



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS CÍCLICAS REVERSIBLES
DE ELEMENTOS VIGA DE CONCRETO REFORZADO CON ADICIÓN DE FIBRAS**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
DANIEL SAAVEDRA MALDONADO

TUTOR:
DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, ENERO DE 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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. ESCOBAR SÁNCHEZ JOSÉ ALBERTO

Secretario: Dr. MURIÀ VILA DAVID

Vocal: Dr. LÓPEZ BÁTIZ OSCAR ALBERTO

1^{er}. Suplente: Dr. ALCOCER MARTÍNEZ DE CASTRO SERGIO M.

2^{do}. Suplente: Dr. PEÑA MONDRAGÓN FERNANDO

Lugares donde se realizó la tesis:

Facultad de Ingeniería, UNAM y CENAPRED

TUTOR DE TESIS:

Dr. LÓPEZ BÁTIZ OSCAR ALBERTO

DEDICATORIA

A mis amados padres Daniel y Palmira.

Por su inagotable apoyo y amor, y porque no dudan ni un momento en sacrificarse por ver cumplidos mis sueños.

Nada de esto sería realidad sin ustedes, de todo corazón muchas gracias.

A mis queridos hermanos Bernabé, Vanessa, y Emerson.

Por su enorme respaldo e incansable aliento.

A Osvaldo y Alhelí.

Grandes amigos y prácticamente mi segunda familia en esta etapa de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco profundamente al Dr. Oscar A. López Bátiz por ser un mentor admirable, por haberme dado la oportunidad de desarrollar este trabajo, y por haber renovado mi espíritu y mi interés por la investigación.

También me gustaría agradecer a todo el equipo de trabajo del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, con una mención especial a:

| | | | |
|-----------------|--------------|-----------------|-------------|
| Benito Rangel | Carlos Olmos | Leonardo Flores | Joel Aragón |
| Felipe Bennetts | Isabel Díaz | Ana Isa Cruz | Luis Rubio |

A los maestros del Posgrado de Ingeniería en Estructuras de la UNAM, por haberme transmitido abiertamente sus experiencias y conocimientos, los cuales fueron los pilares fundamentales para el desarrollo de este proyecto.

A la UNAM, CONACYT, y CENAPRED, por las amplias facilidades que me han otorgado a través de sus instalaciones, equipos y apoyo económico.

A SIKA, por los recursos que invirtieron en este proyecto.

A México, un brillante país que ha impulsado notablemente mi crecimiento en muchos aspectos, y me ha concedido la oportunidad de conocer magníficas personas y grandes amigos.

RESUMEN

El comportamiento de vigas de concreto reforzado con adición de fibras (CRF), sujetas a un patrón de flexión-cortante con características de demanda cíclica reversible, fue evaluado experimentalmente. Se construyeron seis vigas en voladizo a escala natural con relación claro de corte y peralte efectivo cercano a dos. A cinco de las vigas de concreto reforzado se adicionó fibras de polipropileno macrosintéticas, y se consideraron las siguientes variables: fracción de volumen de fibra de 1% y 1.5%, cuantía de acero de refuerzo longitudinal máxima y mínima, y distintas disposiciones de cuantía de acero de refuerzo transversal. En general, el incremento del contenido de fibra en las vigas ensayadas mejora notablemente la resistencia máxima de corte, la ductilidad, la degradación de rigidez, y la capacidad de disipación de energía. Con excepción del modelo con 1% de volumen de fibra y 0.38% de cuantía de refuerzo transversal, el esfuerzo cortante de las vigas de CRF se encuentran por encima del límite inferior de $0.3\sqrt{f'_c}$ MPa ($0.96\sqrt{f'_c}$ kgf/cm²). Si bien el incremento de la resistencia máxima de corte es relativamente bajo para vigas de CRF con alto contenido de estribos, la sinergia de estos con las fibras mejora extraordinariamente el control de agrietamiento, y la ductilidad.

ABSTRACT

The behavior of fiber reinforced concrete (FRC) beams subjected to bending-shear pattern demand with reversible cyclic characteristics was experimentally evaluated. Six cantilever beams were constructed on natural scale with a shear span-to-effective depth ratio close to two. Macro synthetic polypropylene fibers were added to five reinforced concrete beams, and the following variables were considered: fiber volume fractions of 1% and 1.5%, maximum and minimum tension steel reinforcement ratio, and different provisions of shear steel reinforcement ratio. In general, the increase in fiber volume fraction in the tested beams improves the maximum shear resistance, ductility, stiffness degradation, and energy dissipation capacity. With the exception of the specimen with 1% volume of fibers and 0.38% of shear steel reinforcement ratio, the shear stress of the FRC beams is above the lower bound of $0.3\sqrt{f'_c}$ MPa ($0.96\sqrt{f'_c}$ kgf/cm²). Although the increase of the maximum shear resistance is relatively low for FRC beams with high stirrup content, the synergy between the fibers and the stirrups substantially enhances the control of cracking, and ductility.

CONTENIDO

| | |
|---|-----------|
| CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1 Antecedentes | 1 |
| 1.2 Justificación | 2 |
| 1.3 Objetivos | 3 |
| | |
| CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES | 4 |
| 2.1 Antecedentes Históricos | 4 |
| 2.2 Propiedades Plásticas y Mecánicas del CRF | 5 |
| 2.3 Capacidad a Corte de Vigas de CRF | 9 |
| 2.4 Estudios Bajo Carga Cíclica Reversible | 14 |
| 2.5 Investigaciones en México. | 17 |
| | |
| CAPÍTULO 3: PROGRAMA EXPERIMENTAL | 18 |
| 3.1 Introducción | 18 |
| 3.2 Parámetros de Estudio | 18 |
| 3.3 Características de los Modelos | 19 |
| 3.4 Proceso Constructivo | 21 |
| 3.5 Instrumentación Externa y Montaje | 23 |
| 3.6 Protocolo de Carga | 26 |

| | |
|---|-----------|
| 3.7 Ensaye de los Modelos | 27 |
| CAPÍTULO 4: COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS MODELOS | 28 |
| 4.1 Introducción | 28 |
| 4.2 Descripción General | 28 |
| 4.3 Viga C2 2.11 0F 0.57 | 29 |
| 4.4 Viga C2 2.11 1F 0.34 | 30 |
| 4.5 Viga C1 2.11 1.5F 0.23 | 31 |
| 4.6 Viga C2 1.56 1F 0.38 | 32 |
| 4.7 Viga M2 1.56 1F 0.23 | 33 |
| 4.8 Viga C1 1.56 1.5F 0.0 | 34 |
| 4.9 Comportamiento Carga-Relación de Deriva | 35 |
| CAPÍTULO 5: DISCUSIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS | 40 |
| 5.1 Comportamiento a Flexión | 40 |
| 5.1.1 Agrietamiento a Flexión | 40 |
| 5.1.2 Deformación del Acero de Refuerzo Longitudinal | 41 |
| 5.1.3 Momento Curvatura | 41 |
| 5.2 Comportamiento a Corte | 44 |
| 5.2.1 Agrietamiento Diagonal | 44 |
| 5.2.2 Patrón de Falla | 45 |
| 5.2.3 Refuerzo Transversal | 46 |
| 5.2.4 Relaciones Fuerza de Corte – Rotación | 48 |
| 5.3 Evaluