados en el espécimen ED1

4.3.2 Análisis de los deformímetros en las barras

La gráfica carga lateral contra deformación de uno de los deformímetros eléctricos colocados en una de las barras transversales se muestra en la figura 4.3.3; en ella se aprecia que durante los primeros ciclos de carga se tuvo un comportamiento lineal mientras que a partir del cuarto ciclo y cerca de la carga de 5 toneladas se obtuvo una primera fluencia del acero, sin embargo, no hubo una gran degradación de rigidez sino hasta el séptimo ciclo, en el cual se aprecia una gran deformación cercana de las 12 toneladas, que es el punto en el que empezaron a aparecer las grietas por cortante, en los estudios hechos por Maruyama, Ramírez y Jirsa (1984), se explica que en los especímenes ensayados no se incrementaban las deformaciones en las barras transversales hasta que una grieta las cruzaba, situación que ocurrió durante este ensaye y que puede observarse en las curvas de histéresis, ya que a partir de la aparición de las grietas cerca de las 12 toneladas, las curvas se muestran más abiertas.

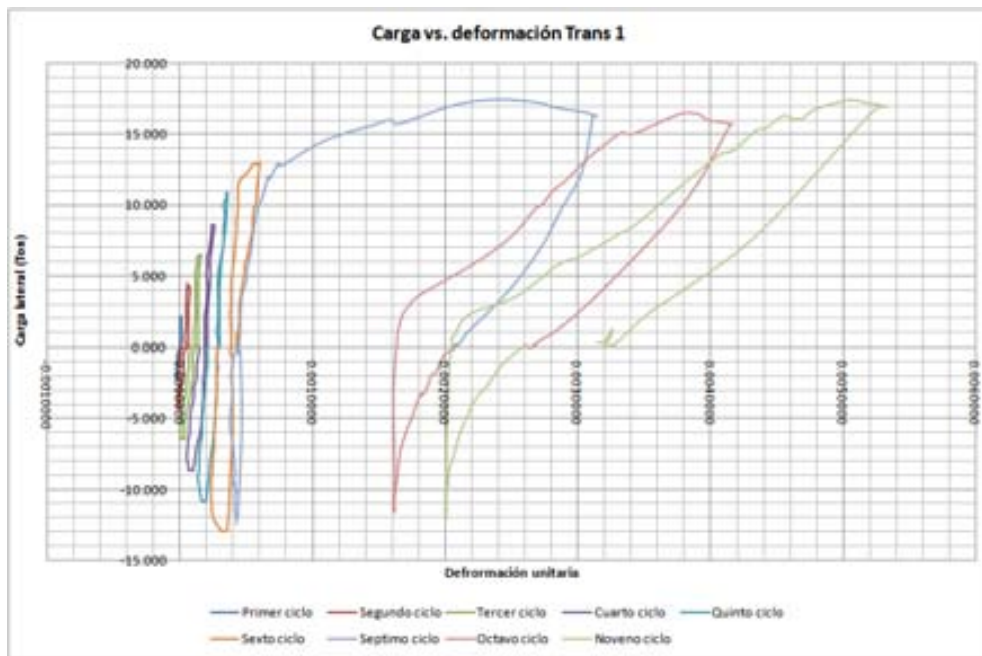


Fig. 4.3.3 Gráfica carga lateral contra deformación de una de las barras transversales del espécimen ED1

Los resultados obtenidos de los deformímetros colocados en las barras longitudinales de este espécimen se muestran en la figura 4.3.4, en ella se aprecian los ciclos histéricos para una misma barra con deformímetros colocados en la parte superior (Long 1) e inferior (Long I1), se puede observar un comportamiento similar durante los primeros ciclos de carga en el deformímetro superior con lazos más abiertos en los últimos ciclos. Para el deformímetro inferior se tuvieron grandes deformaciones para la carga positiva y deformaciones más pequeñas para la carga negativa. La diferencia entre las gráficas puede ser también atribuida a que no existía un adecuado anclaje de las barras en el cabezal y a que en la zona del cabezal se tenían rotaciones que no permitían un empotramiento igual al de la base del espécimen.

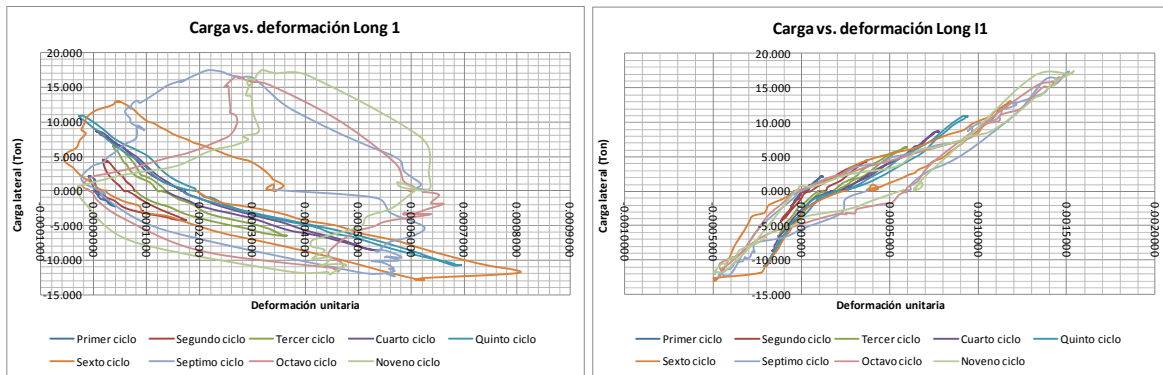


Fig. 4.3.4 Gráfica carga lateral contra deformación de una de las barras de refuerzo longitudinal del espécimen ED1

4.4 ESPÉCIMEN REFORZADO (ER1)

El espécimen reforzado o ER1, se ensayó de igual forma que los dos anteriores, hasta alcanzar un máximo de 33.047 toneladas; ante estos niveles de carga, se tuvo que detener la prueba ya que la base del espécimen (que ya había sido ensayado anteriormente como ED1) presentaba daños muy severos lo que impedía continuar la prueba en condiciones de seguridad adecuadas, no obstante, se obtuvieron datos significativos que se presentan en la gráfica 4.4.1 y en los cuales se muestra un comportamiento bien definido ante las cargas cíclicas que actuaron.

4.4.1 Análisis de los transductores de desplazamiento

Las curvas de histéresis obtenidas en este ensaye se muestran muy simétricas en comparación de las obtenidas en los ensayos anteriores; así mismo, se observa un comportamiento más regular en todos los ciclos y las áreas entre los lazos de histéresis se encuentran bien marcadas y a intervalos más o menos iguales. Se observó que tanto la carga aplicada como el desplazamiento lateral al final de la prueba superaron los valores que se habían obtenido con el espécimen EF1, lo cual indica que hubo un mayor confinamiento de la sección por parte de las fibras de carbono lo que permitió aumentar su capacidad a cortante y su ductilidad. En las siguientes secciones se realizará un comparativo de los ciclos histeréticos de los tres especímenes.

Para este espécimen no se pudieron observar grietas ya que estaba recubierto por las fibras, sin embargo, se hicieron evidentes los daños producidos en las zonas adyacentes al recubrimiento con fibra y en la base y el cabezal del espécimen, como se muestran en la figura 4.4.2

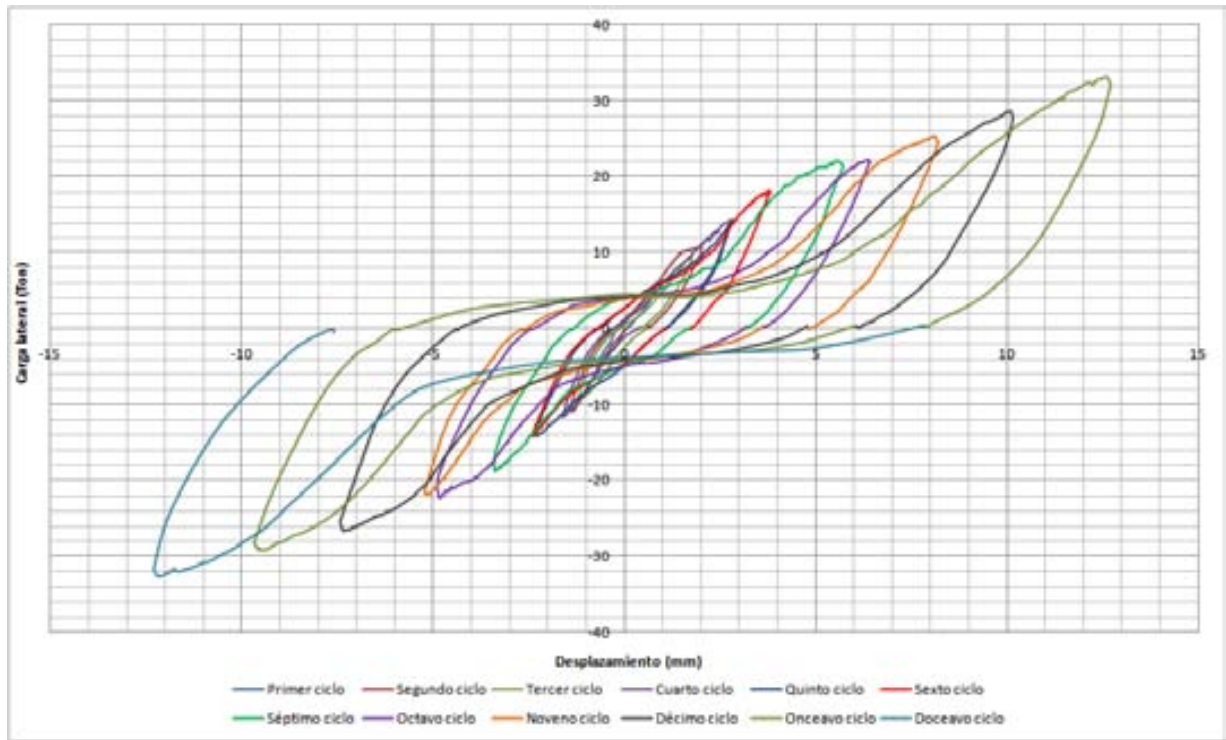


Fig. 4.4.1 Gráfica carga lateral contra desplazamiento del espécimen ER1



Fig. 4.4.2 Zonas con daños observadas en el espécimen ER1

Máximas cargas y desplazamientos del espécimen 3 (reforzado)			
Empujón			
Ciclo	Carga	DCDT 3	DCDT 4
	0	0	0
1	-5.367	0.725	-0.715
2	-10.794	1.529	-1.374
3	-9.873	1.449	-1.239
4	-11.68	1.824	-1.604
5	-14.095	2.628	-2.304
6	-14.061	2.723	-2.368
7	-18.73	4.147	-3.388
8	-22.38	6.09	-4.816
9	-21.765	6.71	-5.201
10	-26.621	9.618	-7.329
11	-29.249	12.246	-9.403
12	-32.731	16.097	-12.216
Jalón			
Ciclo	Carga	DCDT 3	DCDT 4
	0	0	0
1	5.389	-0.558	0.773
2	10.767	-1.747	2.017
3	9.586	-1.413	1.752
4	14.313	-2.447	2.796
5	14.281	-2.452	2.831
6	18.224	-3.086	3.761
7	22.12	-4.34	5.584
8	22.314	-4.79	6.379
9	25.419	-5.964	8.092
10	28.658	-7.568	10.096
11	33.047	-9.441	12.574
12	---	---	---

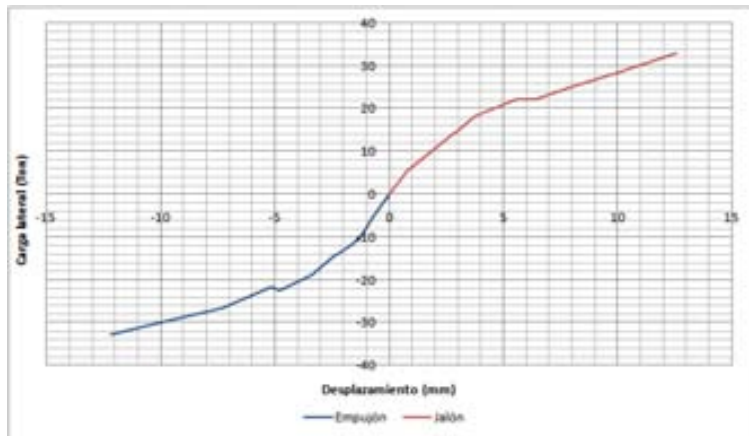


Tabla 4.4.1 Valores de carga lateral y desplazamiento máximos del espécimen ER1

4.4.2 Análisis de los deformímetros en las barras

Los datos registrados por los deformímetros eléctricos colocados en las barras transversales del espécimen se pueden observar en la figura 4.4.3; en esta gráfica se observa un comportamiento similar entre los ciclos y entre las cargas positivas y negativas; también podemos inferir que los valores de deformación para los primeros ciclos son mayores a los observados cuando se ensayó el espécimen por primera vez (ED1) ya que el acero había llegado a su punto de fluencia en aquella primera prueba.

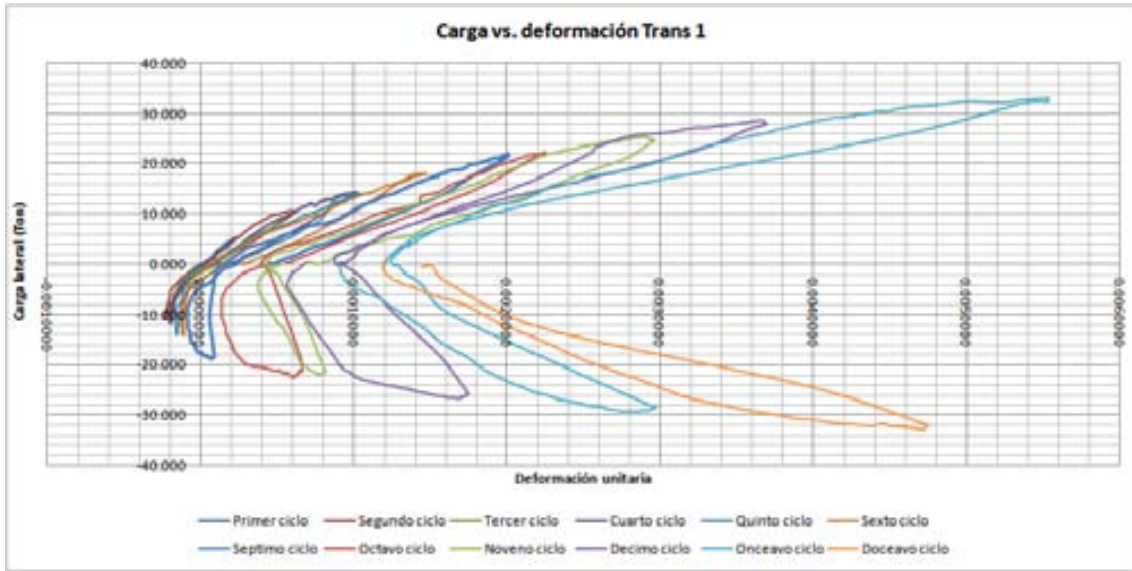


Fig. 4.4.3 Gráfica carga lateral contra deformación de una de las barras transversales del espécimen ER1

Con referencia a las barras longitudinales, podemos observar en la figura 4.4.4 que para una misma barra instrumentada en sus extremos, se tienen gráficas diferentes; podemos deducir que los datos registrados por los deformímetros eléctricos en la parte superior del espécimen son un tanto menos representativos debido a que, como se ha dicho antes, se tuvieron algunos problemas con el sistema de aplicación de carga los cuales impidieron el desarrollo correcto del mecanismo de empotramiento en el cabezal del espécimen. Sin embargo, los datos recopilados en este ensaye son coherentes con los datos obtenidos en el ensaye del espécimen ED1. En las dos gráficas se observa que los ciclos histéreticos están muy cercanos, lo que significa que no hay un gran deterioro de las barras; así mismo, se observa que para una carga superior a 30 toneladas aun no se ha llegado a la fluencia de las barras longitudinales.

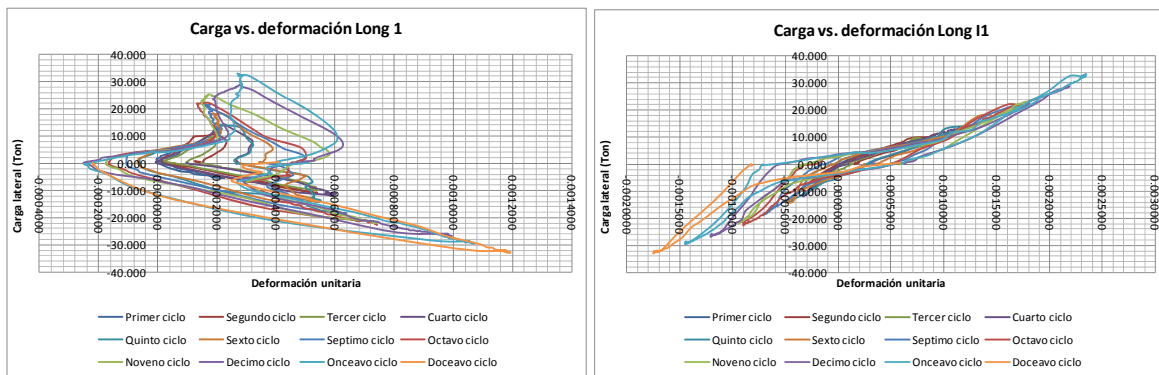
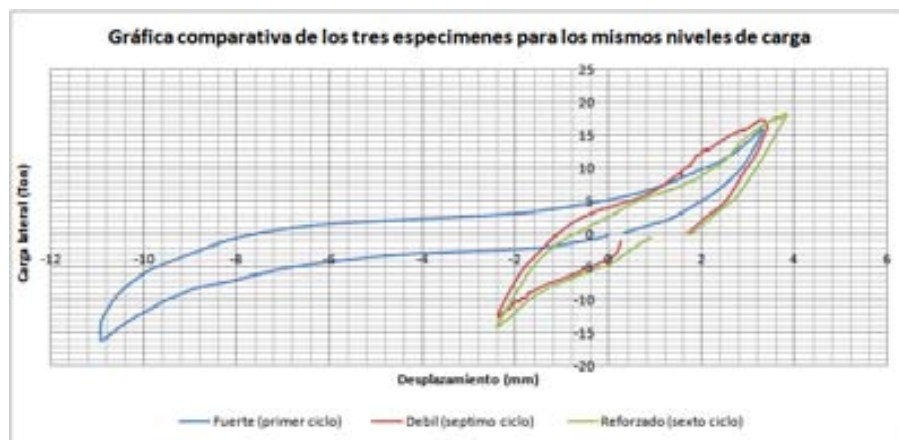


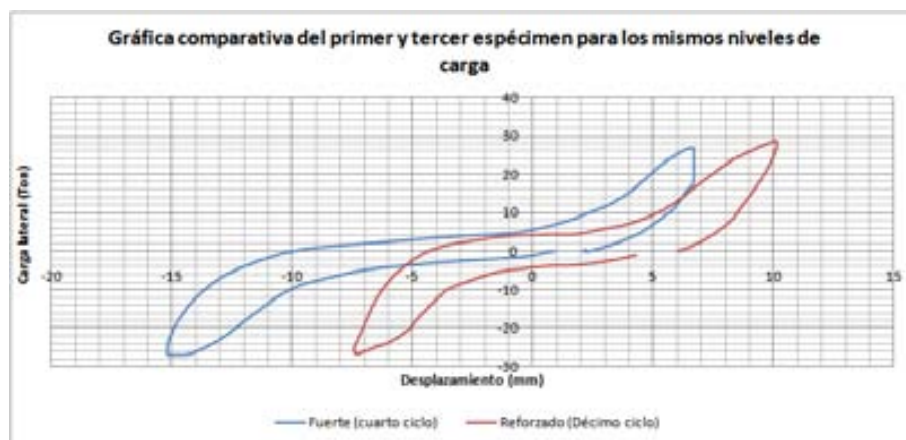
Fig. 4.4.4 Gráfica carga lateral contra deformación de una de las barras de refuerzo longitudinal del espécimen ER1

4.5 COMPARACIÓN DE LOS CICLOS DE CARGA

En esta sección se hará una comparación entre los tres especímenes (EF1, ED1 y ER1) los cuales se probaron ante cargas cíclicas como ya se ha dicho anteriormente; en las gráficas de la figura 4.5.1, se muestran ciclos similares en cuanto a niveles de carga lateral alcanzados; en la primera gráfica se muestra que para el ciclo del espécimen EF1 hubo un desfase en la gráfica hacia la izquierda con respecto a los otros dos especímenes, situación que se volvió a repetir en ciclos posteriores. Esto puede explicarse por el aplastamiento del concreto ocurrido en la unión entre el espécimen y la base durante la carga negativa, lo cual se puede observar en la figura 4.2.5, este mismo aplastamiento del concreto debió ocurrir en la parte superior de la cara paralela a este agrietamiento, sin embargo, no se presentó este agrietamiento debido a la imperfección en la sujeción del cabezal, lo cual permitió una ligera rotación en el cabezal, lo cual puede observarse en las gráficas de las figuras 4.5.2, 4.5.3, 4.5.4 y 4.5.5. Así mismo, este fenómeno de corrimiento de los ciclos histéreticos del espécimen EF1 pudo ser fuertemente influenciado por el corrimiento lateral de las vigas de sujeción a los lados del cabezal.



Comparativo ante niveles de carga similares de los especímenes EF1, ED1 y ER1



Comparativo ante niveles de carga similares de los especímenes EF1 y ER1

Fig. 4.5.1 Gráficas comparativas de ciclos histéreticos de carga lateral contra desplazamiento

4.5.1 Rotaciones del cabezal y de la base

En lo referente a las curvas de histéresis de los DCDT's colocados en la base y en el cabezal del espécimen, se observó que los instrumentos colocados en el cabezal no tuvieron lecturas muy precisas ya que no se podía tener un mecanismo de empotramiento muy eficiente.

De las gráficas en las figuras 4.5.2, 4.5.3, 4.5.4 se observa que los DCDT's correspondientes a puntos sometidos a tensión presentan al nivel de 16 toneladas en el espécimen fuerte y de 13 toneladas en el caso del espécimen débil una plataforma parecida a la fluencia del acero longitudinal. Revisando los deformímetros eléctricos instrumentados en estas barras longitudinales que también estaban a tensión, se observó que ninguna de dichas barras alcanzó las deformaciones de fluencia. La explicación o justificación de estas "plataformas de fluencia" en los ciclos histéricos de las rotaciones, se pueden encontrar al recordar que la adherencia mecánica de las corrugaciones de las barras longitudinales con el concreto circundante a ellas al colapsarse gradualmente producen grandes desplazamientos a tensión, los cuales ya no se repiten en los ciclos subsiguientes, ya que esta falla de la adherencia mecánica una vez ocurrida, ya no es capaz de repetir la trayectoria de la curva original pero sí es capaz de alcanzar los niveles de carga, a menos que se pierda totalmente la adherencia de toda la longitud de anclaje de la barra. Este fenómeno solamente ocurre a tensión y jamás a compresión ya que esto implicaría el aplastamiento del concreto de la base, lo cual no sucedió en el espécimen; tampoco sucedió este fenómeno en el espécimen en el cual se infiltraron las piezas con resina epóxi y se le reforzó adicionalmente con las bandas de fibra de carbono, las cuales restauraron el concreto circundante y resistieron las tensiones provocadas por la aplicación de las carga generados de esfuerzos a tensión en la base de la zona útil de los especímenes. Lo anterior se esquematiza en la figura 4.5.5.

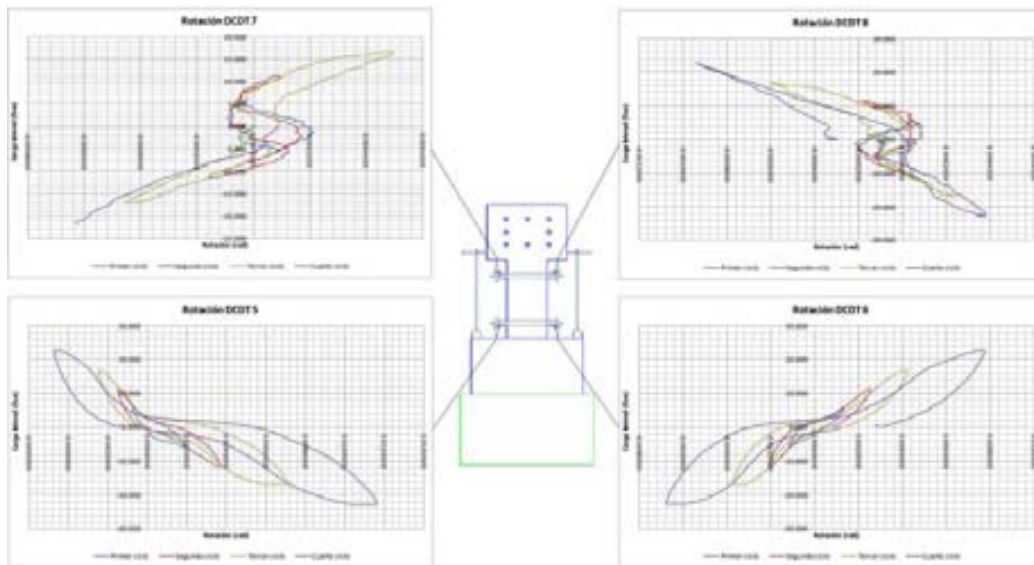


Fig. 4.5.2 Gráficas de rotaciones en la base y cabezal del espécimen EF1 correspondientes a la primera prueba

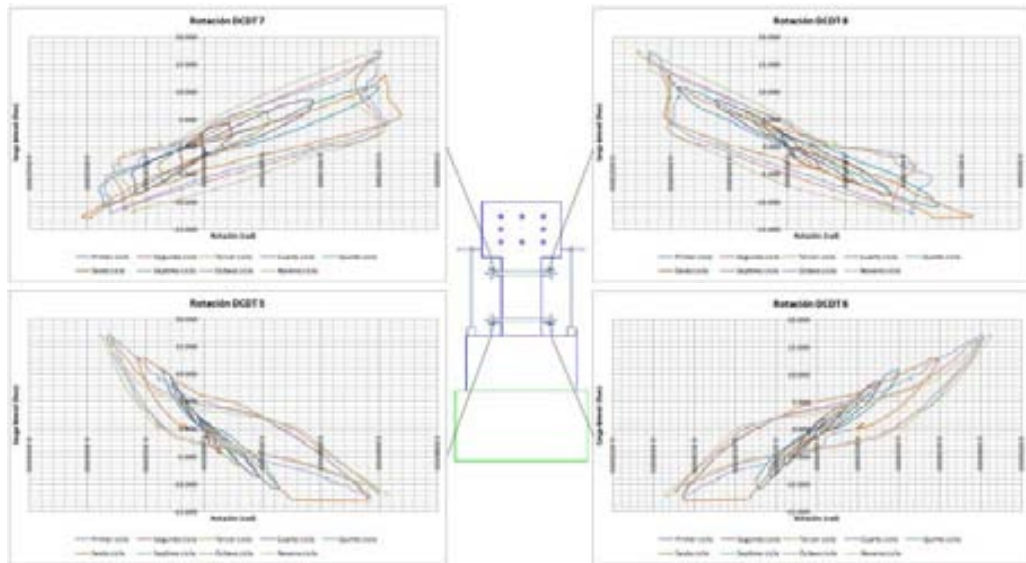


Fig. 4.5.3 Gráficas de rotaciones en la base y cabezal del espécimen ED1

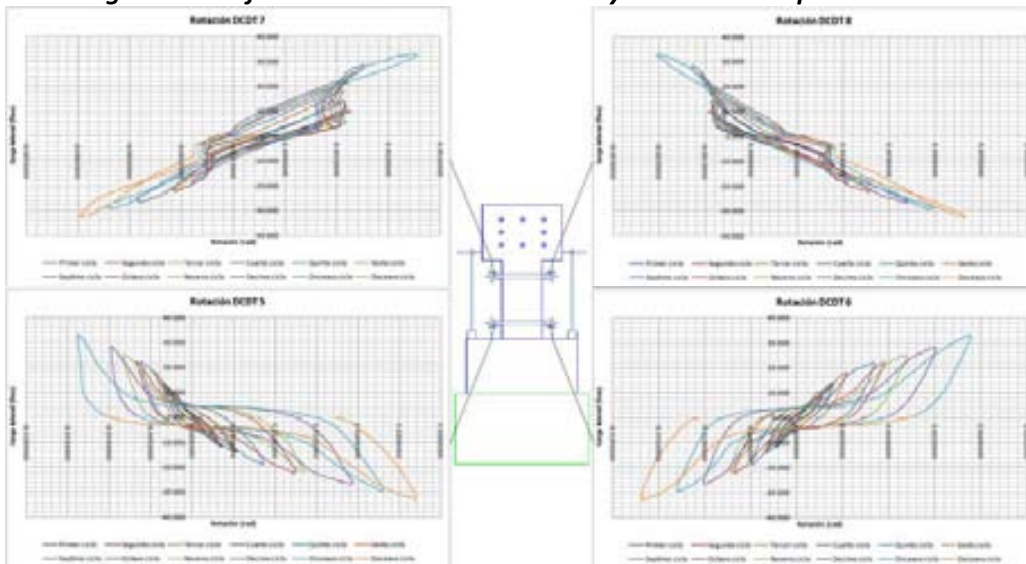


Fig. 4.5.4 Gráficas de rotaciones en la base y cabezal del espécimen ER1

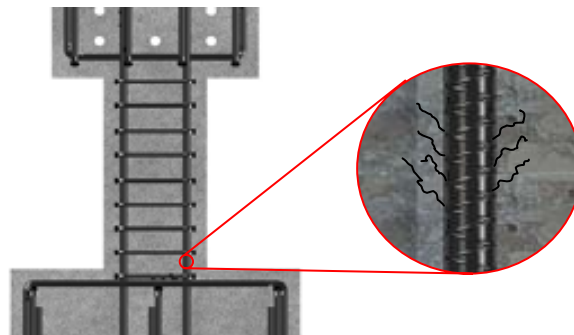


Fig. 4.5.5 Pérdida de la adherencia mecánica de las barras y el concreto

4.6 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LAS BIELAS

Como se dijo anteriormente, se colocaron deformímetros eléctricos en dos de las cuatro bielas para conocer los niveles de deformación en estas, así como para monitorear su comportamiento y sobre todo asegurarse de la correcta aplicación de las cargas al espécimen mediante el actuador; cuando se aplicaron las cargas negativas, dos bielas permanecían en tensión mientras que las otras dos permanecían a compresión, de manera similar, cuando se cambiaba el sentido de la carga, las bielas a tensión se sometían a compresión y las que estaban a compresión se sometían a tensión, esto puede observarse en la figura 4.6.1 (a), (b) y (c) en donde se presentan las gráficas carga - deformación correspondientes a las bielas instrumentadas para cada uno de los tres ensayos. En todos los casos, las deformaciones máximas alcanzadas son pequeñas en comparación con el límite de proporcionalidad del acero; y en el caso de los especímenes EF1 y ER1 que estuvieron sometidos a niveles de carga elevados, observamos que la deformación máxima alcanzada en el acero de las bielas es de aproximadamente 0.0005, que corresponde a un esfuerzo de 1050 kg/cm² y que está muy por debajo de los 2300 kg/cm² correspondientes al esfuerzo de fluencia del acero.

Sin embargo, la principal discordancia en los pares de gráficos mostrados, ocurre en el momento en el que el espécimen se regresa a su posición original y se procede a invertir el sentido de la carga; esto puede entenderse si pensamos que para los niveles de carga aplicados a los especímenes, se tuvieron agrietamientos que posiblemente produjeron distorsiones; además recordemos que se tuvieron algunas rotaciones relativas entre el cabezal y las vigas de sujeción debido a las holguras existentes entre los agujeros del cabezal y las vigas de sujeción. Las bielas no sufrieron daño permanente en su cuerpo ni en sus conexiones y se verificó al final de cada ensaye que no existieran holguras en las articulaciones debido a la concentración de esfuerzos.

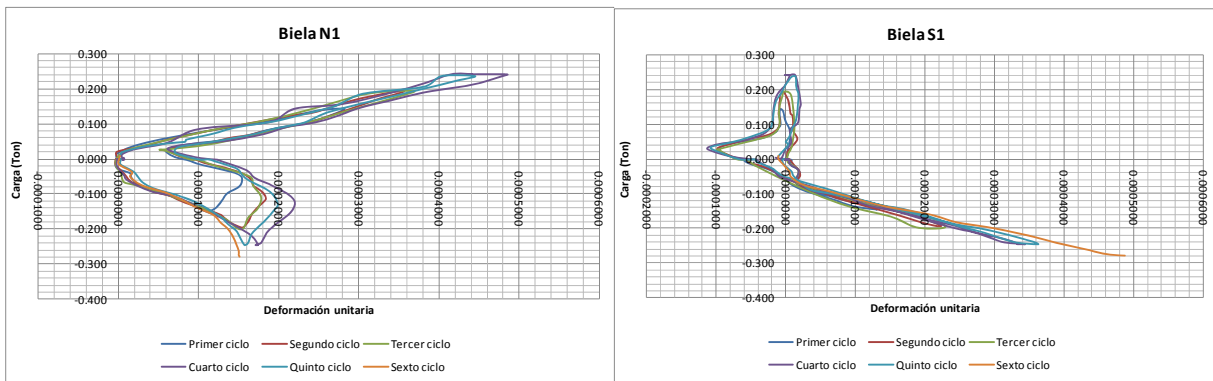


Fig. 4.6.1 Gráficas carga contra deformación de las bielas N1 y S1 durante el segundo ensaye del espécimen EF1

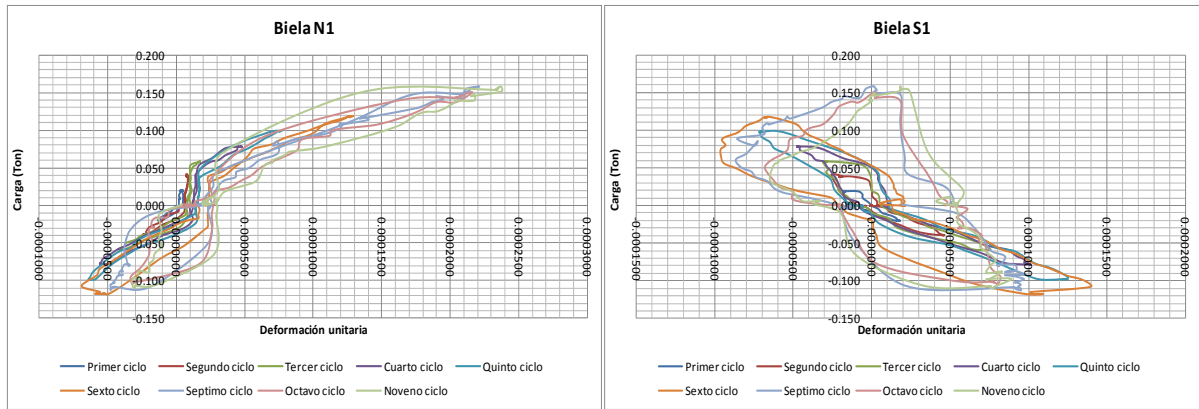


Fig. 4.6.2 Gráficas carga contra deformación de las bielas N1 y S1 del espécimen ED1

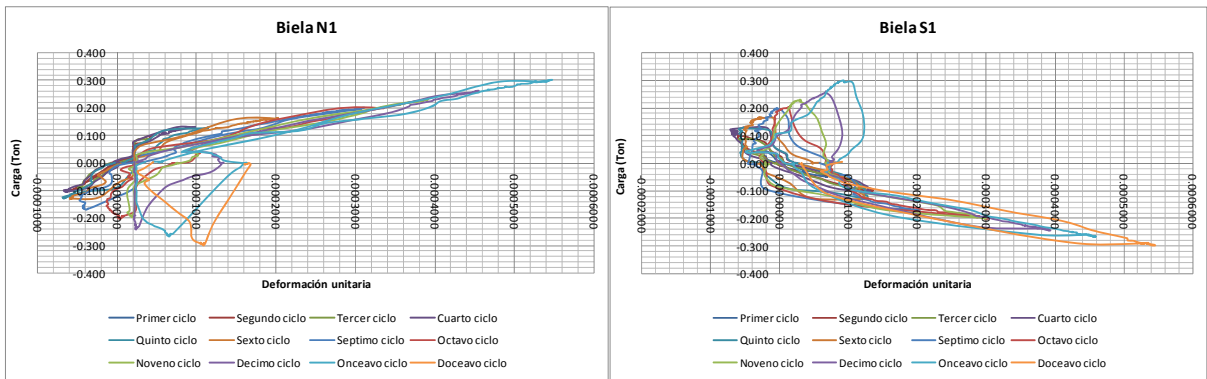


Fig. 4.6.3 Gráficas carga contra deformación de las bielas N1 y S1 del espécimen ER1

4.7 APARICIÓN Y PROGRESIÓN DE GRIETAS

En las figuras 4.2.5 y 4.3.2 se muestran las grietas totales que aparecieron en las 4 caras de los dos primeros especímenes; además se muestran los aplastamientos que se tuvieron en algunas áreas reducidas ubicadas en la unión del espécimen y la base. En primer lugar, aparecieron las grietas por flexión tanto a carga positiva como a carga negativa a un nivel de carga aproximado a 5 toneladas y que están a similar altura, después surgieron mas grietas horizontales a las 10 toneladas para el espécimen EF1 y a las 8 toneladas para el espécimen ED1, lo que sugiere nuevamente un comportamiento por flexión; posteriormente, aparecieron grietas cerca de las 12 toneladas en ambos especímenes, con inclinaciones muy cercanas a los 45° y que están asociadas al comportamiento por cortante, dichos agrietamiento se tuvieron en ambas direcciones. Las grietas por flexión en los especímenes aparecieron en las caras normales a la dirección del actuador y se propagaron en las caras laterales que es donde predominaron las grietas por cortante. En estos especímenes las grietas por flexión fueron escasas mientras que en el espécimen EF1 se observó una mayor cantidad de grietas diagonales que en el espécimen débil. El fenómeno de aparición de las grietas en los dos primeros especímenes no tuvo una progresión mayor a la observada a ciertos niveles de carga (20 toneladas en el espécimen EF1 y 15 toneladas

en el espécimen ED1), sino que una vez que aparecieron y se desarrollaron las grietas no aparecieron nuevas, simplemente las existentes ampliaron su ancho conforme aumentaba la carga.

Es importante señalar que en ambos especímenes que poseían grandes diferencias en el refuerzo transversal, aparecieron las grietas diagonales aproximadamente a las 12 toneladas, lo cual puede explicarse por la fragilidad del concreto el cual es muy sensible a los esfuerzos por cortante antes del agrietamiento cuando todavía no hay influencia de la cuantía del refuerzo transversal. Todo esto nos conduce a la idea de que antes de que surjan las grietas por cortante, no influye la cuantía ni la separación de los refuerzos transversales y solamente se nota su influencia una vez que han aparecido las grietas. Observando la figura 4.2.7 que corresponde a los primeros ciclos de carga contra deformación unitaria captados por el deformímetro eléctrico "Trans 3" colocado en una de las ramas activas de los estribos del espécimen EF1, se puede observar que hay prácticamente una coincidencia entre el nivel de carga de 12 toneladas y la fluencia del acero de los estribos, mismo comportamiento que puede observarse en la gráfica 4.3.3 del espécimen débil; en este instante fue donde la grieta ya fue visible, es importante señalar que las grietas fueron marcadas en las pausas en las que terminaban las cargas máximas para cada ciclo, aunque las grietas en ocasiones ya se habían empezado a formar incipientemente a niveles de carga inferiores. Se concluye de todo esto que las grietas eran apreciables en función de la fluencia del acero lo cual sucedía a los mismos niveles de carga sin importar la cuantía o separación del acero transversal.

Una vez abiertas las grietas no se monitoreó durante las pruebas el aumento en su ancho, también hay que mencionar que en el espécimen EF1 no se tuvo acceso a las grietas de una de las caras por la presencia de LED's; esta es una de las causas por las cuales se observa un mayor número de grietas en una de las caras paralelas al sentido de aplicación de la carga. Las grietas formadas en los dos primeros especímenes están claramente diferenciadas entre las grietas de flexión y las de tensión diagonal por lo que no se puede hablar de una interconexión de grietas de cortante y flexión que condujeran a mecanismos de fricción entre bloques aislados de concreto. Para el tercer espécimen al estar totalmente recubierto en sus caras por las fibras de carbono no se pudo obtener información alguna sobre las grietas en el mismo, sin embargo, se observaron grandes agrietamientos en la base, razón por la que no se continuó la prueba. En esta discusión solo se presentan las gráficas representativas relacionadas con los aparatos de medición colocados en los tres especímenes, todas las gráficas obtenidas de la instrumentación se presentan en el anexo E.

El mecanismo de falla observado hacia el final del ensaye del espécimen EF1 consistió en la pérdida del concreto exterior de las caras que poseían grietas por cortante y del aplastamiento y combadura final del concreto de las caras con grietas por flexión. En el instante de la falla, el espécimen EF1 ya no tenía mucha capacidad de resistencia con una sección transversal muy disminuida. En las fotos I.2 a I.9 del anexo I se aprecian las grietas iniciales, una etapa intermedia y el estado final en que quedó el espécimen EF1.

Para el caso del espécimen ED1, no se llegó al mecanismo de colapso total del espécimen fuerte ya que se controló el ensaye con desplazamiento del actuador y se decidió suspender el ensaye antes de que sucediera el deterioro tan drástico presentado en el espécimen EF1. En las fotografías I.12 a I.15 del anexo I se observan las grietas iniciales y el estado final del espécimen ED1.

En el espécimen reforzado con las fibras de carbono (ER1), como se ha dicho antes no se observaron grietas ya que estaba recubierto en toda su superficie por las fibras, sin embargo, las curvas carga lateral contra desplazamiento, muestran un aumento en su capacidad de resistir cargas laterales y de producir desplazamientos, esto nos conduce a la idea que las fibras ayudan a tener una mayor ductilidad en elementos de este tipo puesto que se ve aumentada la capacidad de desplazamiento lateral, sin embargo, hay que considerar que el aumento en la resistencia del elemento reforzado debe venir acompañado con un incremento en la resistencia de los elementos a los cuales está unido ya que, como se observó en los ensayos, los elementos sin refuerzo son susceptibles de sufrir grandes daños, puesto que la fibra proporciona un gran refuerzo.

Finalmente, podemos decir que el modo de falla observado en los especímenes EF1 y ED1, fue directamente influenciado por las fuerzas cortantes, mientras que para el espécimen reforzado con las fibras de carbono (ER1) se tuvo un incremento de la capacidad de desplazamiento y de la resistencia ante cargas laterales, pero desafortunadamente el mal estado de la base y del cabezal impidieron el observar el mecanismo de falla final del mismo. Esto último es de gran importancia ya que la única forma de darse cuenta del deterioro del espécimen es con las curvas de histéresis de carga lateral contra desplazamiento, ya que el espécimen estaba recubierto en sus 4 caras, lo que impidió observar el daño real sufrido por el espécimen no obstante que se tenían evidencias del gran daño registrado en la base y cabezal los cuales no estaban recubiertos con CFRP.

CAPÍTULO 5

MODELO ANALÍTICO

5.1 ANTECEDENTES

La idea de que una viga de concreto con refuerzo en el alma puede idealizarse como una armadura de cuerdas paralelas es un concepto que ha existido en las estructuras desde principios del siglo XX (analogía de la armadura); esta analogía implica que el refuerzo por cortante (estribos) de una viga de concreto reforzado equivale a los miembros en tensión de una armadura, que el refuerzo por flexión puede representarse por las cuerdas superiores o inferiores y que las diagonales son representadas por puntales de concreto que tienen un cierto ángulo de inclinación. Sin embargo, la analogía de la armadura, puede considerarse como un caso particular de un método más general llamado de puntales y tensores (strut and tie).

El método de puntales y tensores es una analogía de la armadura pero más general y puede ser aplicado a una variedad de situaciones de diseño, especialmente en donde se tienen discontinuidades también llamadas regiones D; es decir, en una viga de concreto pueden existir dos tipos de regiones, las regiones D en las cuales pueden haber cargas concentradas o se tienen discontinuidades debidas a cambios abruptos en la geometría y en las que la teoría de vigas en la cual las secciones planas permanecen planas no es aplicable; y regiones B en las cuales la teoría de Bernoulli es aplicable.

Por lo anterior, podemos decir que los modelos de puntales y tensores son representaciones físicas del flujo de esfuerzos y que un modelo de este tipo en equilibrio con las cargas externas, con sus puntales, tensores y zonas nodales por debajo o iguales a los límites de resistencia puede satisfacer las hipótesis de la teoría plástica.

En los modelos de puntales y tensores, un puntal se define como la resultante del campo de esfuerzos a compresión y puede ser de tres tipos: prismático, en forma de botella y con forma de abanico; estos tres tipos de puntales pueden encontrarse en la práctica dependiendo de las condiciones de carga, de la geometría y del tipo de apoyo con el que se cuente; en la figura 5.1.1 se presentan los tres tipos de puntales. La resistencia de los puntales está dada por la forma del puntal y por la presencia de refuerzo perpendicular al eje del mismo; el código ACI propone valores de reducción de resistencia dependiendo de la forma del puntal, los cuales se presentan en la tabla 5.1.1.

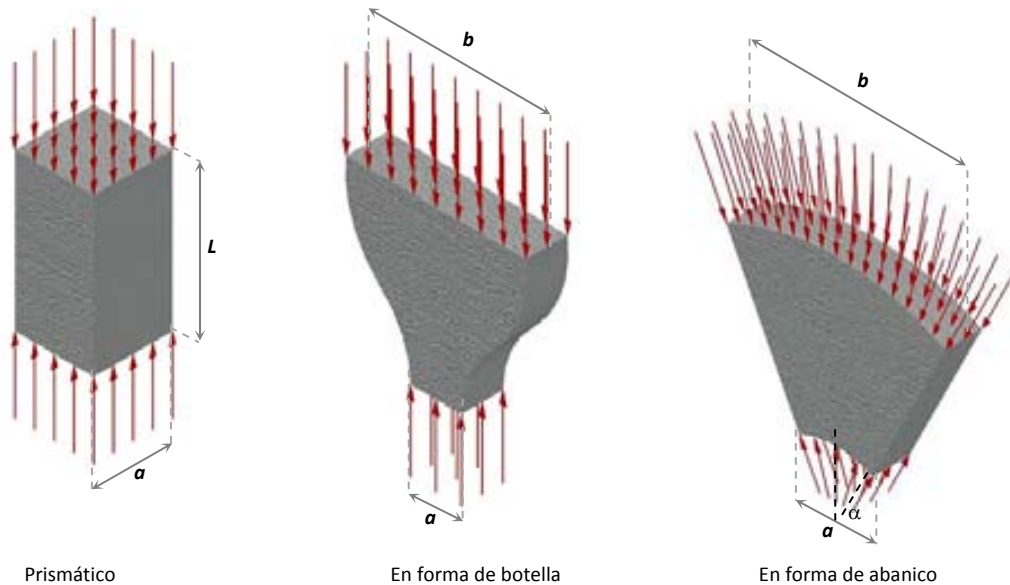


Fig. 5.1.1 Diferentes tipos de puntales

Así como los puntales representan miembros en compresión, los tensores representan miembros en tensión en los modelos, un tensor puede consistir de una o más capas de refuerzo en su espesor. Para el control de grietas se recomienda que las capas de refuerzo queden uniformemente distribuidas en la sección y que el centroide del acero de refuerzo coincida con el eje del tensor, la resistencia de los tensores está dada por el esfuerzo de fluencia del acero.

Los nudos de la armadura quedan definidos por la intersección de los ejes de dos o más puntales o tensores, y a la región que los rodea se le conoce como zona nodal; dependiendo de las fuerzas que lleguen al nudo, los nudos se clasifican como C-C-C, los cuales resisten las fuerzas provenientes de tres puntales; C-C-T mismos que resisten las fuerzas de dos puntales y un tensor; C-T-T los cuales resisten un puntal y dos tensores y finalmente se encuentran los nudos T-T-T, los cuales resisten tres tensores. La resistencia de las zonas nodales depende de su forma y del tipo de elementos que soporta; por ejemplo una zona nodal del tipo C-C-C, estará sometida a fuerzas de compresión y resistirá más que aquella zona nodal que tiene más de un tensor (C-T-T o T-T-T). El código ACI propone valores para reducir la resistencia de la zona nodal dependiendo del tipo de nudo con el que se cuente; estos valores están expresados en la tabla 5.1.2.

Tipo de Puntal	β_s
Prismático de sección transversal uniforme sobre toda su longitud (campo de esfuerzos paralelos, Fig. 5.1.1 a)	1.0
Forma de botella (Fig. 5.1.1 b)	
Satisfaciendo condiciones de refuerzo	0.75
Sin satisfacer condiciones de refuerzo	0.60 λ
Puntales en tensión	0.40
Todos los demás casos	0.60

Tabla 5.1.1 Factores de reducción de resistencia de los puntales

Tipo de zona nodal	β_n
Rodeada de puntales o zonas de apoyo (Nudos C-C-C)	1.0
Ancla un tensor (Nudos C-C-T)	0.80
Ancla dos o mas tensores (Nudos C-T-T o T-T-T)	0.60

Tabla 5.1.2 Factores de reducción de resistencia de las zonas nodales

El modelado con el método de puntales y tensores debe satisfacer las siguientes características, según el código ACI:

1. El modelo de puntales y tensores deberá estar en equilibrio con las cargas externas aplicadas y con las reacciones.
2. Está permitido que los tensores crucen a los puntales o a otros tensores, pero los puntales solo pueden cruzar o traslapar otros puntales o tensores en los nudos.
3. El ángulo entre los ejes de cualquier puntal o tensor que llega a un nodo no debe ser menor de 25°.
4. El diseño de los puntales, tensores y zonas nodales debe satisfacer la expresión:

$$\phi F_n \geq F_u \quad (5.1)$$

En donde:

F_u = Fuerza factorizada actuante en el puntal, tensor o una de las caras de la zona nodal

F_n = Fuerza nominal resistente del puntal, tensor o de la zona nodal

ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.75 para puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo)

5.2 MODELO DE PUNTALES Y TENSORES PARA LOS ESPECÍMENES ENSAYADOS

En los especímenes EF1, ED1 y ER1, se emplearon modelos de puntales y tensores, los cuales se describen a continuación.

5.2.1 Espécimen EF1

Para el espécimen EF1, se consideró una armadura como la que se muestra en la figura 5.2.1, en la cual los ángulos de inclinación de los puntales diagonales fueron de 55.784° ; se consideró que los apoyos inferiores de la armadura son articulados mientras que los apoyos superiores son simplemente apoyados, lo que permite el desplazamiento lateral; este modelo probó ser el más cercano a las características reales del espécimen.

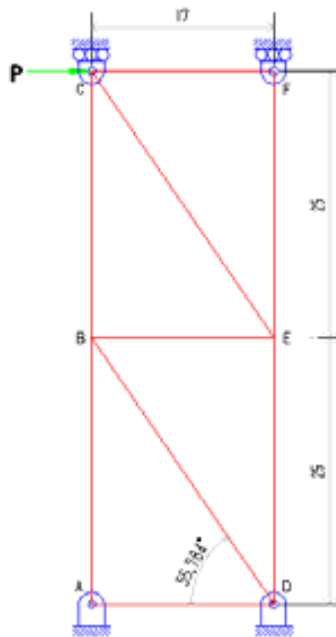


Fig. 5.2.1 Armadura propuesta para el espécimen EF1

Resolviendo la armadura, obtenemos que las fuerzas en las barras para una carga P dada (negativa hacia la derecha), son a compresión en las diagonales de la armadura, mientras que para una misma barra longitudinal hay zonas que se encuentran a compresión y a tensión; también se encontró que las barras transversales están a tensión. Estos resultados comprueban que el modelo se adapta bastante bien a las condiciones de los ensayos. En la tabla 5.2.1 y la figura 5.2.2., se muestran las reacciones en los apoyos y las fuerzas en las barras de la armadura.

	Barra	Fuerza	Tensión/Compresión
VERTICALES	AB	-1.008 P	T
	BC	-0.462 P	C
	DE	-0.462 P	C
	EF	-1.008 P	T
HORIZONTAL	AD	0	---
	BE	-P	T
	CF	0	---
DIAGONALES	BG	-1.778 P	C
	FK	-1.778 P	C

Tabla 5.2.1 Fuerzas en las barras de la armadura del espécimen EF1

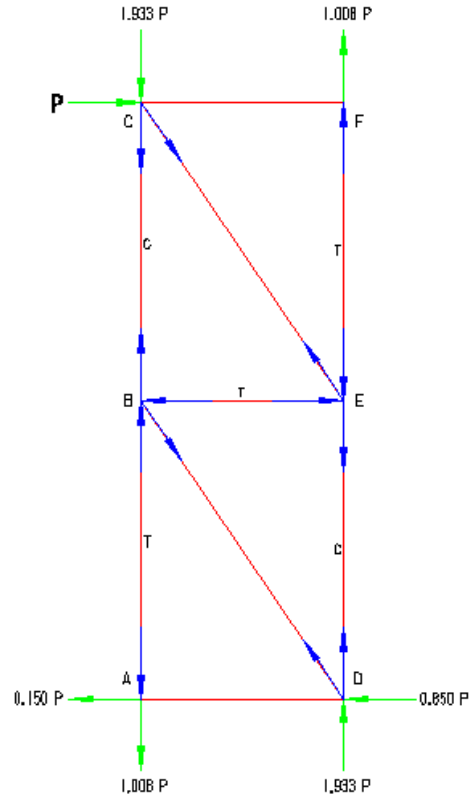


Fig. 5.2.2 Reacciones en los apoyos en la armadura del espécimen EF1

De la tabla anterior, observamos que los valores de las fuerzas en las barras de la armadura están en función de la carga lateral P , esto es con el fin de obtener las fuerzas en las barras con cualquier valor de carga lateral; para el caso de la carga positiva, la armadura tiene las mismas reacciones pero en sentido contrario, y las diagonales están orientadas en el otro sentido. Por lo tanto, tendríamos los mismos valores para el caso de carga positiva, esto es de gran utilidad por que no se necesitarán dos modelos para analizar el espécimen. A continuación se presenta una tabla de resultados en la cual se muestran las fuerzas en los puntales y los tensores, así como la resistencia de las zonas nodales para una carga de 30.547 toneladas, con la cual se obtiene la falla del espécimen por este método.

	Barra	Fuerza en el tensor o puntal (Kg)	Esfuerzo del puntal o del tensor		Esfuerzo de la zona nodal			Resistencia del tensor o puntal (Kg)
			β_s	f_{ce} o f_y (Kg/cm ²)	Nudo	β_n	f_{ce} (Kg/cm ²)	
BARRAS VERTICALES	Tensor AB (EF)	32790.24	---	5172	A	0.8	220.32	58960.8
	Puntal BC (DE)	15028.86	1	275.4	B (E,F)	0.6	165.24	24097.5
BARRAS HORIZONTALES	Tensor BE	32530	---	5196	C(D)	1	275.4	7378.32
BARRAS DIAGONALES	Puntal BD (CE)	57838.34	0.75	206.55	---	---	---	57834

Tabla 5.2.2 Resultados obtenidos con el método de puntales y tensores para el espécimen EF1 para una carga lateral de 32530 kg

En la tabla anterior, observamos que, para una carga lateral de 32530 kg, se tiene que las barras verticales, tienen una resistencia mayor que las barras horizontales (las cuales representan a los estribos), así mismo, la resistencia en los puntales diagonales es menor a la fuerza que actúa en ellos. Por lo tanto, se espera una falla por cortante, lo cual según los datos analizados en el capítulo anterior sucedió; así mismo, observamos que el máximo valor que pueden tomar los tensores horizontales es de 7378 kg, lo cual es cercano a 8 toneladas y se asemeja al valor obtenido en las gráficas de carga contra deformación analizadas en el capítulo 4, y una falla total del espécimen con una carga de 32530 toneladas.

5.2.2 Espécimen ED1

La armadura propuesta para el espécimen ED1, se presenta en la figura 5.2.3, en ella se muestra que las barras están separadas a una distancia de 16.66 cm, en esta armadura, el ángulo de inclinación de los puntales diagonales es de 44.433° .

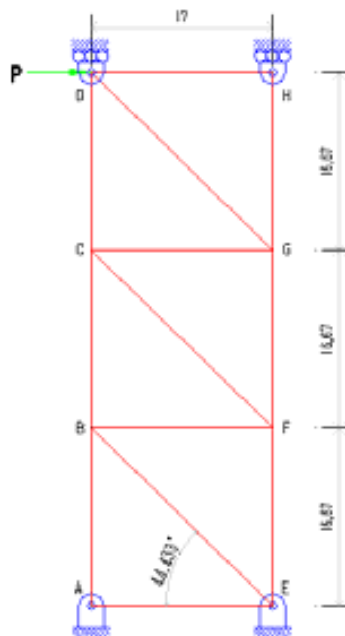


Fig. 5.2.3 Armadura propuesta para el espécimen ED1

En la tabla 5.2.3 y la figura 5.2.4 se muestran las fuerzas en cada una de las barras así como los valores de las reacciones para una carga lateral negativa P ; nuevamente se presentan los valores en función a dicha carga.

	Barra	Fuerza	Tensión/Compresión
VERTICALES	AB	-1.0300 P	T
	BC	-0.0095 P	T
	CD	-0.9296 P	C
	EF	-0.9296 P	C
	FG	-0.0050 P	T
	GH	-1.0300 P	T
HORIZONTAL	AE	0	---
	BF	-P	T
	CG	-P	T
	DH	0	---
DIAGONALES	BE	-1.4 P	C
	CF	-1.4 P	C
	DG	-1.4 P	C

Tabla 5.2.3 Fuerzas en las barras de la armadura del espécimen ED1

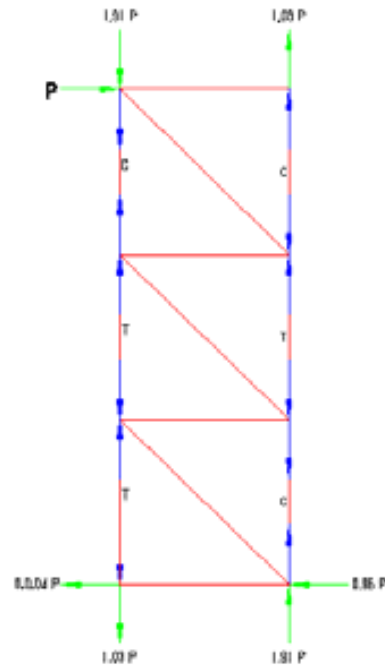


Fig. 5.2.4 Reacciones en los apoyos en del la armadura del espécimen ED1

Como en el modelo anterior (EF1), no se necesita construir otro modelo con cargas positivas ya que los valores en los puntales y tensores serían de la misma magnitud. Por lo tanto solo se analizará este modelo. A continuación se presenta una tabla con los valores obtenidos en los puntales y tensores para esta armadura para una carga de 1808 kg que hizo fallar el modelo propuesto.

	Barra	Fuerza en el tensor o puntal(Kg)	Esfuerzo del puntal o del tensor		Esfuerzo de la zona nodal			Resistencia del tensor o puntal (Kg)
			β_s	f_{ce} o f_y (Kg/cm ²)	Nudo	β_n	f_{ce} (Kg/cm ²)	
BARRAS VERTICALES	Tensor AB (GH)	18622.4	---	5172	A (H)	0.8	220.32	58960.8
	Tensor BC	1717.6	---	5172	B (G)	0.6	165.24	58960.8
	Puntal CD (EF)	16807.168	---	275.4	C (F)	0.6	165.24	14458.5
	Tensor FG	90.4	1	5172	D (E)	0.8	220.32	58960.8
BARRAS HORIZONTALES	Tensor BF (CG)	18080	---	2844				1820.16
BARRAS DIAGONALES	Puntal BE (CF, DG)	25312	0.75	206.55				25302.375

Tabla 5.2.4 Resultados obtenidos con el método de puntales y tensores para el espécimen ED1 para una carga lateral de 18080 kg

De la tabla anterior, observamos que los tensores de las barras horizontales que corresponden a los estribos, son los que resisten menos; por lo tanto, la falla que obtendremos en este caso será debido a corte. Este modo de falla puede comprobarse con los resultados experimentales obtenidos durante el ensayo del espécimen ED1, en donde se tuvieron patrones de agrietamiento relacionados con las tensiones diagonales, por lo tanto, el modelo analítico empleado en esta sección, para este espécimen, son adecuados. Así mismo, observamos que para una carga de 18080 kg, se obtiene la falla total del espécimen, valor que no pudo corroborarse durante los ensayos puesto que este espécimen no se llevó a la falla total debido a que fue reparado y reforzado con las fibras de carbono para convertirse en el espécimen ER1.

5.2.3 Especimen ER1

Para este espécimen se propone un modelo de puntales y tensores como el que se muestra en la figura 5.2.5, suponiendo que los tensores horizontales representan a las fibras. El ángulo de inclinación de los puntales diagonales es de 36.327° .

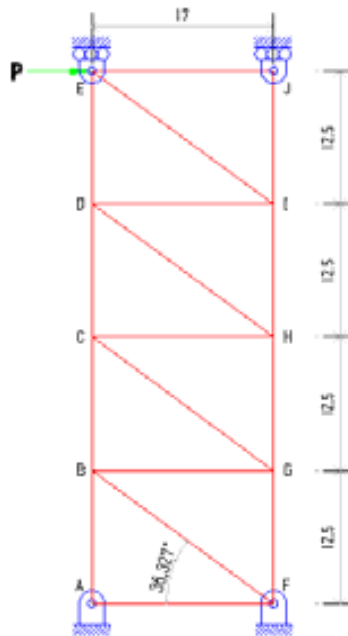


Fig. 5.2.5 Armadura propuesta para el espécimen ER1

Si resolvemos la armadura anterior obtenemos los valores mostrados en la tabla 5.2.5 y en la figura 5.2.6.

	Barra	Fuerza	Tensión/Compresión
VERTICALES	AB	-1.230 P	T
	BC	-0.494 P	T
	CD	-0.239 P	C
	DE	-0.975 P	C
	FG	-0.975 P	C
	GH	-0.239 P	C
	HI	-0.494 P	T
	IJ	-1.230 P	T
HORIZONTALES	AF	0	---
	BG	-P	T
	CH	-P	T
	DI	-P	T
	EJ	0	---
DIAGONALES	BF	-1.241 P	C
	CG	-1.241 P	C
	DH	-1.241 P	C
	EI	-1.241 P	C

Tabla 5.2.5 Fuerzas en las barras de la armadura del espécimen ER1

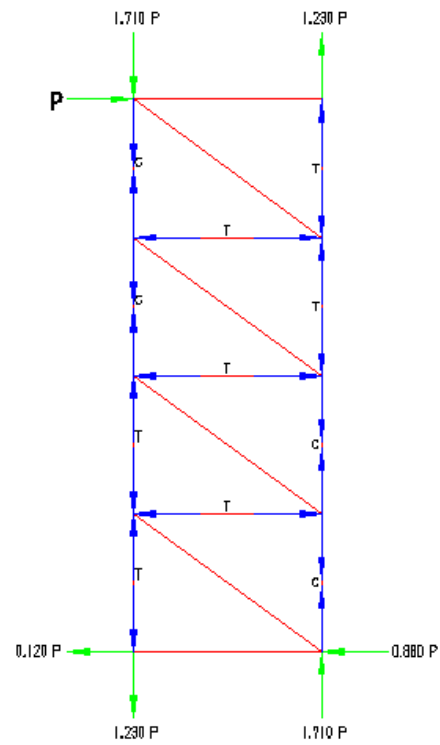


Fig. 5.2.6 Reacciones en los apoyos en la armadura del espécimen ER1

Con los datos anteriores, podemos calcular los valores en los puntales y en los tensores para una carga lateral que haga fallar el modelo. Estos datos se presentan en la tabla 5.2.6.

	Barra	Fuerza en el tensor o puntal (Kg)	Resistencia del puntal o del tensor		Resistencia de la zona nodal			Resistencia del tensor o puntal (Kg)
			β_s	f_{ce} o f_y (Kg/cm ²)	Nudo	β_n	f_{ce} (Kg/cm ²)	
BARRAS VERTICALES	Tensor AB (IJ)	46580.1	---	5172	A (J)	0.8	220.32	58960.8
	Tensor BC (HI)	18707.78	---	5172	B (I)	0.6	165.24	58960.8
	Puntal CD (GH)	9050.93	1	275.4	C (H)	0.6	165.24	19278
	Puntal DE (FG)	36923.25	1	275.4	D (G)	0.8	220.32	36628.2
BARRAS HORIZONTALES	Tensor BG (CH, DI)	37870	---	7596.886	E (F)	1	275.4	37984.43
BARRAS DIAGONALES	Puntal BG (FK)	46996.67	0.75	206.55				46990.125

Tabla 5.2.6 Resultados obtenidos con el método de puntales y tensores para el espécimen ER1 para una carga de 37870 kg

Si consideramos el modelo propuesto anteriormente de puntales y tensores, podemos deducir que mientras menor sea la separación de los tensores horizontales, menor es la magnitud de la resistencia en el puntal diagonal; mientras que los puntales y tensores verticales tienden a mantener la misma magnitud; si consideramos que las fibras actúan en toda la longitud del espécimen, la distancia entre los tensores horizontales sería mínima y por lo tanto, la resistencia de los puntales diagonales tendería a ser igual a la magnitud de la carga lateral aplicada.

De todo lo anterior, se puede deducir que el espécimen recubierto con la fibra tendrá una falla en los puntales diagonales, es decir, sufrirá un aplastamiento del concreto internamente antes de que la fibra alcance su esfuerzo de fluencia, así mismo, las zonas nodales adyacentes a la base y cabezal tenderán a fallar antes que la fibra.

Puesto que durante el ensaye del espécimen ER1 no se pudo llegar a la falla total, y no se tuvieron deformímetros que midieran las deformaciones en la fibra, no podremos corroborar al 100 % el modelo aquí presentados; sin embargo, los daños ocasionados a la base y al cabezal de este espécimen nos dan un indicio de que lo que se propone aquí es coherente.

Finalmente, podemos decir que las curvas carga lateral contra deformación obtenidas en este espécimen, son muy diferentes a las obtenidas en los dos especímenes previos, puesto que las obtenidas para el espécimen ER1, tienen una degradación de su rigidez muy paulatina y no súbita como se pudo observar en los dos especímenes previos, así mismo, se alcanzaron niveles de desplazamiento similares y en ciertas partes mayores a los obtenidos en el espécimen EF1, lo cual indica que las fibras de carbono proporcionaron un aumento en la resistencia ante carga lateral así como en la capacidad de desplazamiento de este tipo de elementos de concreto.

5.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES

Ahora que ya hemos analizado los modelos analíticos de los tres especímenes ensayados podemos hacer un comparativo entre estos resultados y los resultados experimentales, recordemos que para el diseño de los especímenes se consideraron también las expresiones para columnas cortas propuestas por Umehara y Jirsa (1996) mismas que se encuentran en el apéndice B de este trabajo, así como la teoría general de vigas para estimar la carga de agrietamiento y última de los especímenes EF1 y ED1.

En la tabla 5.3.1 se muestran los valores de carga máximos alcanzados durante los ensayes así como los resultados teóricos encontrados con los diferentes métodos analíticos empleados.

Especímen	P_U Experimental (Kg)	P_U Puntales y Tensores (Kg)	P_U Umehara y Jirsa (Kg)	P_U Teoría de Vigas (Kg)
EF1	31138	32530	32630	32901
ED1	---	18080	18630	10133
ER1	---	37870	41813	31700

Tabla 5.3.1 Valores de carga experimentales y analíticos

En la tabla anterior observamos que los resultados obtenidos con métodos analíticos son muy similares al resultado experimental; puesto que no se pudo llevar a la falla total a los dos especímenes restantes, solamente podemos comparar los resultados obtenidos con los diversos métodos analíticos, para este caso observamos que los valores que resultan de las ecuaciones de Umehara y Jirsa son ligeramente mayores que los obtenidos por el método de puntales y tensores, mientras que empleando las ecuaciones tradicionales de la teoría de vigas los resultados están alejados de los otros dos métodos, lo cual confirma que para elementos de este tipo la teoría general de vigas no es muy apropiada.

A pesar de que las expresiones de Umehara y Jirsa son acertadas, el método de puntales y tensores resulta tener otra ventaja, esta es el observar el flujo de fuerzas en el interior del elemento estudiado ya que con esto podemos saber en que zonas se están produciendo mayores esfuerzos, esto se demuestra con los valores de carga que se observan en las tablas 5.2.2 (EF1), 5.2.4 (ED1) y 5.2.6.(ER1).

En las figuras 5.3.1 y 5.3.2 se puede apreciar la falla en los puntales diagonales, mismos que se corroboran con el modelo analítico.



Fig. 5.3.1 *Falla en el puntal diagonal BD del espécimen EF1*

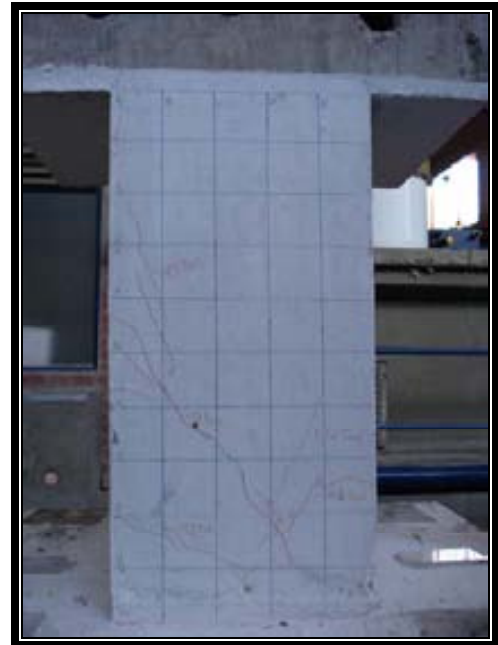


Fig. 5.3.2 *Falla en el puntal diagonal BE del espécimen ER1*

Finalmente, en la figura 5.3.3 se observan los daños en las zonas adyacentes a los puntales verticales DE y FG; puesto que el espécimen estaba recubierto en su totalidad por la fibra, no fue posible determinar el deterioro de dichos puntales.



Fig. 5.3.3 Deterioro de las zonas adyacentes al puntal FG en el espécimen ER1

CAPÍTULO 6

ESTUDIOS FUTUROS

6.1 CONSIDERACIONES PREVIAS

A partir de lo observado durante los ensayos, que como ya se ha dicho antes tuvieron carácter exploratorio, se hace evidente la necesidad de realizar una investigación más a fondo sobre el tema, comenzando con rediseñar los especímenes, el sistema de aplicación de carga y la instrumentación; todo esto con el fin de obtener resultados experimentales más completos y más confiables, ya que en los ensayos realizados se observaron algunas inconsistencias que pueden ser eliminadas en pruebas futuras.

Los diseños aquí presentados son una propuesta y deberán ser revisados en el caso de que se requiera la implementación de más variables, como puede ser la carga axial sobre los especímenes o la aplicación de cargas dinámicas. Así mismo, los especímenes propuestos están basados en los especímenes propuestos en el artículo "Behavior and Design of Short Columns" por Umehara y Jirsa (1996) y que se refiere al comportamiento y diseño de columnas cortas ante cargas bilaterales y en el cual se presentan ecuaciones para calcular la resistencia ante fuerzas cortantes. Durante estos estudios se presentan resultados muy similares a los obtenidos en este trabajo, tal es el caso de las curvas de histéresis de carga lateral contra desplazamiento, las cuales se muestran abiertas en el centro y con una forma de "S" invertida, las cuales se presenta ante cargas bilaterales en los estudios realizados por Jirsa, Maruyama y Ramirez (1984). Así mismo, en los estudios previos también observamos concordancia en que las cuantías de acero longitudinal y transversal no proporcionan una diferencia significativa en los primeros niveles de carga como proponen Woodward y Jirsa (1984).

6.2 MODIFICACIONES A LOS ESPECÍMENES (NUEVOS ESPECÍMENES EF2 Y ED2)

En este apartado se propone el armado, instrumentación con deformímetros eléctricos e instrumentación externa de los nuevos especímenes fuerte y débil a los que llamaremos ahora EF2 y ED2.

Se propone una geometría igual a la empleada para el espécimen EF1 y ED1, a la cual se aplica la carga lateral de igual manera que en los especímenes originales; el acero de refuerzo longitudinal se mantiene como en los especímenes EF1 y ED1, pero con un doblado; el doblado en las barras longitudinales es indispensable para garantizar una mayor adherencia mecánica con el concreto circundante, pero sobre todo es importante para posicionar adecuadamente los deformímetros eléctricos en la línea neutra de tales barras y que las lecturas de las deformaciones obtenidas no resulten afectadas por las flexiones locales de tales barras al recibir las cargas; el acero transversal cambia a barras de número 2.5 y del número 2 para los especímenes EF2 y ED2, respectivamente, puesto que tendrán estribos intermedios y la cuantía de acero debe disminuirse, como se muestra en la figura 6.2.1. En lo que se refiere al cabezal, su sección se aumentará a 50 x 60 cm, con una altura de 35 cm, y con una placa de acero de 25 x 35 cm x 3/8" embebida en sus extremos, sobre la cual estarán soldados 8 pernos de 1" de diámetro que sirven como conexión con el dispositivo de aplicación de carga; esto con el fin de evitar cualquier holgura que pudiera generar datos poco

precisos durante el desplazamiento lateral. La base del espécimen también debe ser cambiada para garantizar la capacidad de resistencia de las fuerzas cortantes y momentos que actuarán sobre ella; así mismo, se propone que los agujeros en los cuales se hacen pasar las barras de anclaje a la losa de carga se hagan de un diámetro de 3" para evitar cualquier problema con los agujeros de la losa. En lo que se refiere al acero de refuerzo tanto del cabezal como de la base del espécimen se proponen barras del número 5, espaciadas como se muestra en las figuras 6.2.2 y 6.2.3

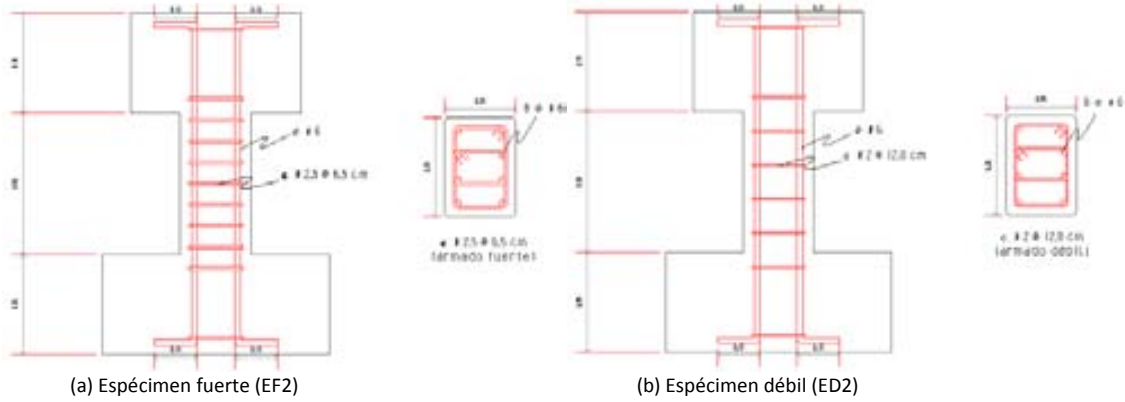


Fig. 6.2.1 Armado de los nuevos especímenes EF2 y ED2

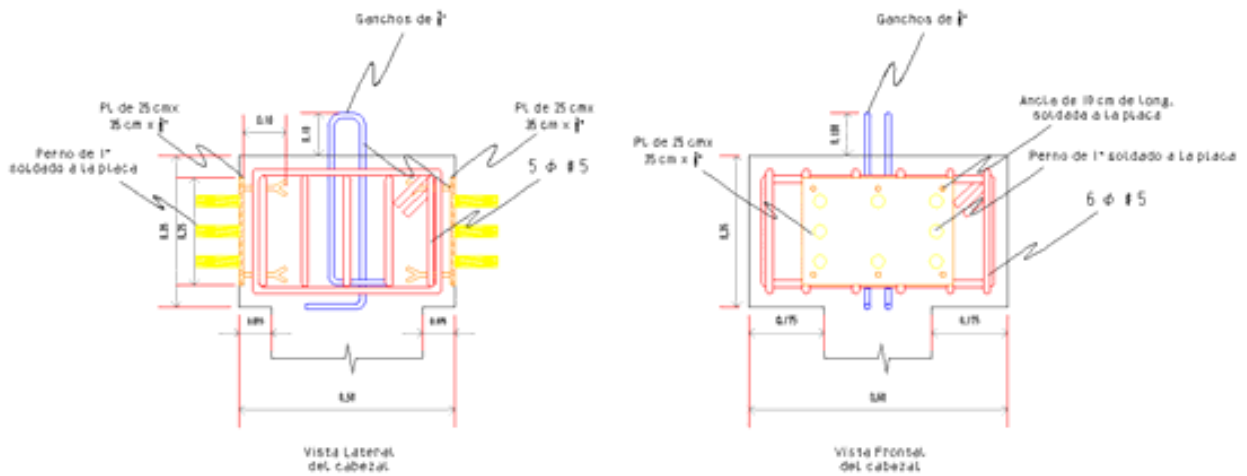


Fig. 6.2.2 Armado del cabezal de ambos especímenes

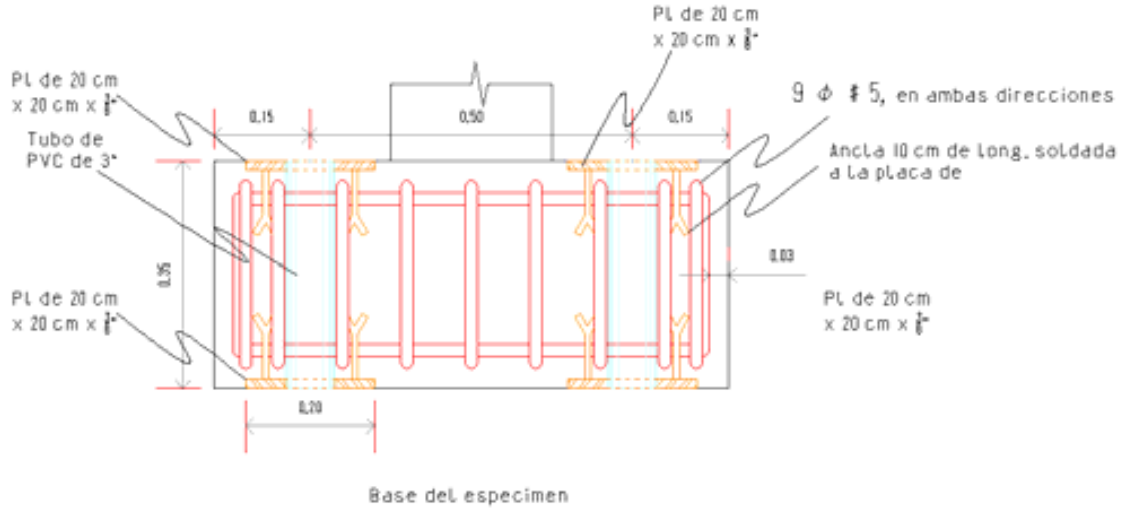


Fig. 6.2.3 Armado propuesto para la base de ambos especímenes

6.3 CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES REFORZADOS CON CFRP

De los datos obtenidos en la fase de experimentación, pudimos detectar que una de las causas por las cuales el espécimen ER1 no llegó a la falla, es debido al deterioro que sufrieron el cabezal y la base, las cuales no estuvieron reforzadas con fibras de carbono. Por lo tanto, es necesario que para los estudios futuros con este espécimen se consideren los daños que se puedan presentar en el cabezal y en la base.

Por otro lado, sería adecuado construir un espécimen que tuviera las fibras de carbono como elemento de refuerzo principal por cortante, de este modo se tendría un punto de comparación más confiable entre el espécimen fuerte, el débil y el reforzado, este espécimen, deberá ser diseñado considerando los desplazamientos máximos que se pueden alcanzar mediante ese refuerzo.

Finalmente, es conveniente tener instrumentadas las fibras, de modo que se pueda conocer su deformación unitaria ante los diferentes niveles y ciclos de carga; esto ayudaría a proponer o calibrar modelos analíticos más acertados que puedan describir mejor el comportamiento ante cargas laterales de las columnas cortas, e incluso poder predecir su falla.

6.4 MODIFICACIONES AL DISPOSITIVO DE APLICACIÓN DE CARGA

Durante los ensayos se observó en las dos vigas de acero del cabezal cierto daño en el recubrimiento de pintura de las mismas, lo que hace suponer que se presentó daño incipiente en dichas vigas; por tanto, se propone la colocación de atiesadores adicionales a los existentes precisamente en la región donde dichas vigas parten en ambos sentidos del cabezal, como se muestra en la figura 6.4.1.

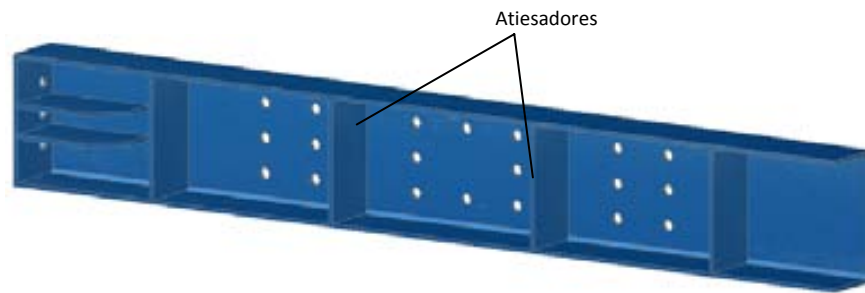


Fig. 6.4.1 Posición de atiesadores en las vigas del cabezal

Adicionalmente para prevenir el daño observado en el cabezal debido al punzonamiento de las "U" confinantes, se requiere aumentar la altura de estos componentes hasta llegar a cubrir la altura total del cabezal que es de 35 cm; este aumento de altura hará que el par actuante genere menos punzonamiento en el cabezal. Además se propone que estas "U" confinantes sean reforzadas cada una con atiesadores a base de placas de $\frac{1}{2}$ " colocadas en la posición que se muestra en la figura 6.4.2. Estos atiesadores lograrán hacer que la fuerza horizontal que llega al cabezal se distribuya de forma uniforme en toda la superficie de la cara del cabezal y no solamente en las esquinas.



Fig. 6.4.2 Posición de atiesadores en las "U" confinantes

Por otro lado, la aplicación de la carga sobre los especímenes debe ser controlada por desplazamiento y no por carga; de estudios previos se observó que un modo efectivo de aplicar la carga es proponer desplazamientos laterales Δ_1 , e incrementarlos de manera constante, es decir $2\Delta_1$, $3\Delta_1$, etc. Este desplazamiento lateral Δ_1 , debe ser propuesto de modo que se puedan alcanzar varios desplazamientos subsiguientes.

6.5 INSTRUMENTACIÓN DE LAS BARRAS

La instrumentación de las barras tanto longitudinales como transversales se debe conservar igual que en los especímenes originales, ya que se observó que los datos proporcionados son adecuados y de gran utilidad en los puntos en donde se encuentran ubicados. En la figura 6.5.1 se muestra la

instrumentación de los especímenes EF2 y ED2. Se considera que no es necesaria la colocación de más deformímetros eléctricos ya que la cantidad empleada fue adecuada al igual que su posición.

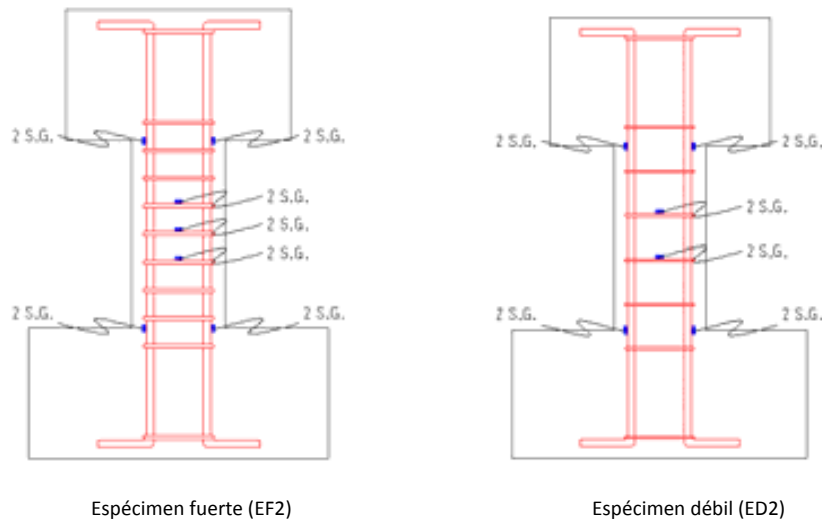


Fig. 6.5.1 Instrumentación de las barras de los especímenes

6.6 INSTRUMENTACIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Se observó durante los ensayos de los especímenes originales que se necesita instrumentación a base de dos DCDT's en posición inclinada como se muestra en la figura 6.6.1, adicionales en la parte central del espécimen para conocer el punto en el cual se cambia de una curvatura a la otra; por lo tanto, se propone la implementación de un dispositivo que pueda medir estos desplazamientos.

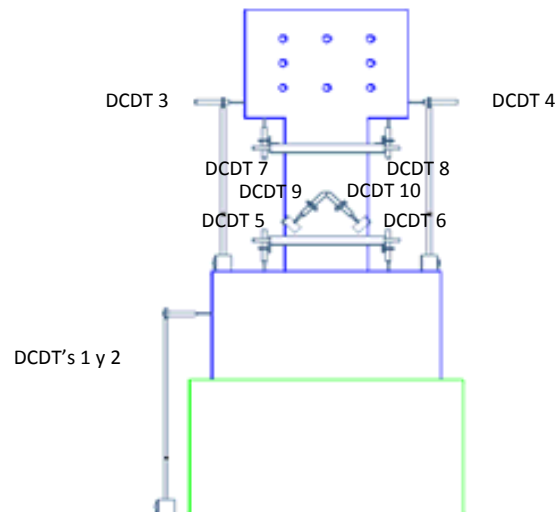


Fig. 6.6.1 Posición de transductores (DCDT's) en los especímenes EF2 y ED2

6.7 ESTUDIOS FUTUROS

Como ya se ha dicho anteriormente, el estudio de las columnas cortas es de especial importancia en zonas sísmicas, por tanto, el estudio profundo de estos elementos puede ser abordado desde muchas variables tales como la implementación de carga axial, el aumento en la cuantía de acero longitudinal y transversal, la combinación en el empleo de bandas de fibras de carbono como método de reforzamiento y de rehabilitación con métodos tradicionales para alcanzar mayores niveles de carga y de desplazamiento lateral; así mismo, el estudio de elementos de concreto que trabajan bajo la acción combinada de fuerzas cortantes y flexión no solo puede ser abordado desde la perspectiva de las columnas cortas, también se pueden abrir líneas de investigación en lo que se refiere al estudio y desarrollo de técnicas de rehabilitación y reforzamiento de otros elementos estructurales como son las vigas de acoplamiento, cuyo origen se debe a aberturas para ventilación que se realizan en muros de cortante que rigidizan un marco; este tipo de elementos al igual que las columnas cortas tiende a concentrar gran cantidad de energía al producirse un sismo debido a su alta rigidez, por lo tanto, el profundizar en estudios como el presente se pueden obtener conclusiones y expresiones que puedan ser revisadas para futuras modificaciones a los criterios de diseño de este tipo de elementos.

Por otro lado, el empleo de las fibras es de especial importancia en éste y otros estudios futuros, los cuales pueden emplearse para mejorar las técnicas de colocación y por tanto de rehabilitación y reforzamiento de elementos estructurales. Así mismo, se puede dar énfasis en el estudio de la adherencia de las fibras sobre los elementos de concreto.

CAPÍTULO 7

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES FINALES

El presente trabajo se realizó con la intención de establecer las bases y variables a seguir en estudios futuros sobre el empleo de materiales compuestos en el reforzamiento de elementos cortos de concreto reforzado, sujetos a fuerzas cortantes; más específicamente el uso del sistema de fibras de carbono en forma de tejidos, en la rehabilitación de columnas cortas; por tanto, el sentido de esta investigación fue exploratorio, para lo cual se diseñaron y ensayaron tres especímenes con una relación claro de cortante sobre peralte (a/d) igual a uno; así mismo, se diseñó un sistema de aplicación de cargas laterales. En este estudio no se consideró la aplicación de cargas axiales puesto que las fuerzas cortantes son las que dominan en este tipo de elementos. A pesar de algunos inconvenientes y de la naturaleza de este trabajo, se consiguieron algunos resultados de interés que sin duda serán de gran utilidad en los estudios futuros.

Durante los ensayos pudo observarse que los ciclos histeréticos de carga lateral contra desplazamiento de los primeros especímenes (EF1 y ED1), mostraron una degradación súbita de la rigidez ante carga lateral, fenómeno que no ocurrió con el tercer espécimen (ER1) que tenía el refuerzo con las fibras de carbono (CFRP), el cual tuvo ciclos histeréticos con una degradación muy gradual; así mismo, la capacidad del primer espécimen (EF1), fue de 31.14 toneladas, la del segundo espécimen (ED1) fue de 17.5 toneladas, en tanto que la del tercer espécimen fue de 33.05 toneladas, que es ligeramente superior al espécimen fuerte; se hace la aclaración de que este último espécimen no pudo llevarse a la falla total debido al deterioro del cabezal y de la base. Debemos recordar que el espécimen reforzado con las fibras de carbono era el espécimen ED1 que había sido dañado y reparado, lo que muestra la capacidad de las fibras para aumentar la resistencia.

Los patrones de agrietamientos finales que se presentaron en los dos primeros especímenes (EF1 y ED1) correspondieron a una falla por cortante, ya que se presentaron grietas diagonales en las caras paralelas a la dirección de la carga; así mismo, se presentaron grietas por flexión en una fase temprana de los ciclos de carga, en el tercer espécimen (ER1) no se pudieron observar grietas debido al recubrimiento.

Para poder entender y describir el comportamiento de los especímenes ensayados, se elaboraron modelos de puntales y tensores, mismo que se comparó con las ecuaciones propuestas por Umehara y Jirsa en 1996 para el diseño de columnas cortas y con la teoría general de vigas, lo cual se presentó en el capítulo 5. Los resultados obtenidos con el método de puntales y tensores así como los obtenidos por medio de las ecuaciones de Umehara y Jirsa son congruentes con los obtenidos durante los ensayos, sin embargo el uso del método de puntales y tensores tiene la ventaja de poder predecir que elemento fallará, lo que nos da indicios del tipo de falla final que tendrá el elemento.

Para el tercer espécimen se observó que cuando la distancia entre los tensores horizontales se hace mas pequeña, la resistencia de los puntales de concreto diagonales también se reduce puesto que el ángulo de inclinación es cada vez menor, por tanto, se puede concluir que si la fibra actúa en cada punto del elemento de concreto en la dirección de la fuerza cortante; la falla que se presentará será debida al aplastamiento de los puntales de concreto y en las zonas adyacentes que no presenten el refuerzo por fibras.

Los resultados obtenidos en este estudio y el análisis de puntales y tensores indican que para el elemento reforzado con el sistema de fibras de carbono se produjo un comportamiento más estable, puesto que la falla será gradual, sin embargo la falla seguirá siendo dominada por el cortante, esto es congruente con los estudios realizados por Bett, Klingner y Jirsa (1988) en columnas cortas reforzadas con el método de encamisado de concreto, en las cuales se aumentó la capacidad por cortante pero no se obtuvo la fluencia de las barras longitudinales.

Las fibras de carbono (CFRP) en el espécimen débil, el cual fue reparado y recubierto en sus cuatro caras por dicho material, proporcionaron una capacidad de desplazamiento lateral aun superior al del primer espécimen. Se tiene que para el espécimen EF1, el desplazamiento lateral ante una carga de 25.98 toneladas fue de 6.719 mm y el del espécimen ER1 ante una carga de 25.42 toneladas fue de 8.092 mm, lo cual es aproximadamente un 20 % mayor. Esto significa que las fibras de carbono proporcionaron un incremento en la capacidad de desplazamiento lateral y en la resistencia de este tipo de elementos, debido al confinamiento que le suministraron a los puntales de concreto, esto quedó de manifiesto con el modelo de puntales y tensores planteado. Sin embargo, el hecho de reforzar un elemento para que resista una mayor carga lateral y tenga una mayor capacidad de desplazamiento tiene que ir a la par de un reforzamiento en las zonas adyacentes puesto que los elementos que no estén reforzados sufrirán daños severos, por tanto, se debe de contar con una buena planeación en lo referente al reforzamiento de una edificación.

Finalmente, se realizaron algunas propuestas del tipo y características que deberán tener el conjunto de especímenes que deberán construirse para estudios futuros, basándonos en los resultados observados en el presente trabajo; se presentó un rediseño de los especímenes fuerte y débil, y se propuso un espécimen que contenga un refuerzo de fibras de carbono como refuerzo principal por cortante y que deberá tener una cuantía mínima de acero transversal; esto con el fin de estudiar el efecto de las fibras sin la posible distorsión de la reparación de un espécimen ya dañado.

Después de hacer un primer estudio en lo referente al reforzamiento con fibras de carbono en columnas cortas de concreto reforzado, resulta conveniente plantear algunos puntos de interés en los estudios futuros tales como:

- La capacidad última de la fibra para resistir los esfuerzos debido a las fuerzas laterales.
- La redistribución de los esfuerzos a los elementos que no están recubiertos por la fibra.
- El estudio de la adherencia de la fibra a los elementos de concreto.
- El comportamiento de la fibra en columnas cortas cuando existe carga axial significativa.
- La extrapolación de los datos y conclusiones obtenidas en ensayos como estos, en otros elementos cortos de concreto como vigas de acoplamiento, que conduzcan a ecuaciones y métodos de diseño de elementos de concreto con refuerzo a base de materiales compuestos.

En lo referente al dispositivo de aplicación de carga empleado para ensayar los especímenes, se detectaron algunas fallas tales como la existencia de ciertas holguras en los agujeros de las vigas metálicas del cabezal y la concentración de esfuerzos en las placas topes en forma de “U” del cabezal, cuya función era la de restringir el desplazamiento horizontal relativo entre las vigas metálicas y el cabezal.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

ACI Committee 318, "*Building Code Requirements for Reinforced Concrete*", Apendice A.

ACI Committee 440, "*State of the Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP). Reinforcement for Concrete Structures*" (ACI 440R-96).

Archundia Aranda Hans I., Tena Colunga Arturo, González Cuevas, Óscar M., "Mecanismos de Resistencia y Deformación a Cortante de Trabes Acarteladas de Concreto Reforzado", Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 2006.

Bett, B. J., Klingner, R. E., Jirsa, J. O. "*Lateral Load Response of Strengthened and Repaired Reinforced Concrete Columns*", ACI Structural Journal, Septiembre - Octubre 1988.

Bousias, Stathis N., Triantafillou, Thanasis C., Fardis Michael N., Spathis L. y O'Regan Bill A., "*Fiber-Reinforced Polymer Retrofitting of Rectangular Reinforced Concrete Columns with or without Corrosion*", ACI Structural Journal, Julio - Agosto 2004.

Canbolat, B. A., Parra-Montesinos, Gustavo J., y Wight, James K., "*Experimental Study on Seismic Behavior of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composite Coupling Beams*", ACI Structural Journal Enero- Febrero 2005.

González Cuevas, O., Robles, F., "*Aspectos fundamentales del concreto reforzado*", editorial Limusa 2000.

Harmon, Thomas G., Kim, Yoo Jae., Kardos, J., Johnson, T., y Stark, A., "*Bond of Surface-Mounted Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*", ACI Structural Journal, Septiembre – Octubre 2003.

Hosseini, A. y Fadaee, S., "*Behavior of High Strength Square Concrete Columns Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP)*", Firs Conference on Application of FRP Composites in Construction and Rehabilitation of Structures, Mayo 2004.

Iacobucci, Richard D., Sheikh, Shamim A. y Bayrak, Oguzhan, "*Retrofit of Square Concrete Columns with Carbon Fiber-Reinforced Polymer for Seismic Resistance*", ACI Structural Journal, Noviembre - Diciembre 2003.

MacGregor, James G. "*Reinforced Concrete, Mechanics and Design*", Editorial Prentice Hall, 1997.

Maruyama, K., Ramirez, H., y Jirsa, J. O., "*Short R.C. Columns under Bilateral Load Histories*", Journal of the Structural Division, ASCE, Enero 1984.

McCormac, Jack C., "*Diseño de Concreto Reforzado*", Editorial Alfa-Omega 2005.

Meli Piralla, Roberto, "*Diseño estructural*", Editorial Limusa, 2000.

Meli Piralla, Roberto, "*Diseño sísmico de edificios*", Editorial Limusa, 2000

Park, R., Paulay, T., *"Estructuras de concreto reforzado"*, Editorial Limusa 1980.

Rojas Mercedes N., *"Consideración de las columnas cortas en la vulnerabilidad sísmica de las estructuras"*, Universidad de Puerto Rico, 2005.

Sause, R., Harries Kent A., Walkup, Stephanie L., Pessiki, S., Ricles, James M. *"Flexural Behavior of Concrete Columns Retrofitted with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Jackets"*, ACI Structural Journal, Septiembre - Octubre 2004.

Triantafillou, Thanasis C., Fardis, Michael N., Balázs, G., Alonso, J., López, O., y Rodríguez, M., curso *"Retrofitting of Concrete Structures through Externally Bonded FRP's with emphasis on Seismic Applications"*, documentación del curso, Mayo 2006.

Umehara, H. y Jirsa, J. O., *"Behavior and Design of Short R. C. Columns"*, Journal of the Structural Division ASCE 1996.

Umehara, H. y Jirsa, J. O., *"Short Rectangular RC Columns under Bidirectional Loadings"*, Journal of the Structural Division ASCE 1984.

Wang, C. K., Salmon, Charles G., Pincheira José A., *"Reinforced Concrete Design"*, Editorial John Wiley & Sons 2007.

Wight, James K., Parra Montesinos, Gustavo J., *"Strut and Tie Model for Deep Beam Design"*, Concrete International Mayo 2003.

Woodward, K. A., y Jirsa, J. O., *"Influence of Reinforcement on R.C. Short Column Lateral Resistance"*, Journal of the Structural Division, ASCE, Enero 1984.

APÉNDICE A

Cálculo de los momentos de agrietamiento, de fluencia y último para los especímenes EF1 y ED1

Puesto que ambos especímenes tienen la misma cuantía de acero de flexión se hará el cálculo para un solo caso.

Datos

Recubrimiento = 3 cm

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$d_s = 13 \text{ cm}$$

$$L = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 324 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 5172 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2065000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_c} = 14000 \sqrt{324} = 252000 \text{ kg/cm}^2$$

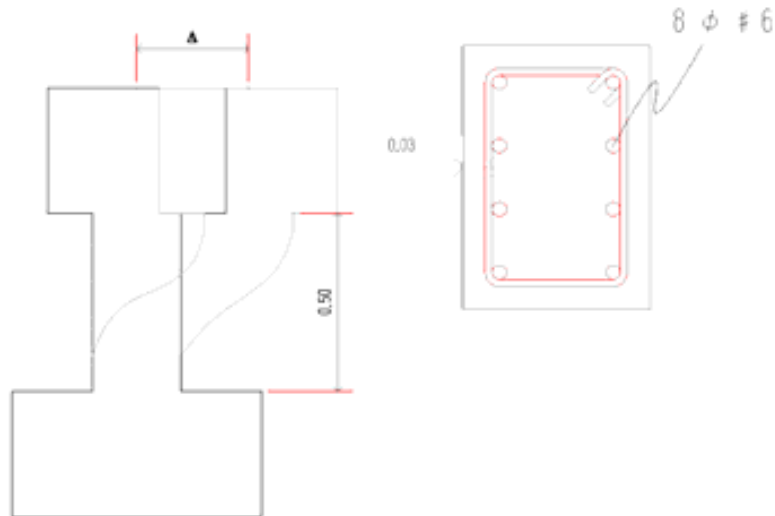
$$\eta = \frac{E_s}{E_c} = 8.194$$

$$S = \frac{bh^3}{6} = 3645.833 \text{ cm}^3$$

Calculamos la Inercia de la sección no agrietada transformada:

$$I_{SNAT} = \frac{bh^3}{12} + 2A_s d_s^2 = 49426.117 \text{ cm}^4$$

Con estos valores calculamos el **momento de agrietamiento**:



$$M_{cr} = 1.8 \sqrt{f'c} \cdot S = 118125 \text{ kg} - \text{cm} \approx 1.2 \text{ ton} - \text{m}$$

Ahora calculamos el **momento de fluencia**:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.015$$

$$C = \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2\eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.386$$

$$M_y = A_s f_y d \left(1 - \frac{C}{3}\right) = 1130245.457 \text{ kg} - \text{cm} \approx 11.3 \text{ ton} - \text{m}$$

Finalmente calculamos el valor del **momento último**:

$$\beta = 0.85 - \frac{0.005(f'c - 280)}{70} = 0.819 \quad \text{para } f'c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_u = \frac{\rho \cdot f_y}{0.85\beta f'c} = 0.34$$

$$q = 0.85\beta C_u = 0.236$$

$$M_u = f'c \cdot bd^2 q (1 - 0.59q) = 1116267.953 \text{ kg} - \text{cm} \approx 11.2 \text{ ton} - \text{m}$$

Con los valores de cada uno de los momentos, podemos calcular las fuerzas cortantes para cada punto, para la falla por flexión.

$$V_{cr} = \frac{2M_{cr}}{L} \approx 4.7 \text{ ton} \quad \text{Carga de agrietamiento}$$

$$V_y = \frac{2M_y}{L} \approx 45 \text{ ton} \quad \text{Carga de fluencia}$$

$$V_u = \frac{2M_u}{L} \approx 45 \text{ ton} \quad \text{Carga última}$$

Sabiendo que la capacidad por cortante de una viga está dada por la resistencia del concreto mas la resistencia del acero, tenemos:

$$V = V_c + V_s$$

En donde:

$$V_G = 0.5\sqrt{f'c} \cdot bd$$

$$V_S = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Para el espécimen EF1

$$V_G = 0.5\sqrt{f'c} \cdot bd = 0.5\sqrt{324} (35) (22) = 6930 \text{ kg}$$

$$V_S = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{(1.42)(5196)(22)}{6.25} = 25971.69 \text{ kg}$$

$$V = 6930 \text{ kg} + 25971.69 \text{ kg} = 32901.69 \text{ kg}$$

Para el espécimen ED1

$$V_G = 0.5\sqrt{f'c} \cdot bd = 0.5\sqrt{324} (35) (22) = 6930 \text{ kg}$$

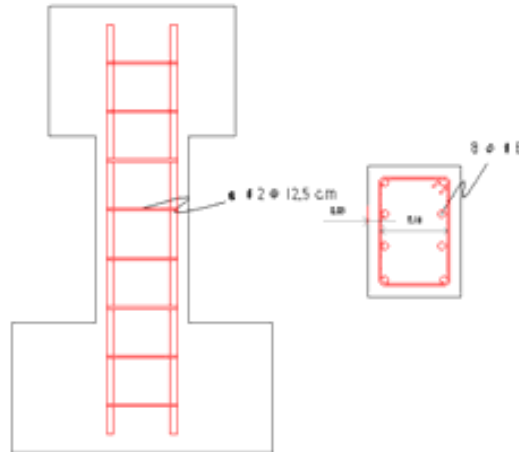
$$V_S = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{(0.64)(2844)(22)}{12.5} = 3203.48 \text{ kg}$$

$$V = 6930 \text{ kg} + 3203.48 \text{ kg} = 10133.48 \text{ kg}$$

APÉNDICE B

Cálculo de la capacidad de cortante empleando la ecuación propuesta por Umehara y Jirsa

Datos espécimen débil



$$A_c = 551 \text{ cm}^2 = 85.405 \text{ in}^2$$

$$A_v = 0.64 \text{ cm}^2 = 0.099 \text{ in}^2$$

$$s = 12.5 \text{ cm} = 4.921 \text{ in}$$

$$a = 25 \text{ cm} = 9.843 \text{ in}$$

$$d = 22 \text{ cm} = 8.661 \text{ in}$$

$$f'_c = 324 \text{ kg/cm}^2 = 4608.363 \text{ psi}$$

$$f_y = 2813 \text{ kg/cm}^2 = 40010.265 \text{ psi}$$

Ahora calculamos la resistencia a cortante con la siguiente expresión:

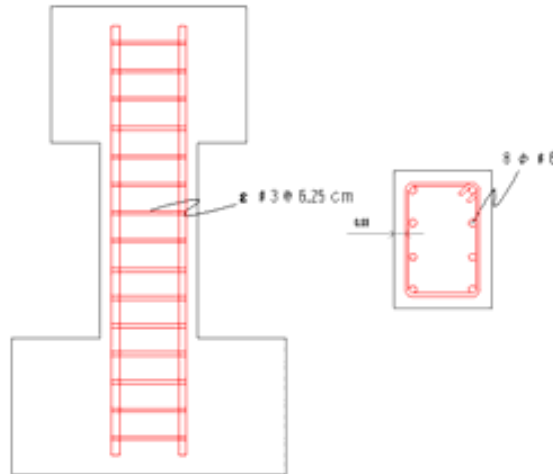
$$V = V_c + V_s$$

$$V_c = \left(7.3 - 2.6 \cdot \frac{a}{d} + 1.7 \sqrt{\rho} \right) b d \sqrt{f'_c} = 36880.312 \text{ lb}$$

$$V_s = 0.6 A_v f_y \frac{d}{s} = 4182.852 \text{ lb}$$

$$V = V_c + V_s = 41063.164 \text{ lb} \approx 18.63 \text{ ton}$$

Datos espécimen fuerte



$$A_c = 551 \text{ cm}^2 = 85.405 \text{ in}^2$$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2 = 0.22 \text{ in}^2$$

$$s = 6.25 \text{ cm} = 2.461 \text{ in}$$

$$a = 25 \text{ cm} = 9.843 \text{ in}$$

$$d = 22 \text{ cm} = 8.661 \text{ in}$$

$$f'_c = 324 \text{ kg/cm}^2 = 4608.363 \text{ psi}$$

$$f_y = 5305 \text{ kg/cm}^2 = 75454.836 \text{ psi}$$

Ahora calculamos la resistencia a cortante con la siguiente expresión:

$$V = V_c + V_s$$

$$V_c = \left(7.3 - 2.6 \cdot \frac{a}{d} + 1.7 \sqrt{\rho} \right) b d \sqrt{f'_c} = 36880.312 \text{ lb}$$

$$V_s = 0.6 A_v f_y \frac{d}{s} = 35052.374 \text{ lb}$$

$$V = V_c + V_s = 71932.686 \text{ lb} \approx 32.63 \text{ ton}$$

APÉNDICE C

Cálculo de la capacidad de carga de la viga del cabezal

Sabemos que la rigidez para una estructura de la forma mostrada en la figura es: $k = \frac{6EI}{L^3}$



Propiedades de la sección:

$$f'c = 324 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 252000 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$L = 50 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 45572.92 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{6EI}{L^3} = 24,211,188.336$$

$$M = k(0.04) = 1,102,500 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$V = \frac{2M}{L} = \frac{2(1102500)}{50} = 44100 \text{ kg}$$

Revisando perfiles C estándar, tenemos:

Perfil	$I_x \text{ (cm}^4\text{)}$
203 x 17.11	1344.4
203 x 20.46	1409.1
203 x 27.90	1818.9
305 x 30.80	5369.4
305 x 37.20	5993.7
305 x 44.64	6742.9

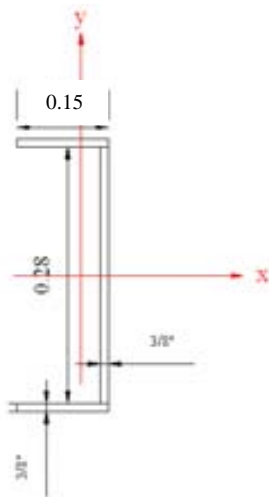
Si la f_y del acero es 2530 kg/cm^2 y para los dos tipos de perfiles tenemos que sus distancias del eje neutro a la fibra más alejada son respectivamente 10.15 cm y 15.25 cm , entonces, de la ecuación de la esquadria:

$$\sigma = \frac{Mc}{I} \rightarrow M = \frac{\sigma I}{c}$$

Para los diferentes perfiles tendríamos los siguientes momentos resistentes:

Perfil	Momento (kg-cm)
203 x 17.11	335,106.60
203 x 20.46	351,233.79
203 x 27.90	453,380.99
305 x 30.80	890,792.26
305 x 37.20	994,364.66
305 x 44.64	1,118,658.16

Observamos que el último perfil cumple con el momento de diseño, sin embargo, este tipo de perfil no es fácil de conseguir en el mercado, por lo que se optó por considerar un perfil formado a base de placas de $3/8''$ como el que se muestra en la figura:



$$h = 30 \text{ cm}$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$t = 0.9525 \text{ cm}$$

$$b_f = b - t$$

$$c = 15 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{(b_f + t)h^3}{12} - \frac{b_f(h - 2t)^3}{12} = 7789.987 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto, el momento resistente será: $M = \frac{\sigma I}{c} = 1,313,911.157 \text{ kg-cm}$, el cual es mayor al momento de diseño.

APÉNDICE D

Cálculo de la resistencia por cortante a base de CFRP

Como se planteó en el capítulo 3, las características del sistema de fibras de carbono o **CFRP**, son las siguientes:

Espesor (t_f) = 1 mm = (0.1 cm)

Esfuerzo último de tensión (f_{fu}^*) = 7596.886 kg/cm²

Deformación última o de ruptura (ε_{fu}^*) = 0.01 mm/mm

Módulo de elasticidad (E_f) = 627125.471 kg/cm²

Factor de reducción ambiental (C_E) = 0.95

Ahora calculamos el esfuerzo y la deformación unitaria afectados por las condiciones ambientales:

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* = (0.95)(7596.886) = 7217.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* = (0.95)(0.01) = 0.0095$$

Ahora debemos calcular el valor de ε_f el cual está dado por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_f = 0.004 \leq 0.75 \varepsilon_{fu}$$

Ya que el valor de ε_{fu} es mayor que 0.004, se empleará $\varepsilon_f = 0.004$

El área de fibra se calcula con la siguiente expresión:

$$A_f = 2n\varepsilon_f w_f, \text{ en donde:}$$

n = número de capas de fibra

t_f = espesor de 1 capa de fibra

w_f = ancho de la fibra

Ahora bien, la resistencia por cortante producido por el sistema de **CFRP** está dado por la siguiente expresión:

$$V_f = \frac{A_f s_f E_f (s \sin \alpha + c \cos \alpha) d_t}{s_f}$$

Donde:

d_t = peralte efectivo de fibras

s_f = separación entre fibras

Puesto que las fibras se colocarán perpendiculares a la dirección del eje axial de la columna, la expresión anterior se reduce a:

$$V_f = \frac{A_f s_f E_f d_t}{s_f}$$

Si sustituimos el valor de A_f , tenemos:

$$V_f = \frac{2nt_f w_f s_f E_f d_t}{s_f}$$

Si consideramos que las fibras estarán a todo lo largo de la columna, entonces $w_f = s_f$:

$$V_f = 2nt_f s_f E_f d_t$$

Por lo tanto, si $d_t = 50$ cm, entonces la fuerza cortante que resisten las fibras es:

$$V_f = 2(1)(0.1)(0.004)(627125.471)(50) = 25085.01 \text{ kg} \approx 25 \text{ ton}$$

Por lo tanto, una sola capa de fibras de carbono aumentará la resistencia al cortante de la columna 25 toneladas.

APÉNDICE E

Graficas carga lateral contra desplazamiento

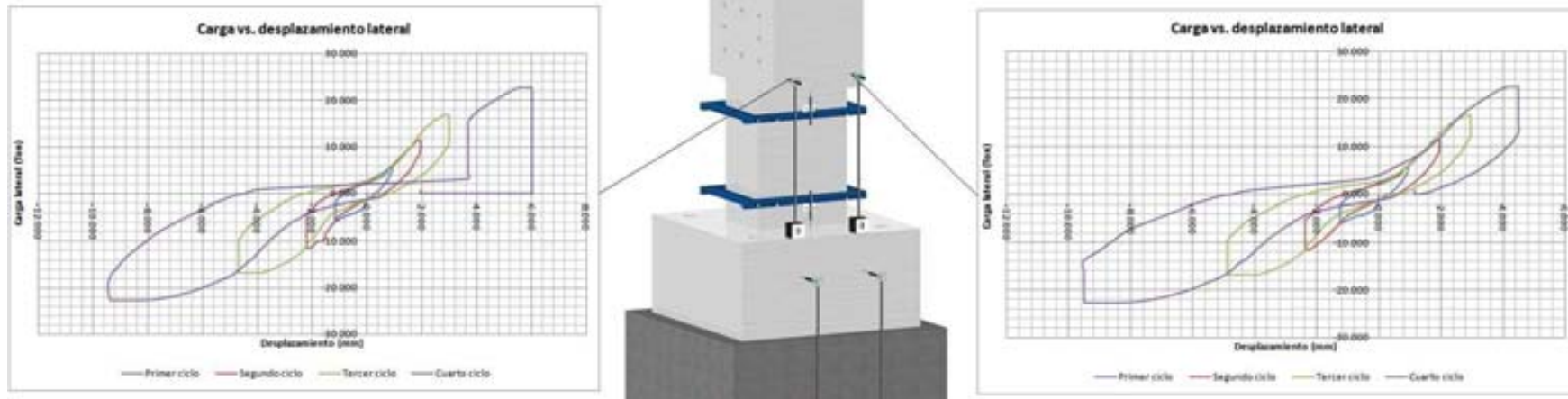


Fig. E.1 Gráficas carga lateral contra desplazamiento del cabezal del espécimen EF1 durante el primer ensaye

Durante el primer ensaye del espécimen EF1, se observó que era más adecuado colocar los transductores en ambos lados del cabezal, lo cual se implementó para todos los otros ensayos.

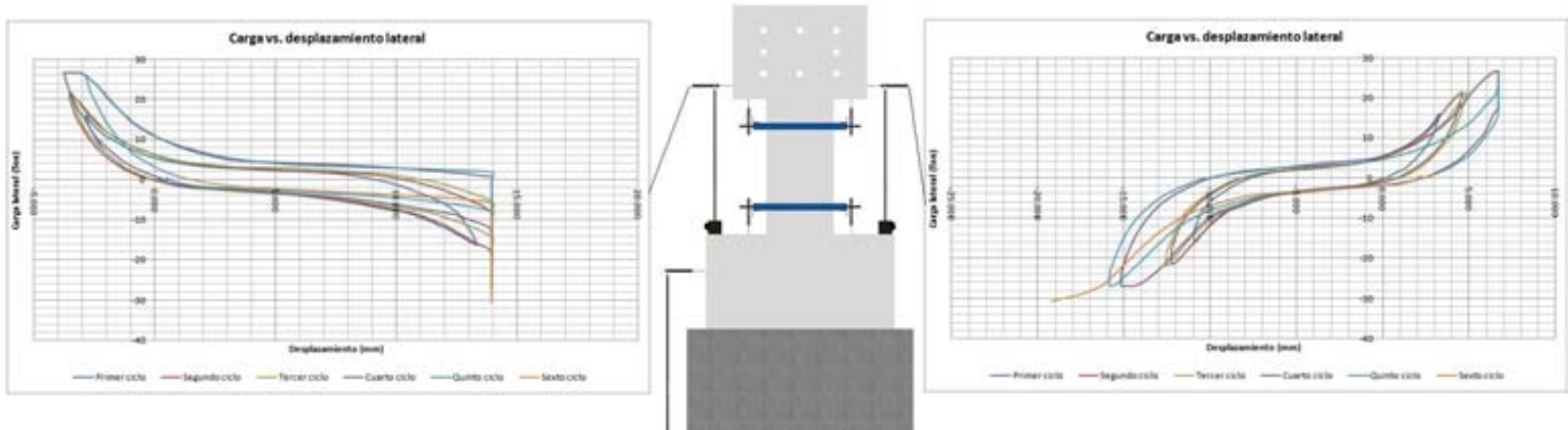


Fig. E.2 Gráficas carga lateral contra desplazamiento del cabezal del espécimen EF1 durante el segundo ensaye

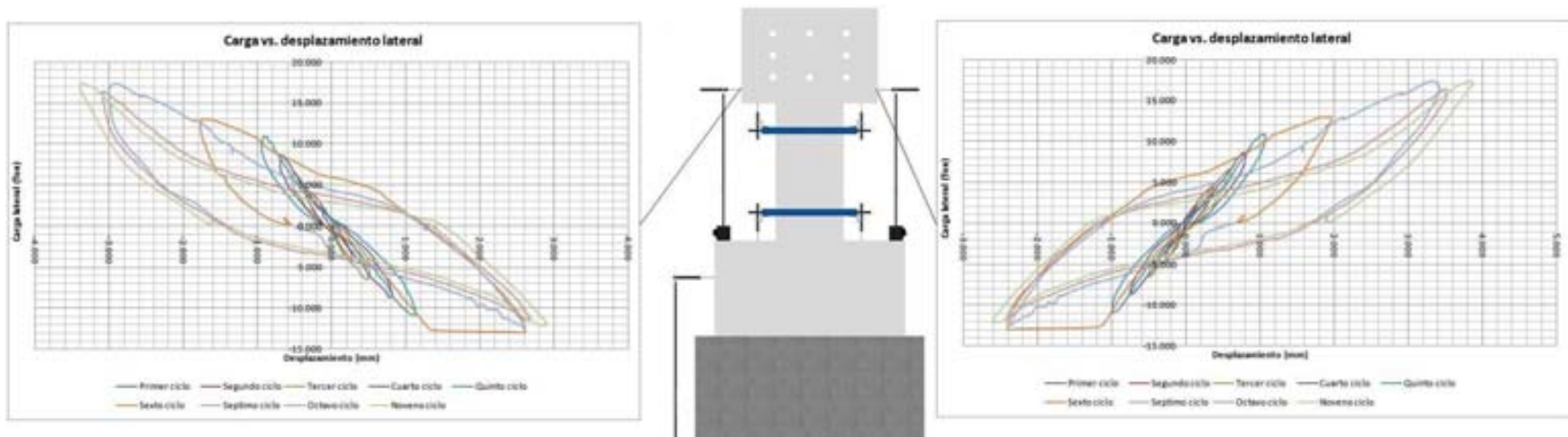


Fig. E.3 Gráficas carga lateral contra desplazamiento del cabezal del espécimen ED1

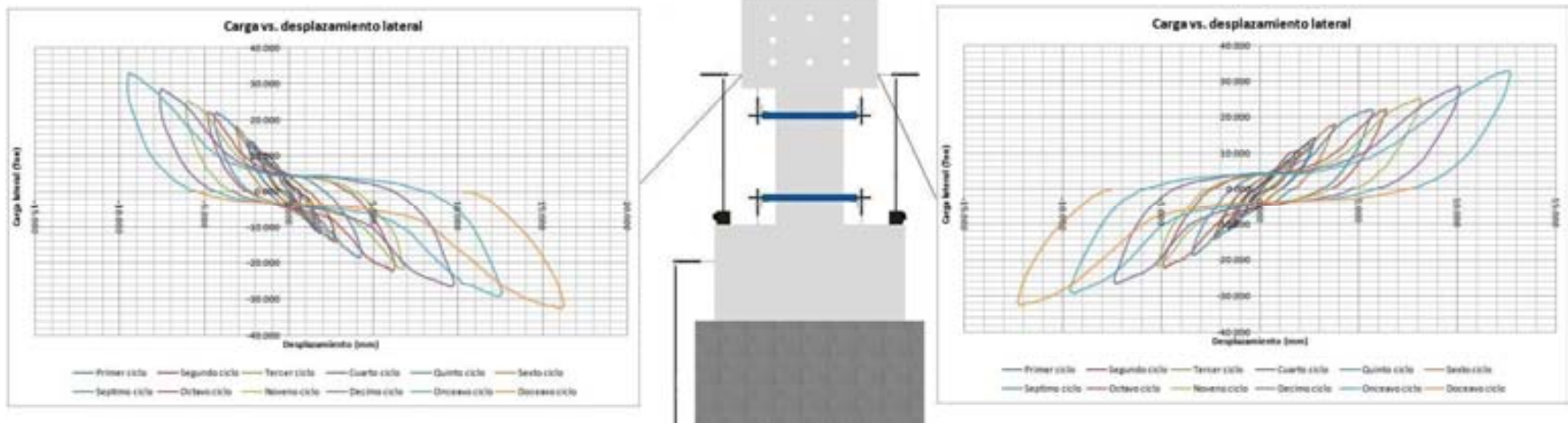


Fig. E.4 Gráficas carga lateral contra desplazamiento del cabezal del espécimen ER1

APÉNDICE F

Gráficas carga lateral contra deformación en las barras

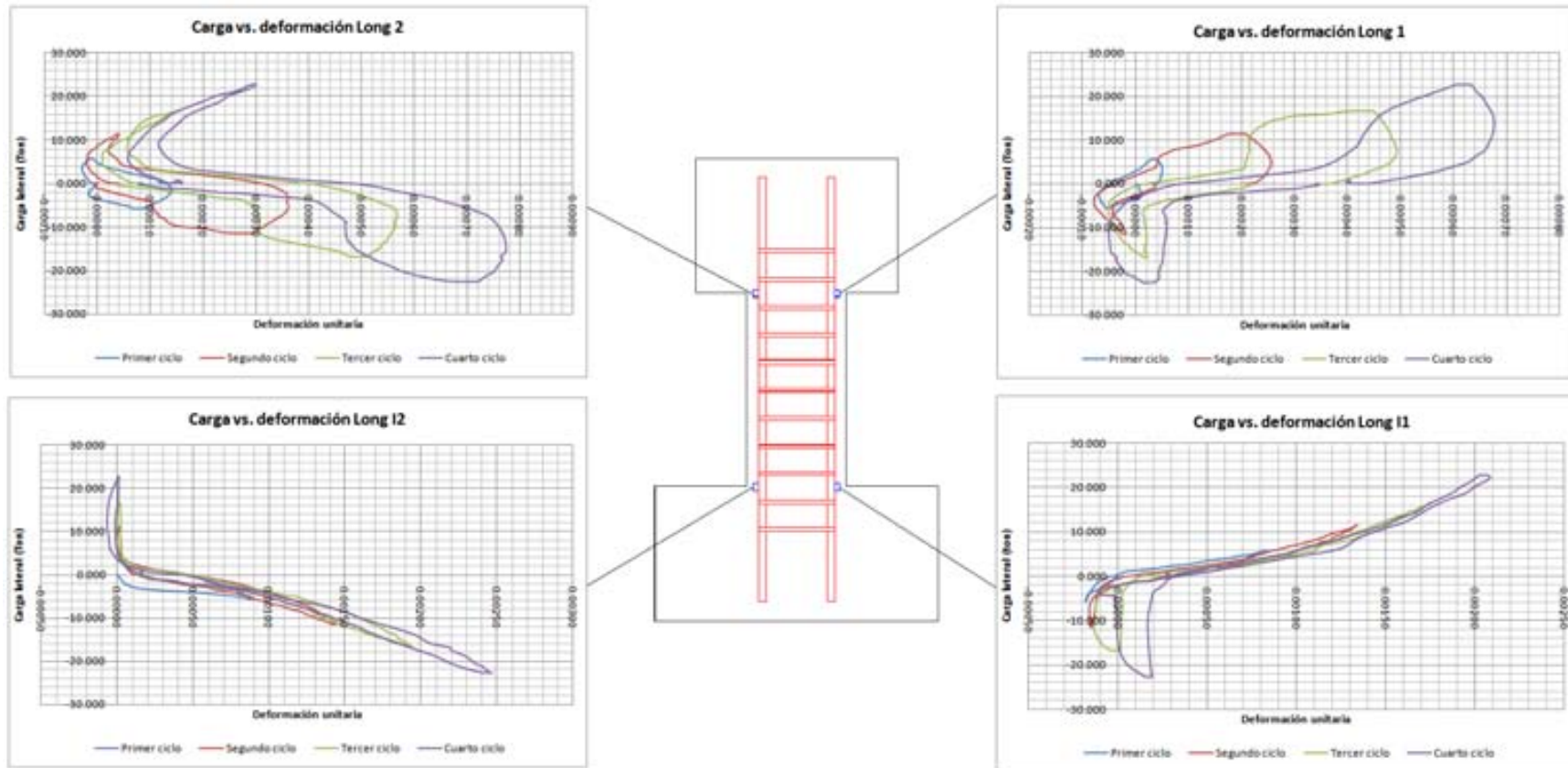


Fig. F.1. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras longitudinales en el espécimen EF1 durante el primer ensaye

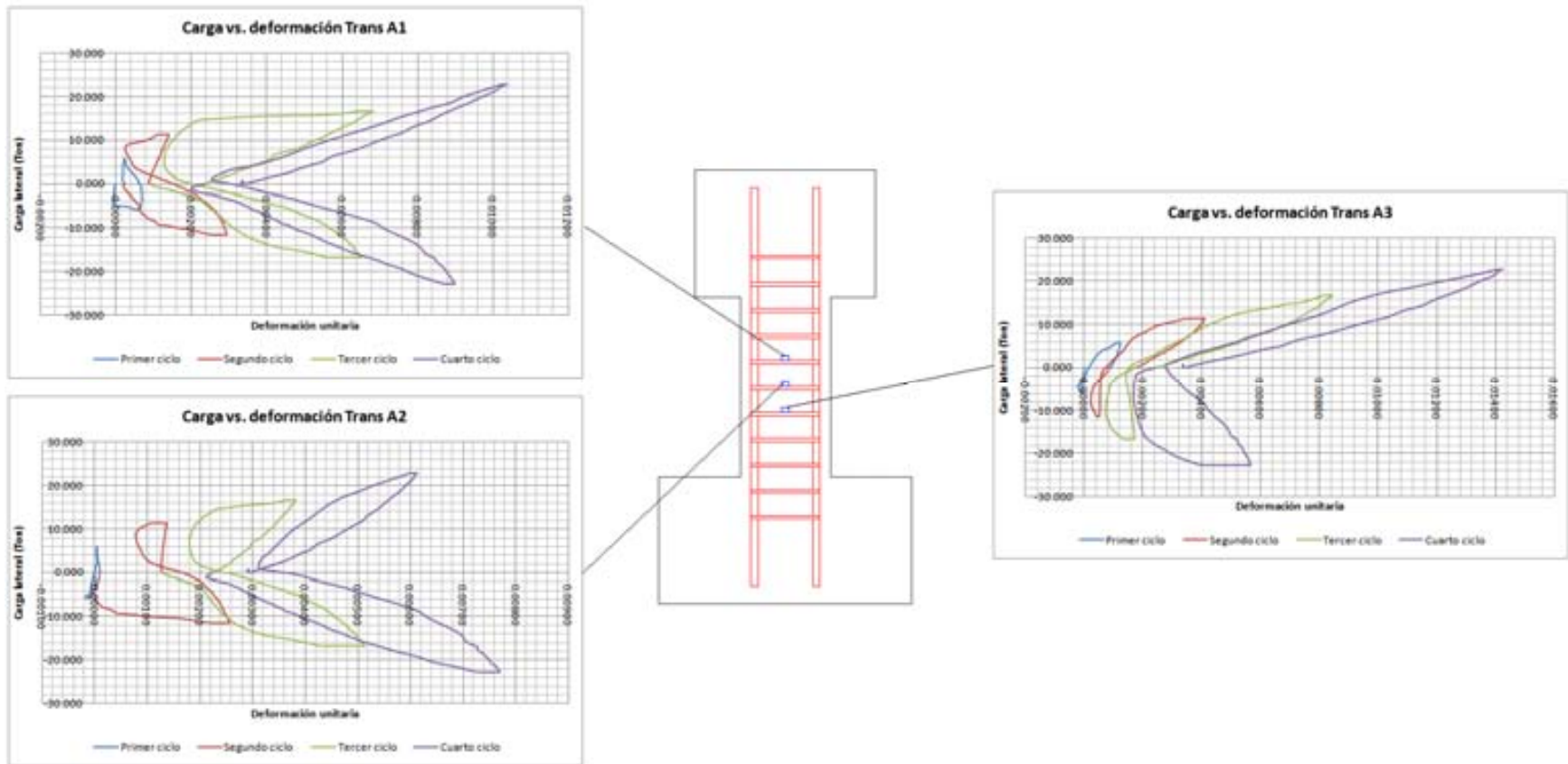


Fig. F.2. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras longitudinales en el espécimen EF1 durante el primer ensayo

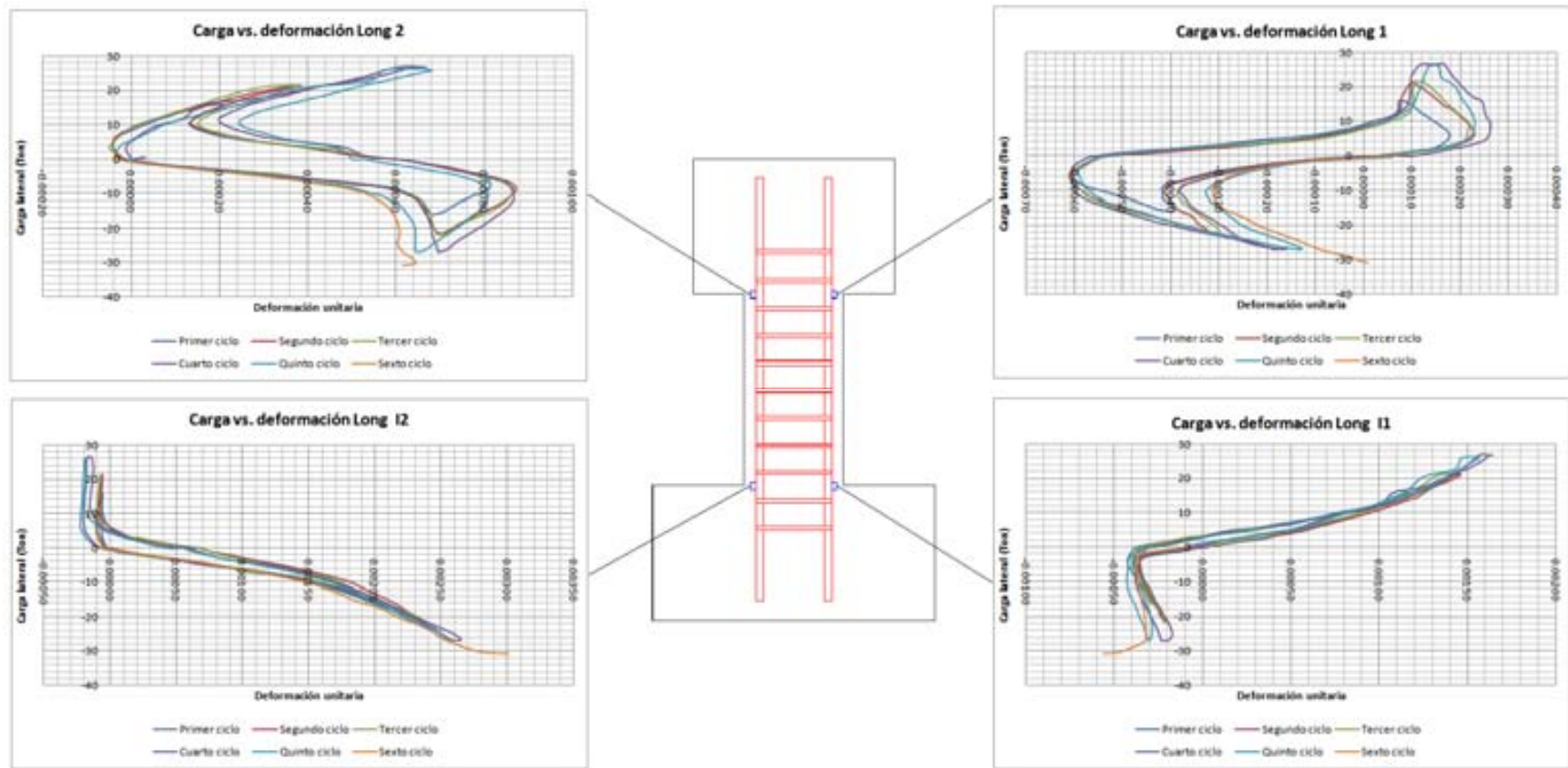


Fig. F.3. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras longitudinales en el espécimen EF1 durante el segundo ensaye

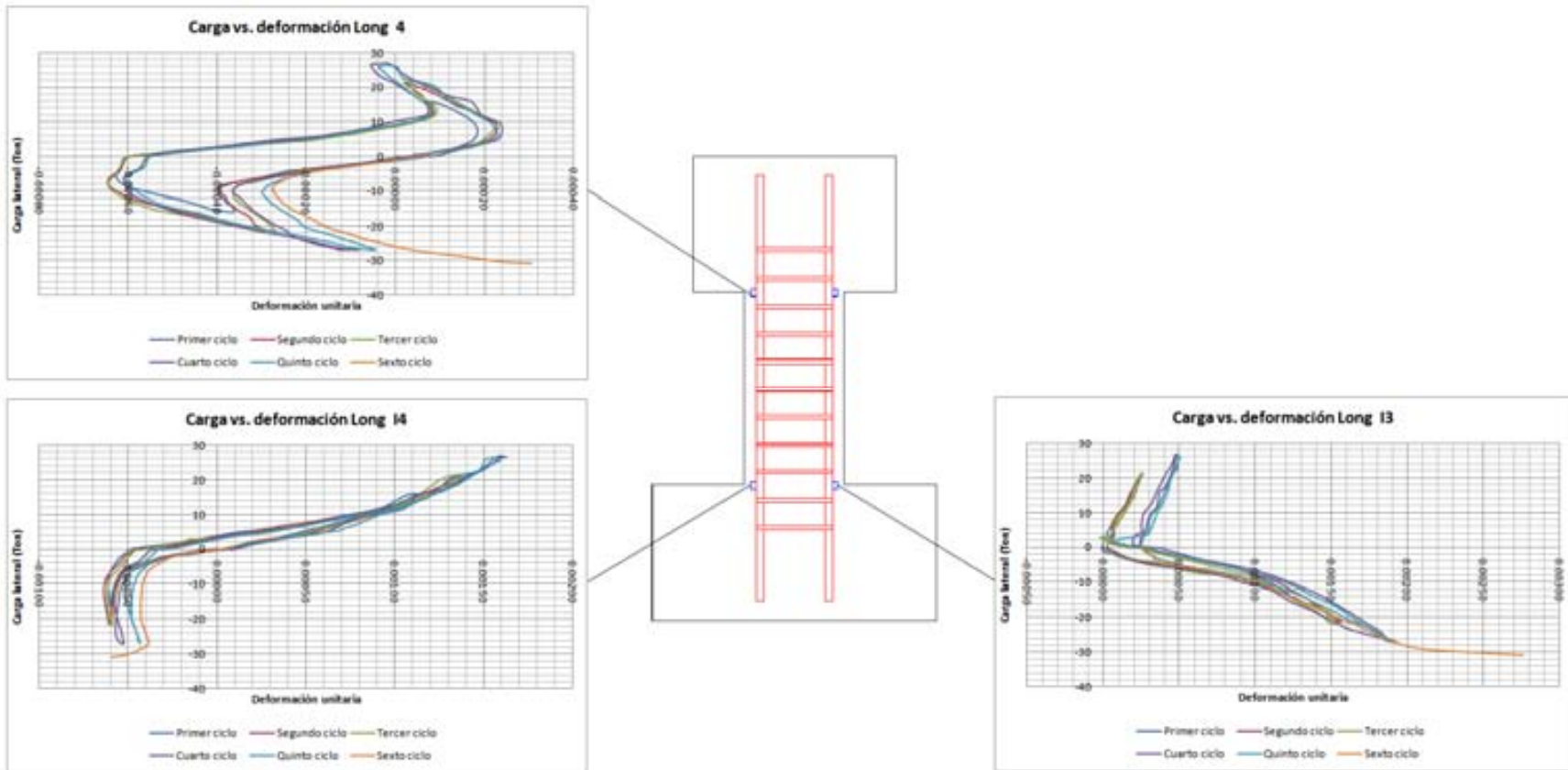


Fig. F.4. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras longitudinales en el espécimen EF1 durante el segundo ensaye

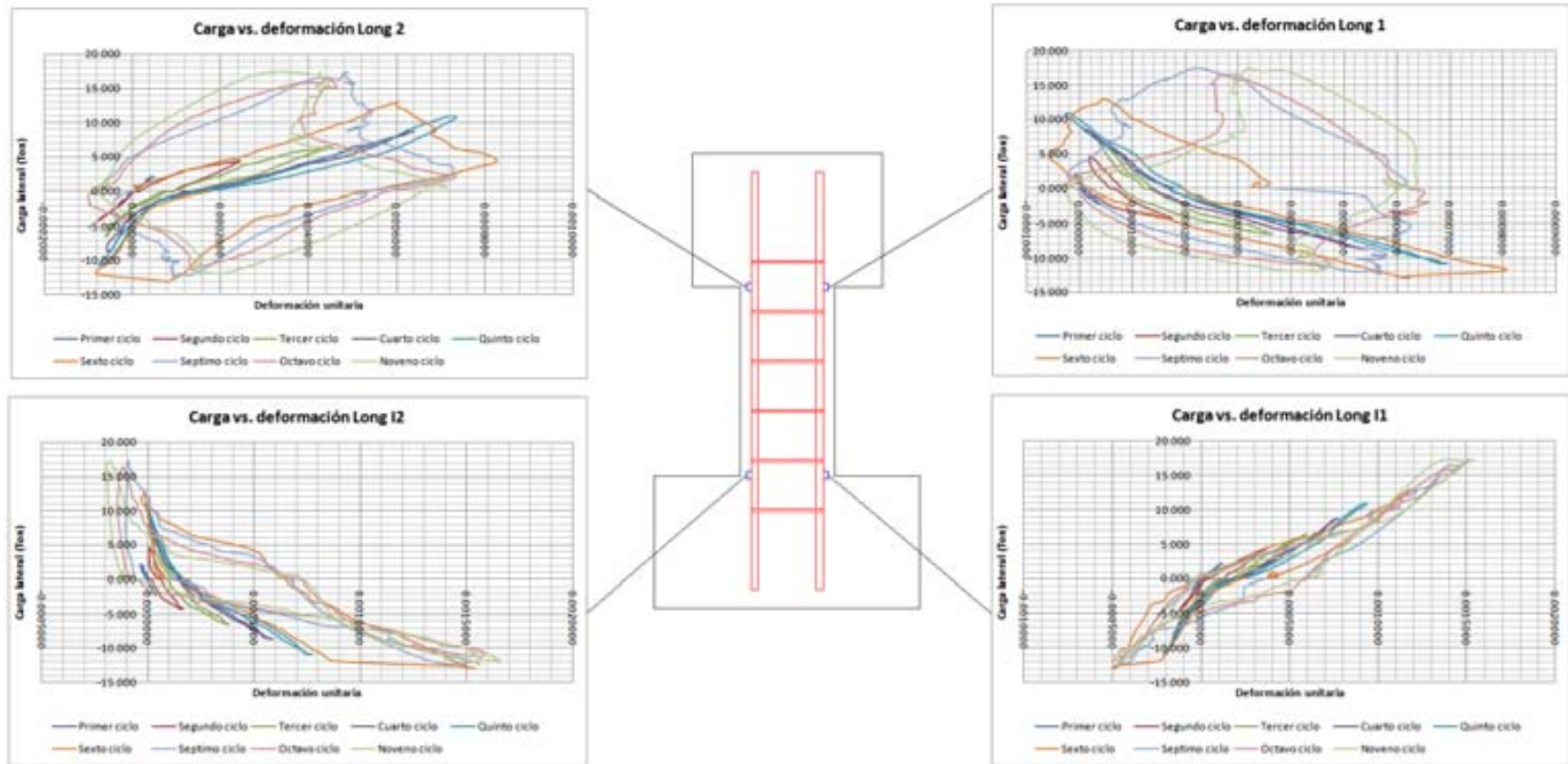


Fig. F.5. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras longitudinales en el espécimen ED1

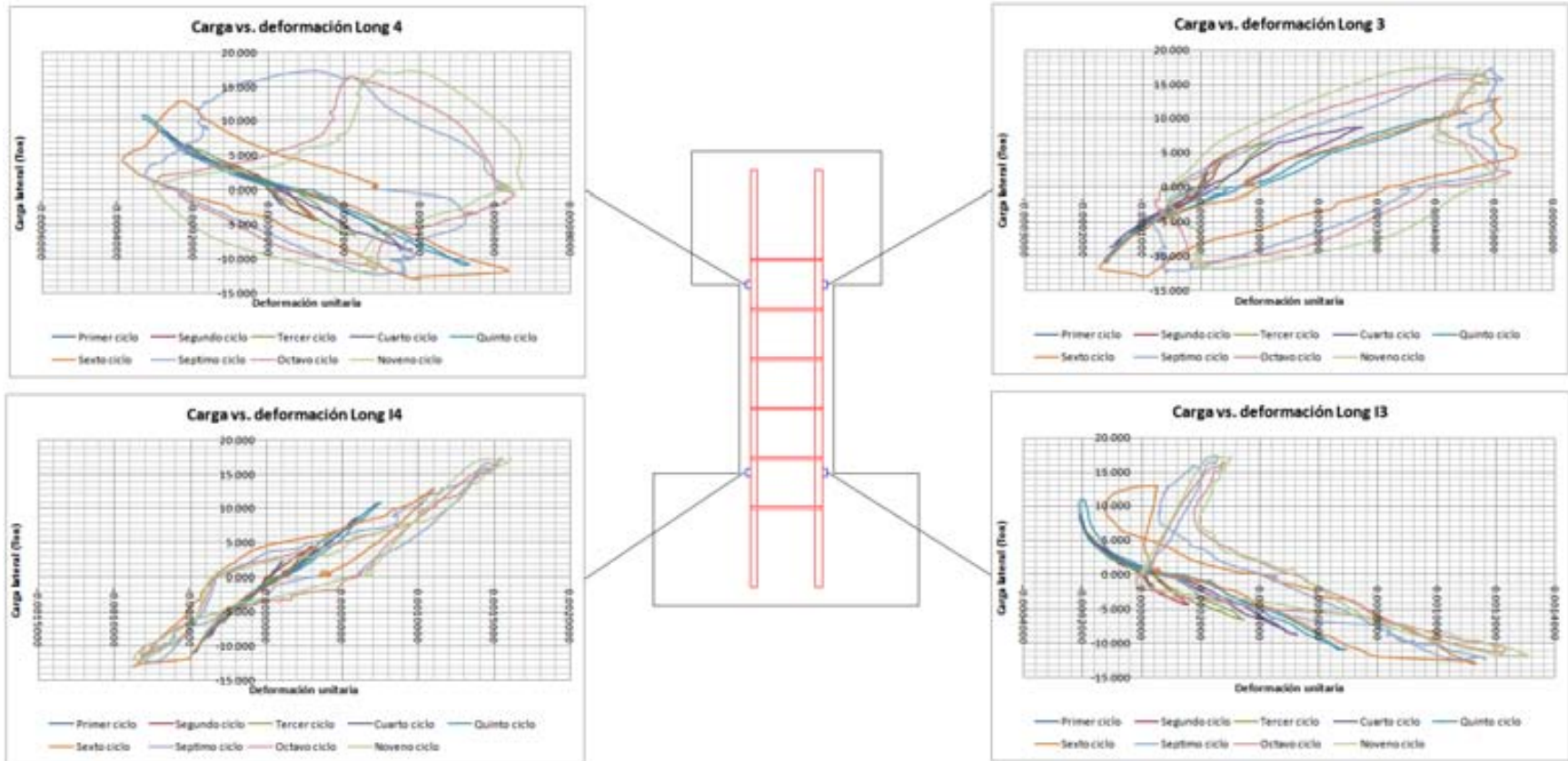


Fig. F.6. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras longitudinales en el espécimen ED1

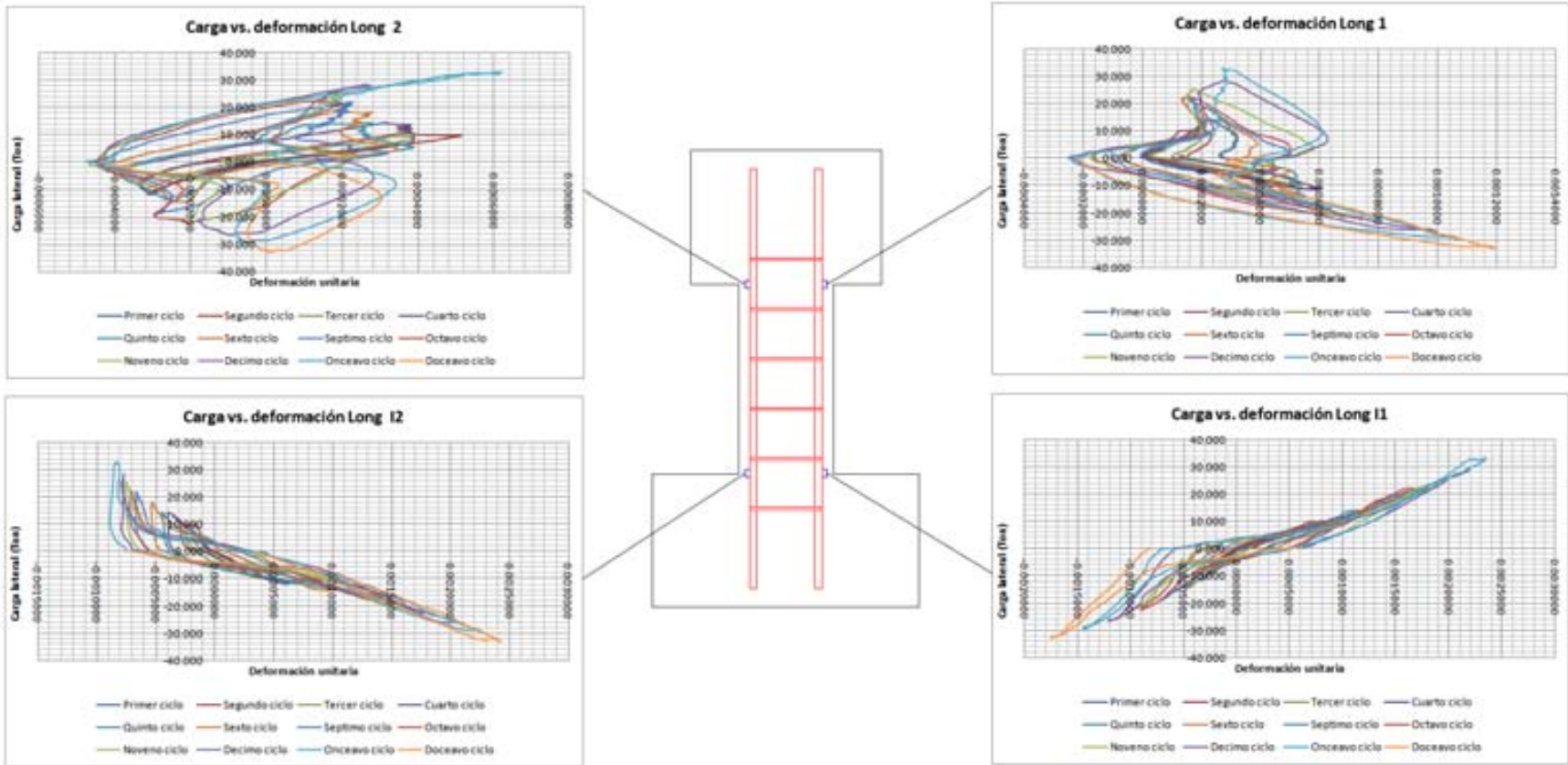


Fig. F.7. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras longitudinales en el espécimen ER1

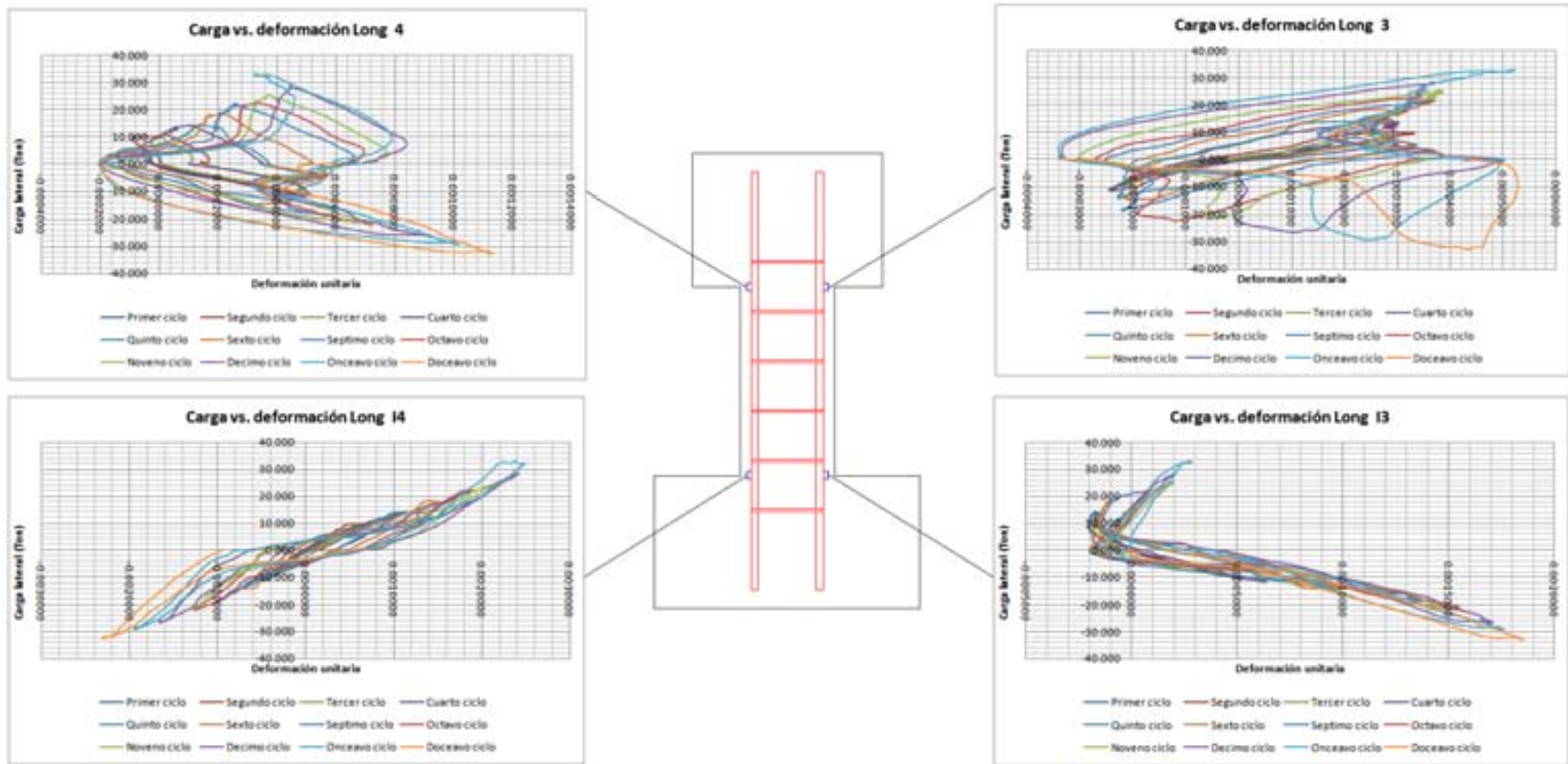


Fig. F.8. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras longitudinales en el espécimen ER1

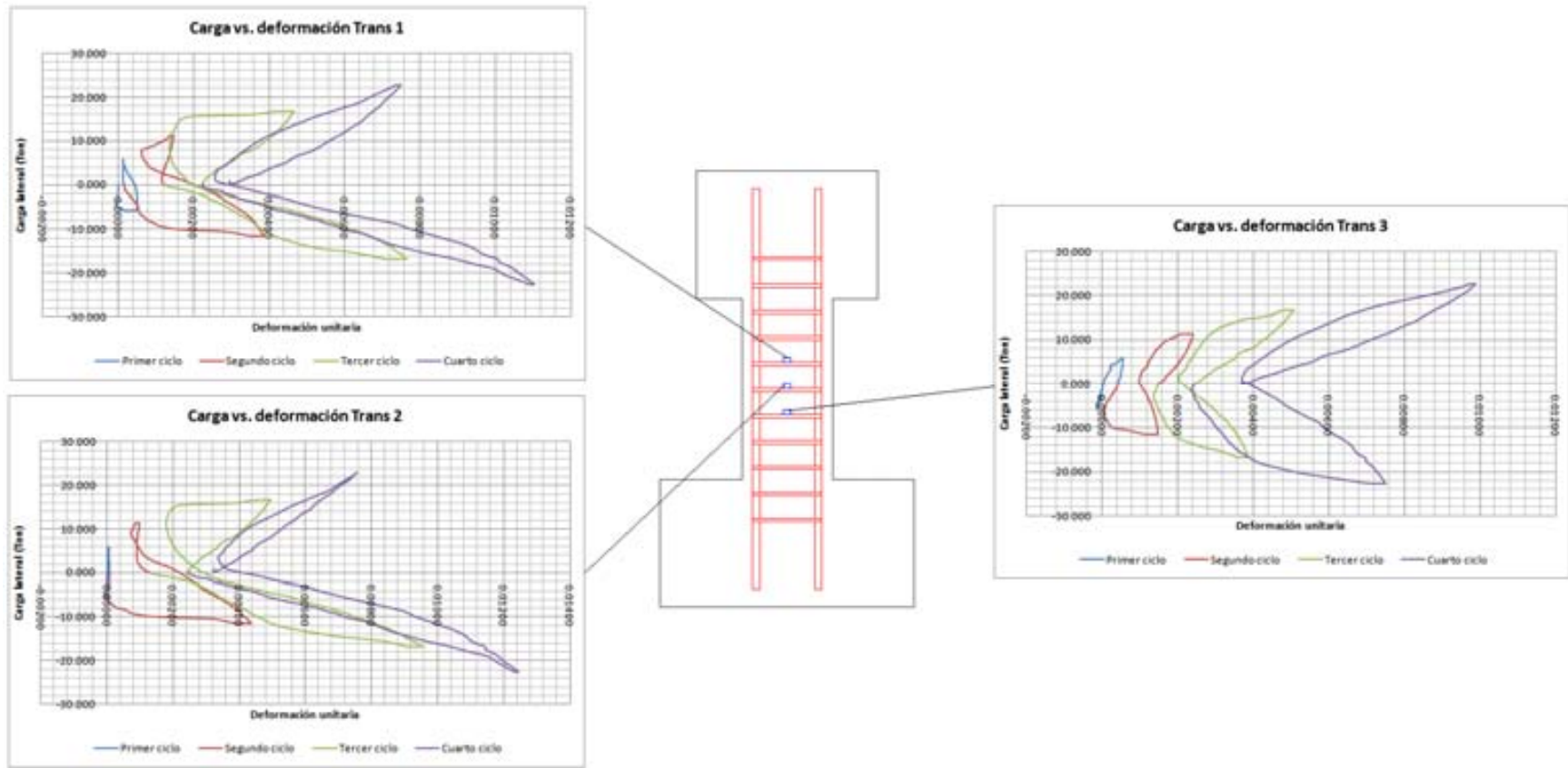


Fig. F.9. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras transversales en el espécimen EF1 durante el primer ensayo

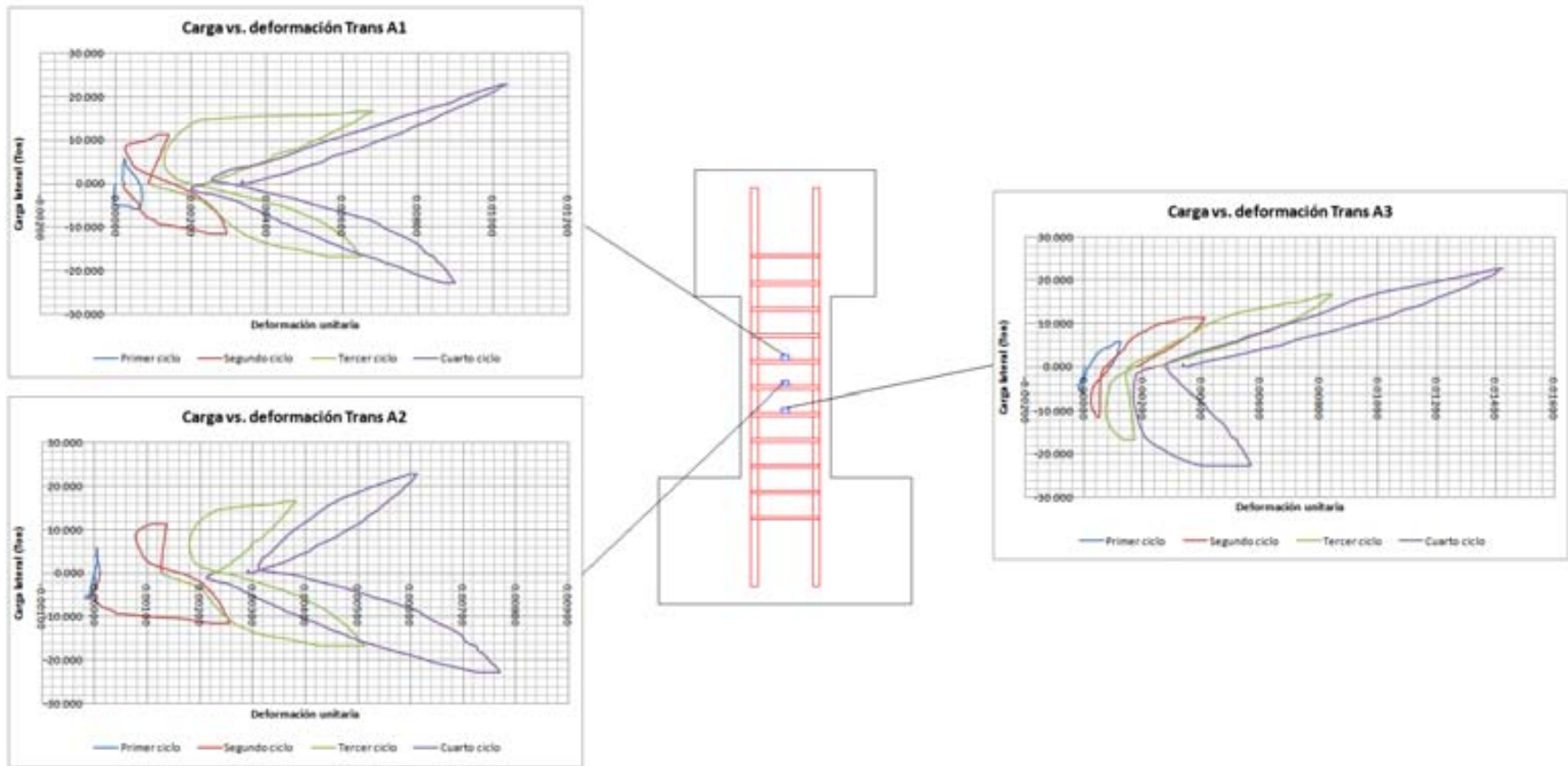


Fig. F.10. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras transversales en el espécimen EF1 durante el primer ensaye

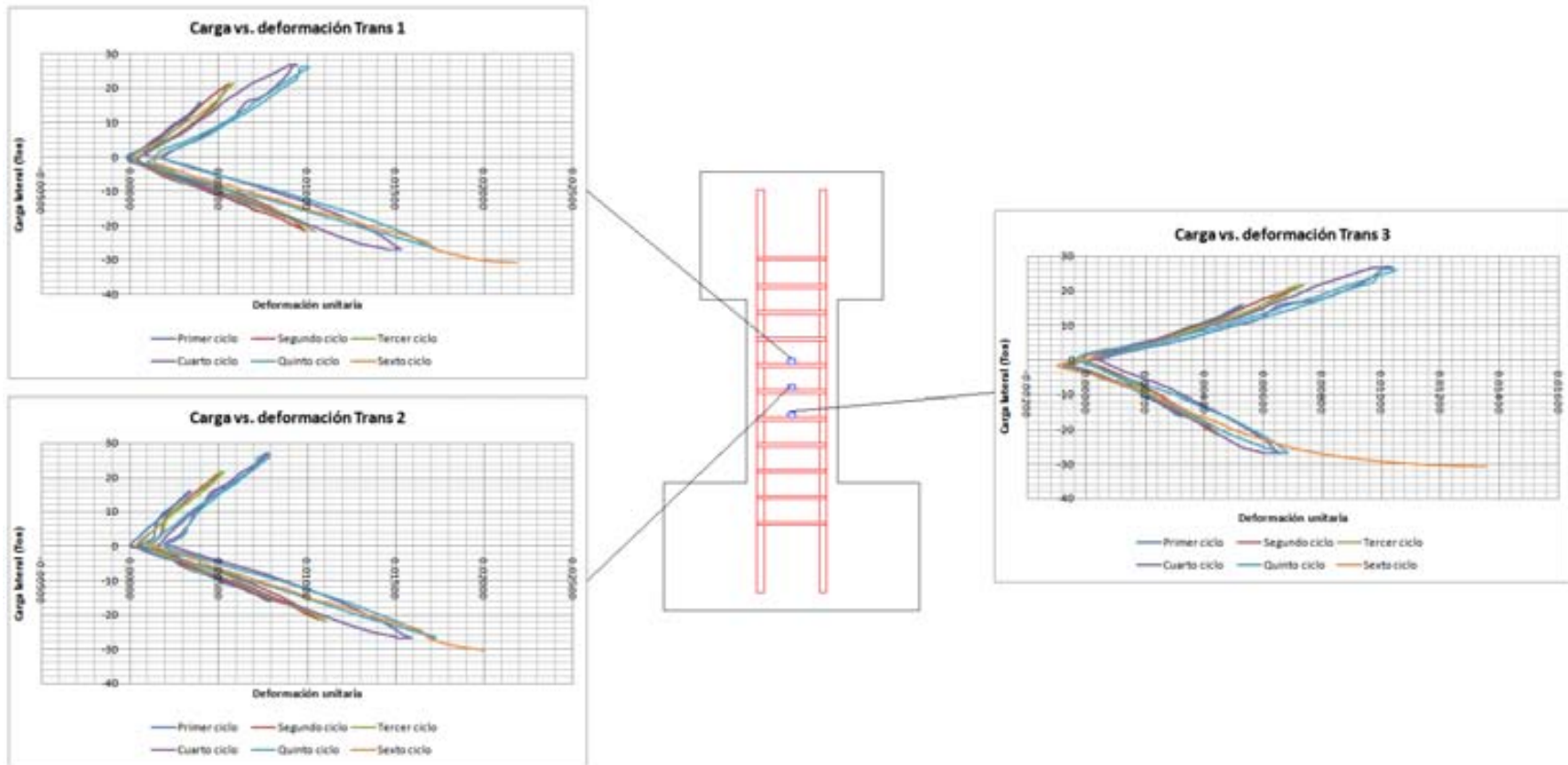


Fig. F.11. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras transversales en el espécimen EF1 durante el segundo ensaye

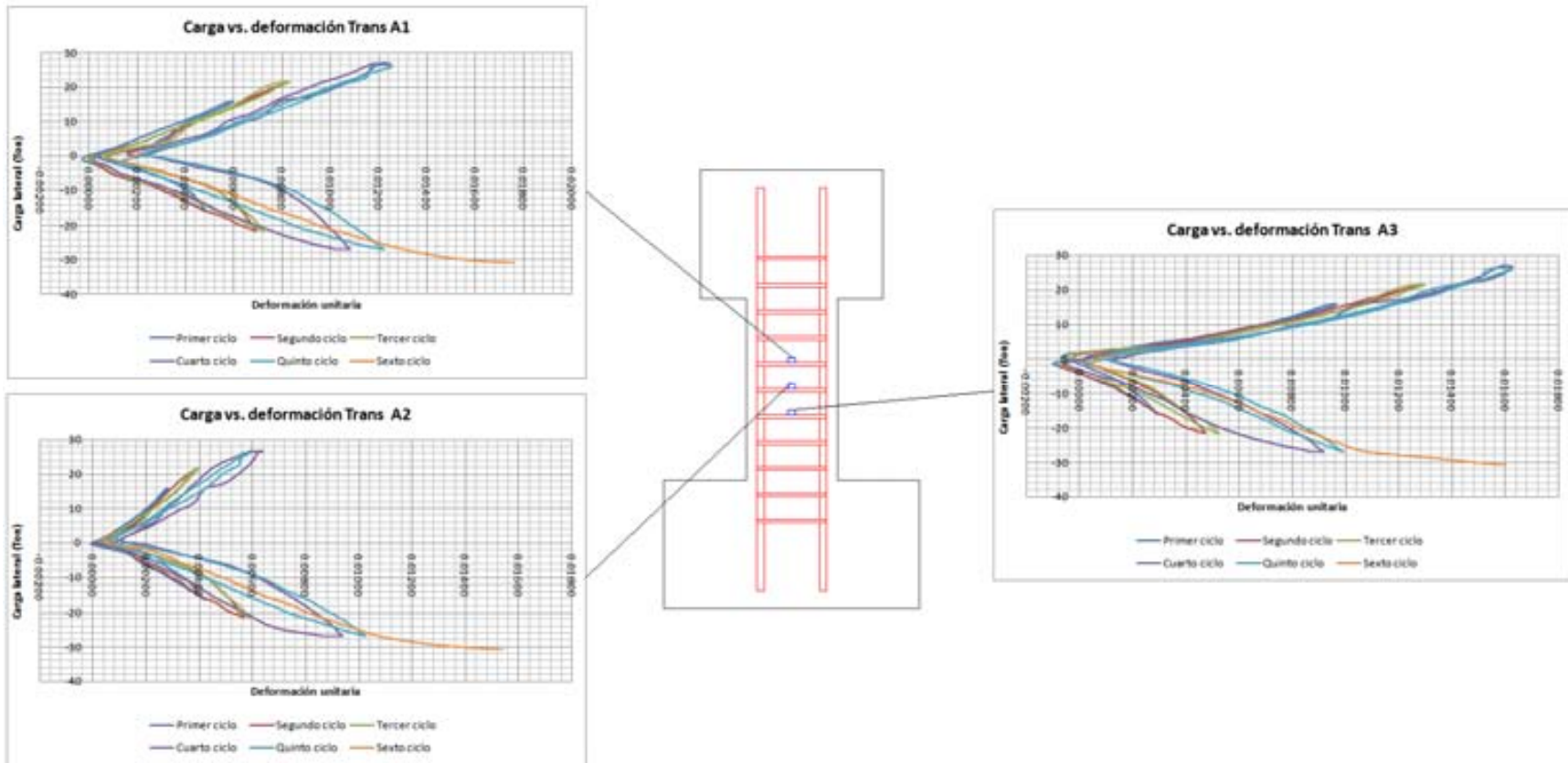


Fig. F.12. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras transversales en el espécimen EF1 durante el segundo ensaye

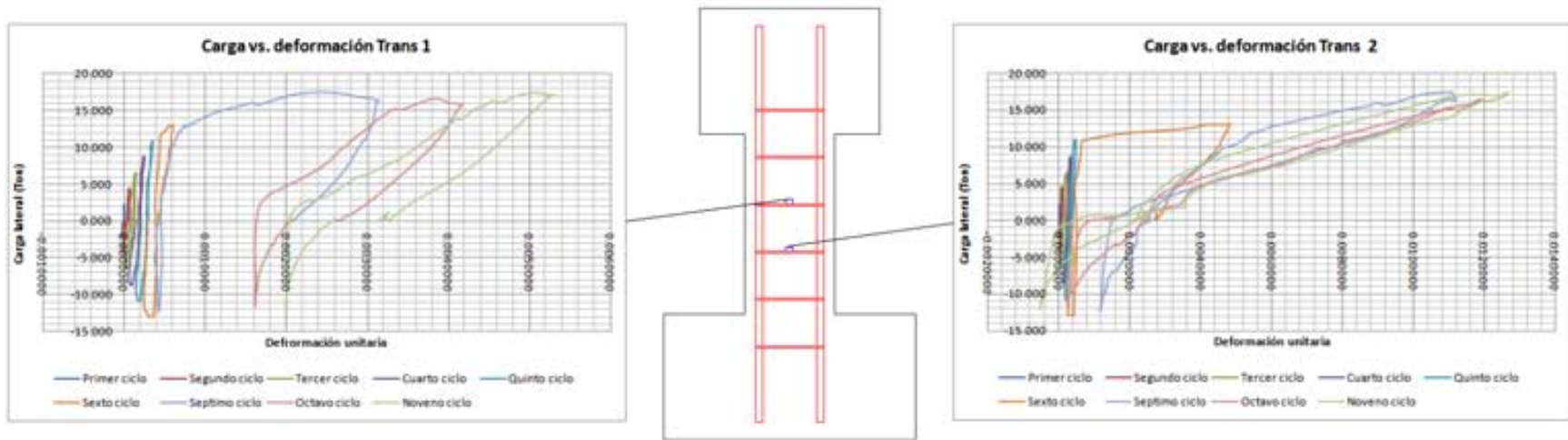


Fig. F.13. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras transversales en el espécimen ED1

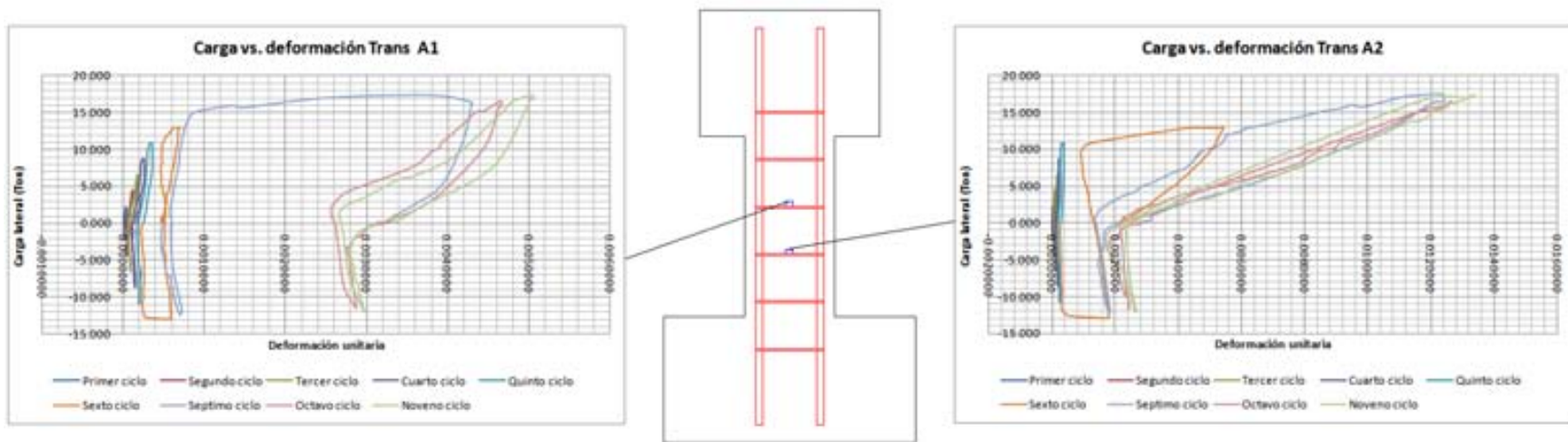


Fig. F.14. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras transversales en el espécimen ED1

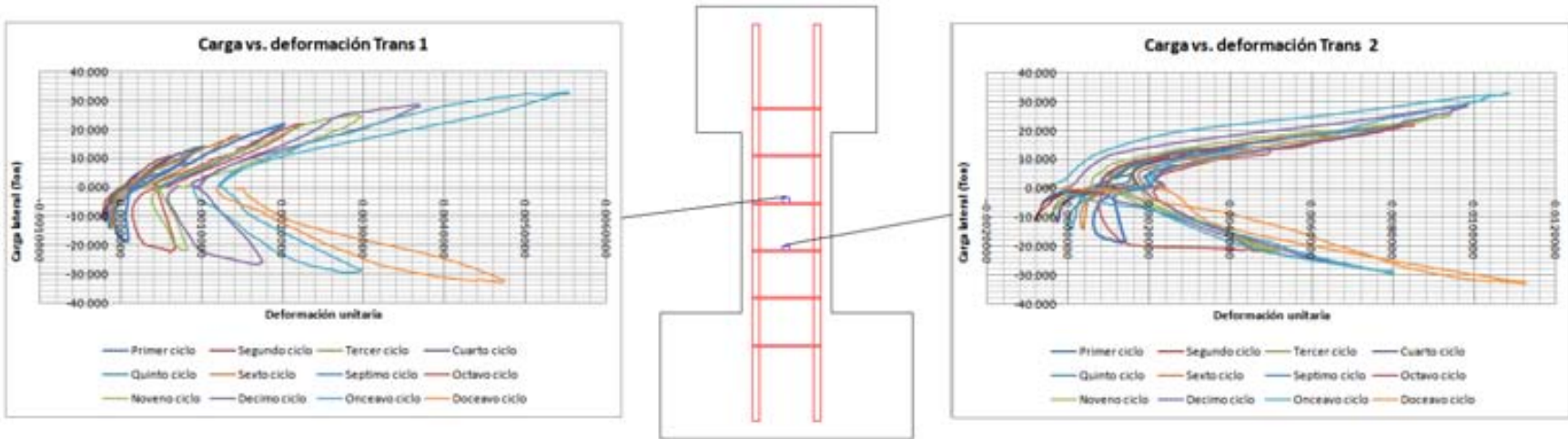


Fig. F.15. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras transversales en el espécimen ER1

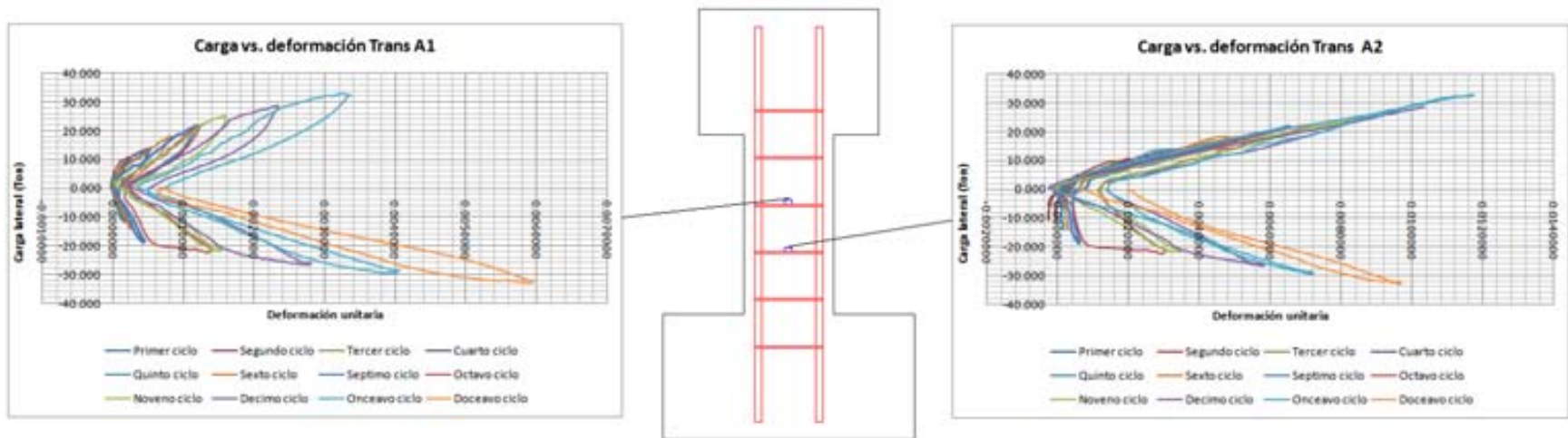


Fig. F.16. Gráficas carga lateral contra deformación para las barras transversales en el espécimen ER1

APÉNDICE G

Gráficas carga lateral contra rotación

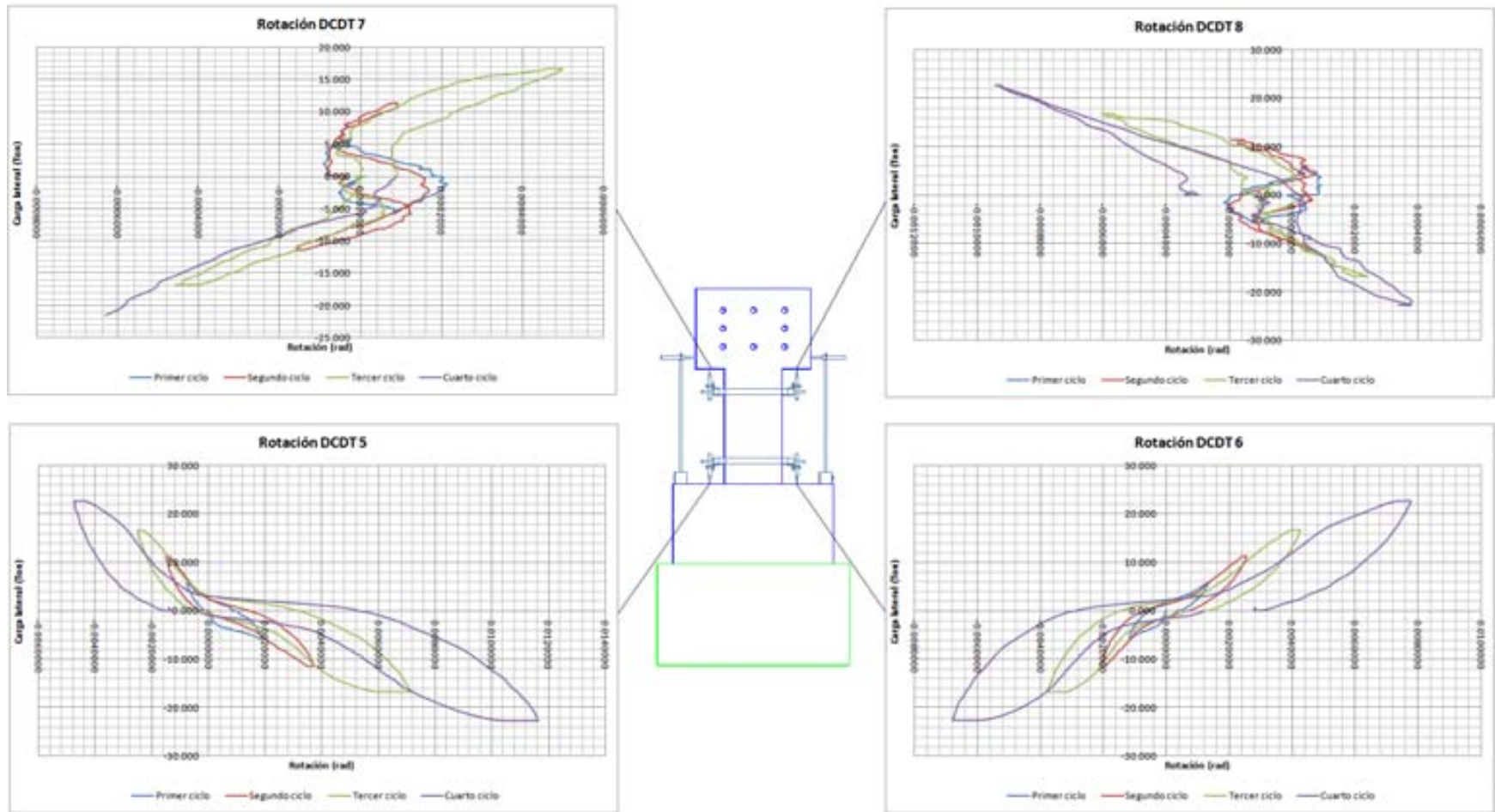


Fig. G.1 Gráficas carga lateral contra rotación del espécimen EF1 durante la primera prueba

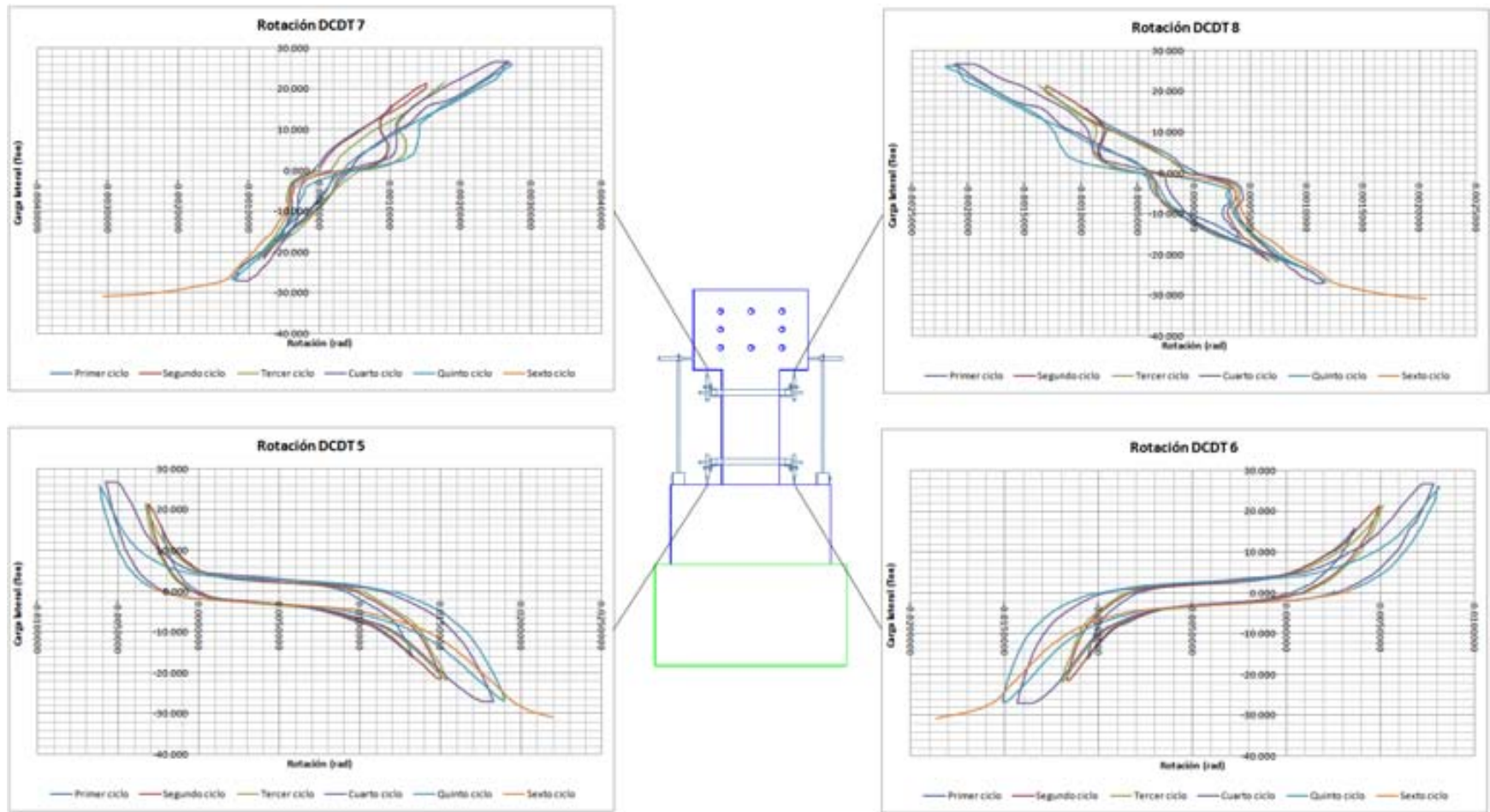


Fig. G.2 Gráficas carga lateral contra rotación del espécimen EF1 durante la segunda prueba

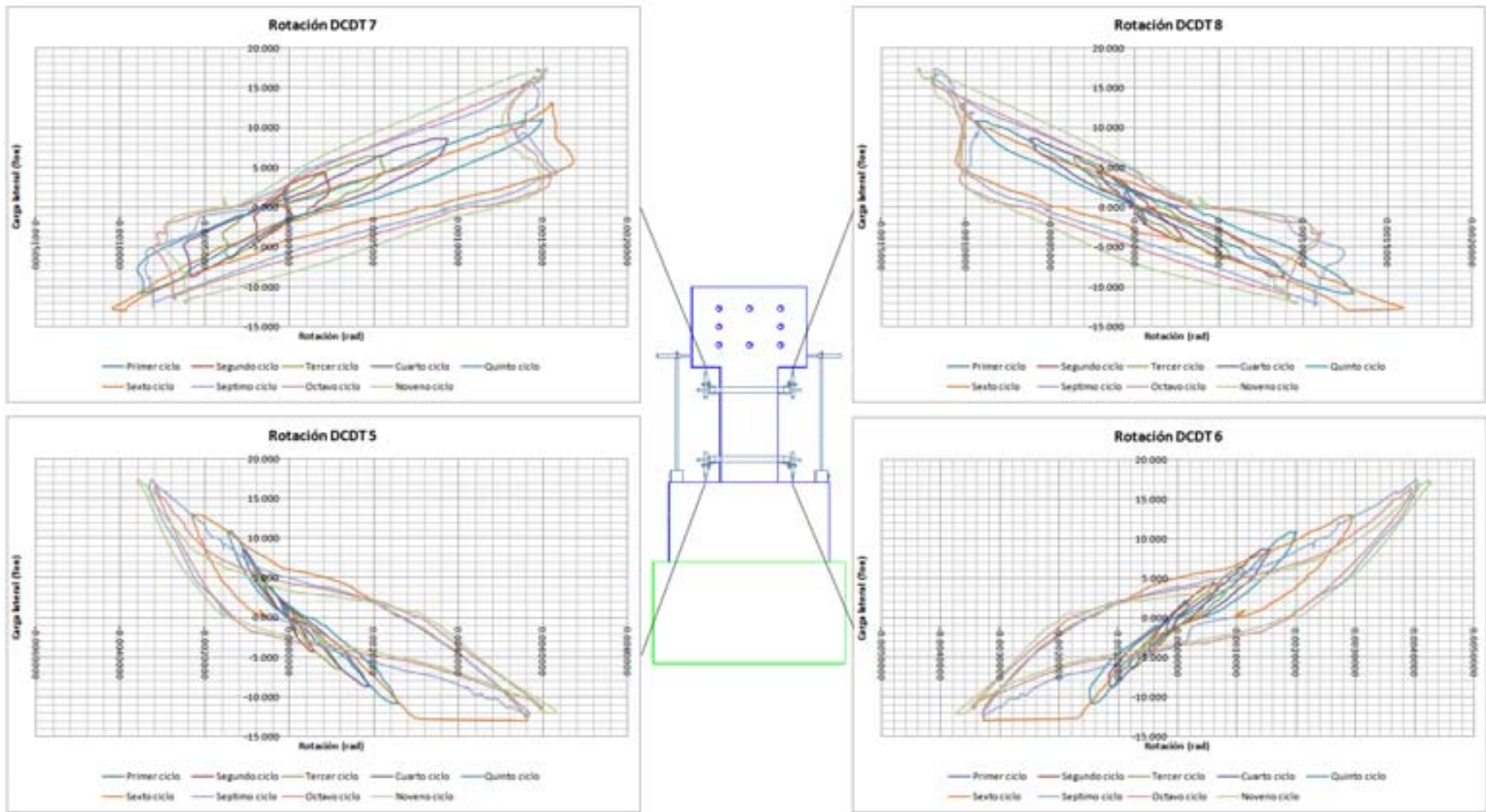


Fig. G.3 Gráficas carga lateral contra rotación del espécimen ED1

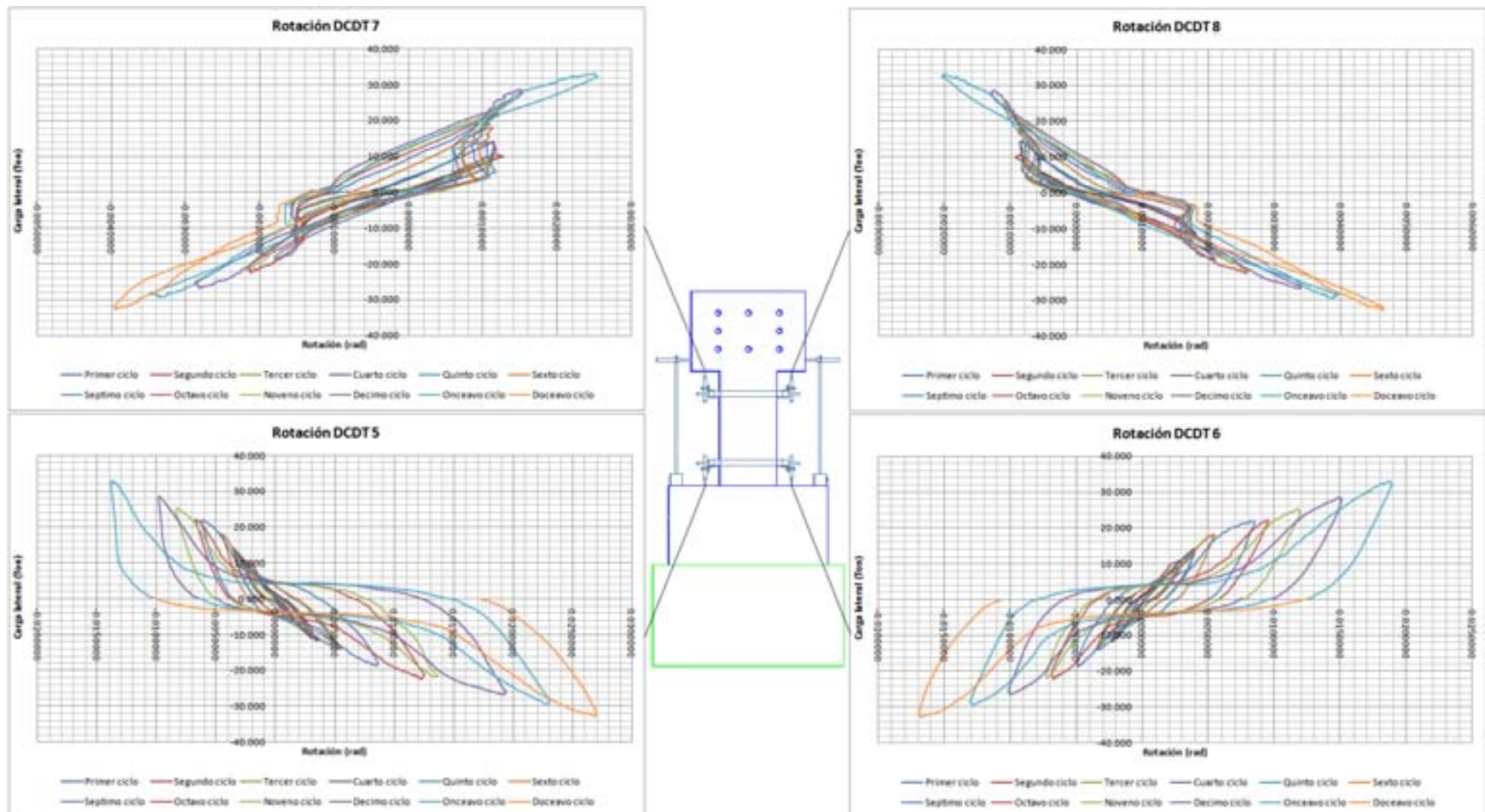


Fig. G.4 Gráficas carga lateral contra rotación del espécimen ER1

APÉNDICE H

Gráficas carga contra deformación de las bielas

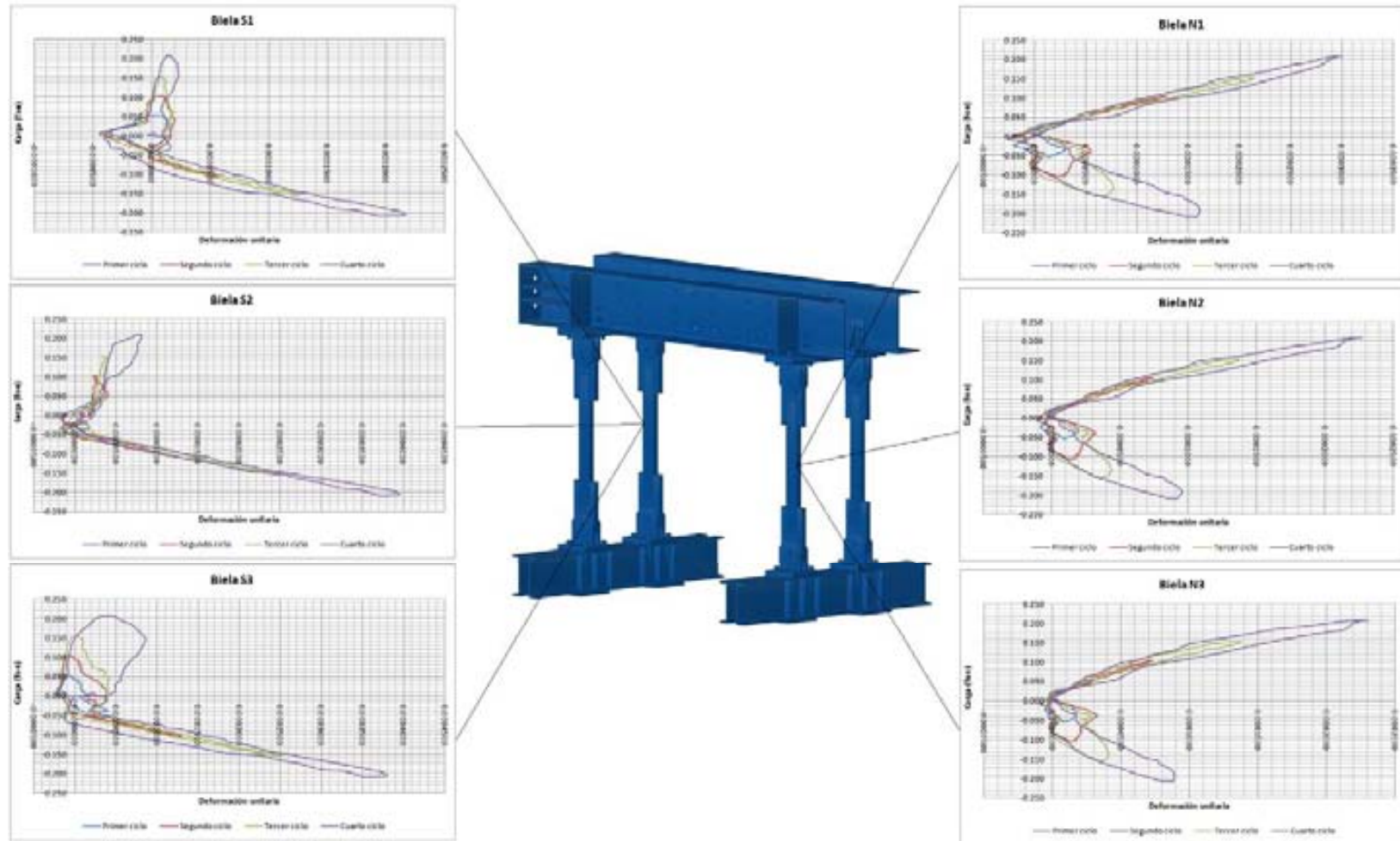


Fig. H.1. Gráficas carga contra deformación de las bielas N1 y S1 del espécimen EF1 en la primera prueba

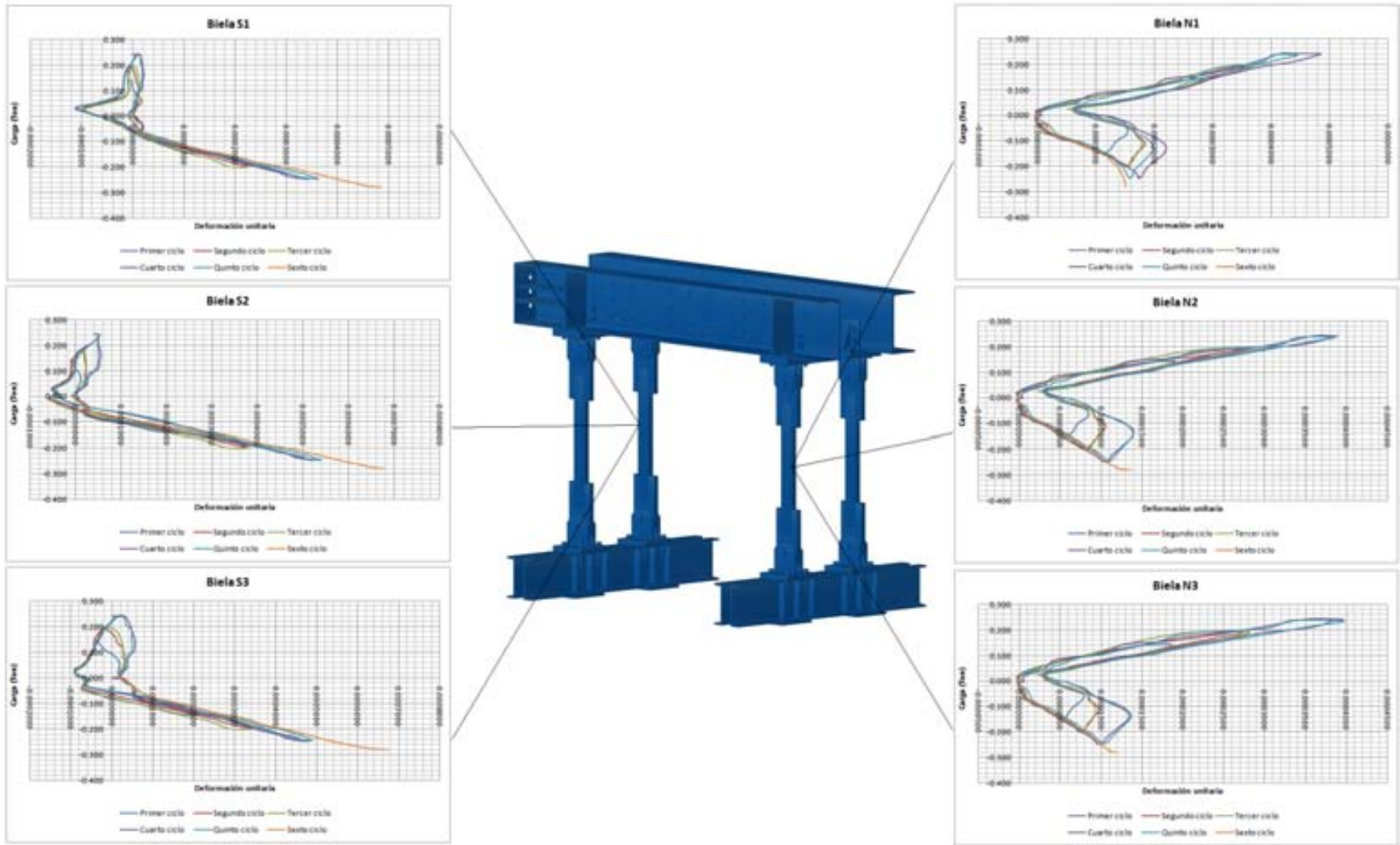


Fig. H.2. Gráficas carga contra deformación de las bielas N1 y S1 del espécimen EF1 en la segunda prueba

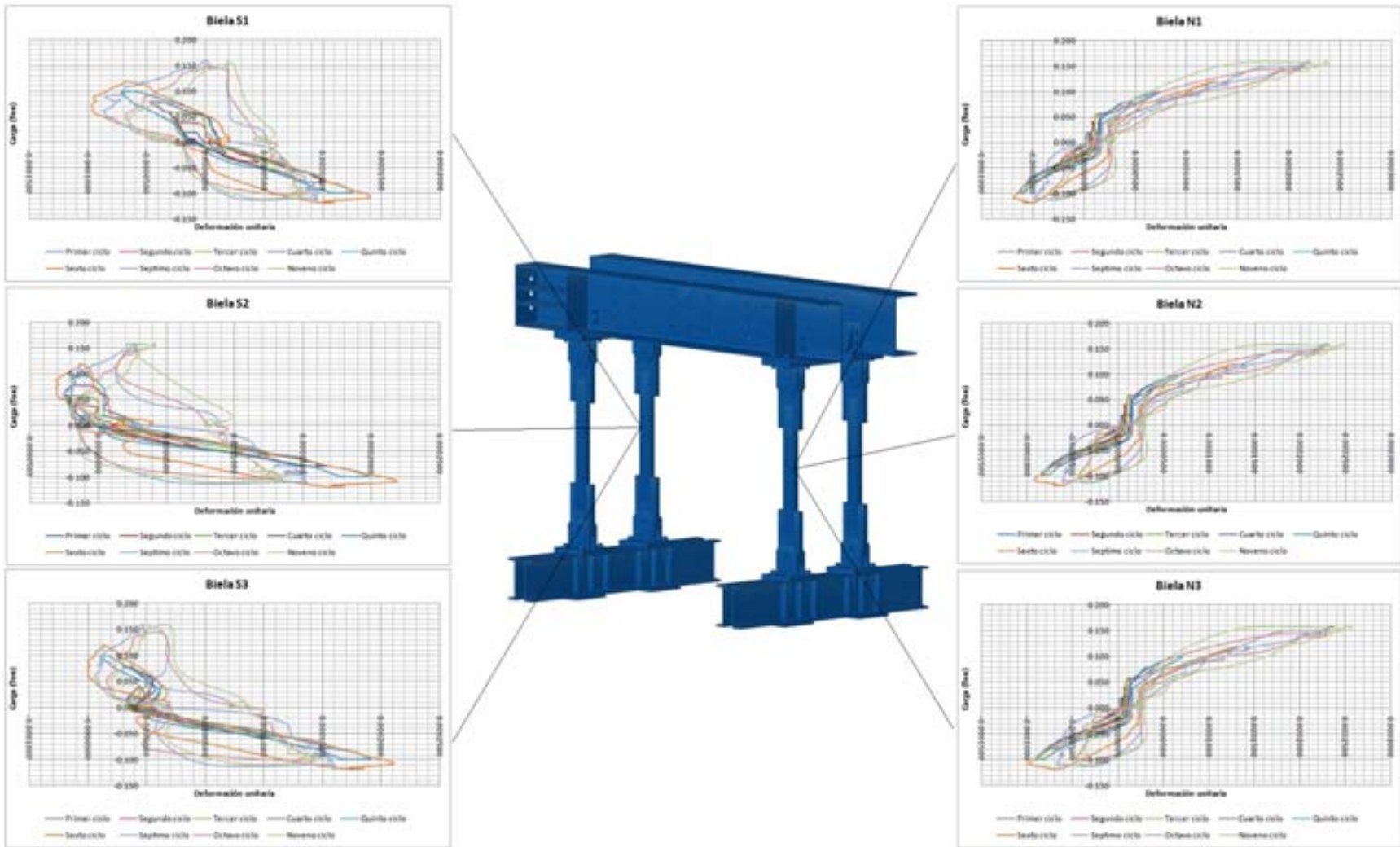


Fig. H.3. Gráficas carga contra deformación de las bielas N1 y S1 del espécimen ED1

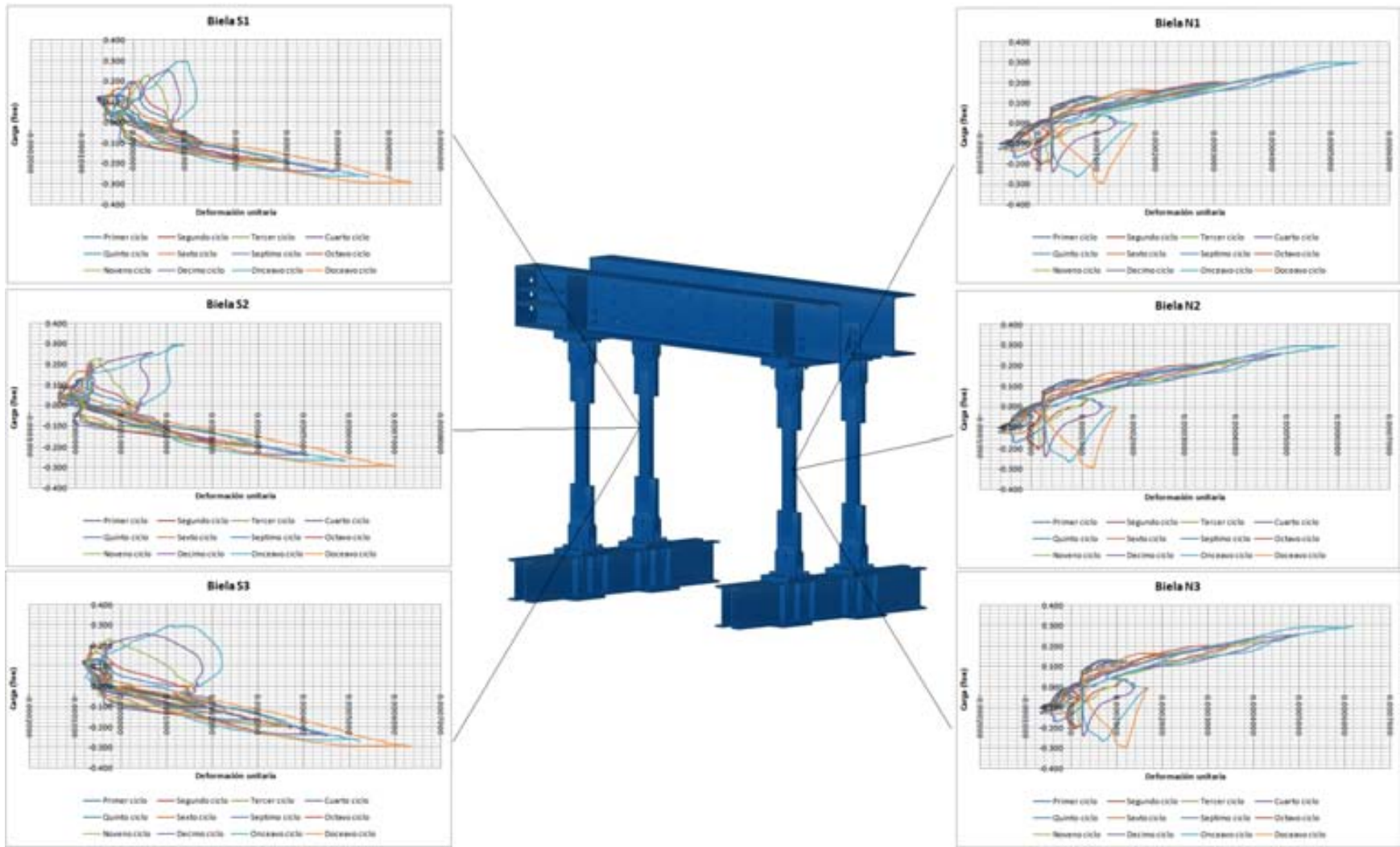


Fig. H.4. Gráficas carga contra deformación de las bielas N1 y S1 del espécimen ER1

APÉNDICE I

Fotografías

Espécimen EF1:



Fig. I.1 Aspecto del espécimen EF1 antes del ensaye

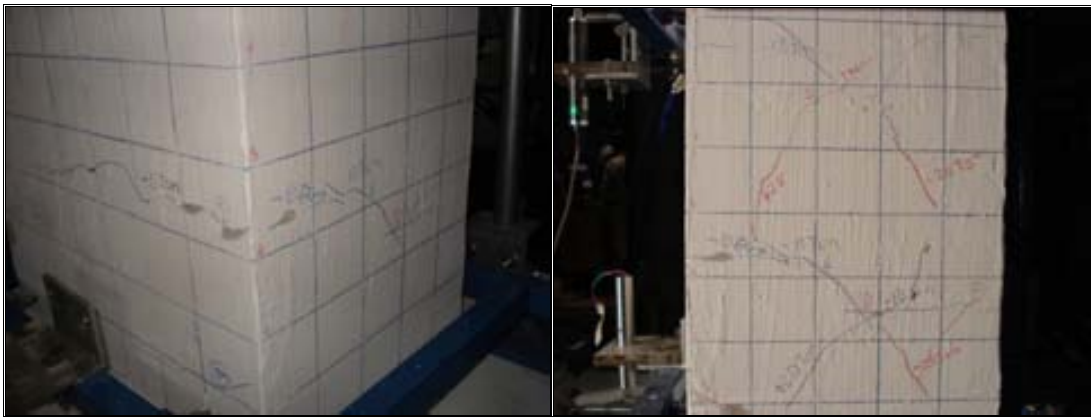


Fig. I.2 Grietas debido a la flexión en las caras perpendiculares a la dirección del actuador

Fig. I.3 Grietas debido a la acción de fuerzas cortantes en las caras paralelas a la dirección del actuador



Fig. 1.4 Grietas debido a la concentración de esfuerzos en el cabezal



Fig. 1.5 Aplastamiento del concreto en la base del espécimen



Fig. 1.6 Grietas debido a la flexión en las caras perpendiculares a la dirección del actuador

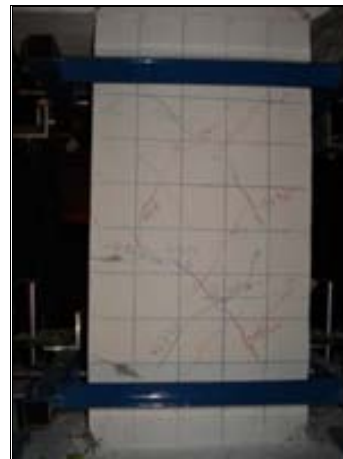


Fig. 1.7 Grietas debido a la acción de fuerzas cortantes en las caras paralelas a la dirección del actuador



Fig. 1.8 Aspecto de la cara perpendicular a la dirección del actuador en el momento de la falla

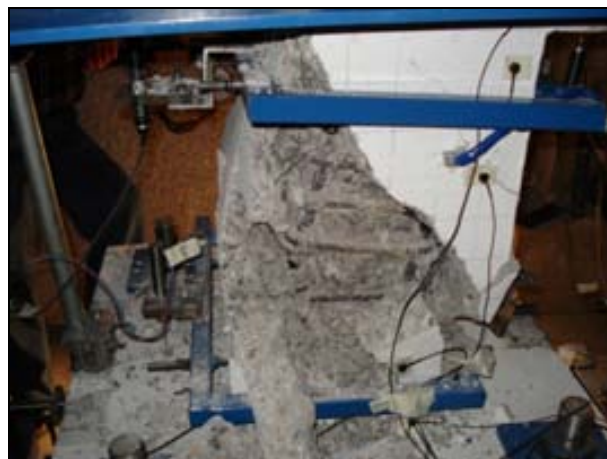


Fig. 1.9 Aspecto de la cara paralela a la dirección del actuador en el momento de la falla



Fig. I.10 Aspecto del espécimen EF1 después del ensaye

Especimen ED1:



Fig. I.11 Aspecto del espécimen ED1 antes del ensaye



Fig. I.12 Grietas debido a la flexión en las caras perpendiculares a la dirección del actuador



Fig. I.13 Grietas debido a la acción de fuerzas cortantes en las caras paralelas a la dirección del actuador

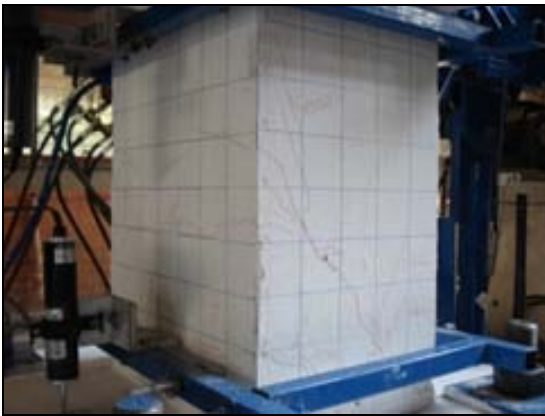


Fig. I.14 Agrietamientos sufridos en las caras del espécimen, se aprecian grietas horizontales y diagonales



Fig. I.15 Agrietamientos sufridos en las caras del espécimen

Espécimen ER1:



Fig. I.16 Aspecto del espécimen ER1 antes del ensaye



Fig. I.17 Agrietamientos en la unión del espécimen y la base



Fig. I.18 Agrietamientos en la unión del espécimen y la base



Fig. I.19 Agrietamientos en la base del espécimen



Fig. I.20 Agrietamientos en la base del espécimen

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Dr. Roberto Meli Piralla por su apoyo y su tiempo en la revisión de este trabajo, al Ing. Roberto Sánchez por su valiosa ayuda durante el diseño del dispositivo de carga y a los señores Salomón Trinidad y Raymundo Mondragón por su ayuda en la realización de los trabajos experimentales.

De manera muy especial agradezco al Ing. Julio C. Baeza Balam por su apoyo incondicional en la elaboración de este trabajo.

A mi adorada novia Zacil Semíramis por alentarme a finalizar este trabajo.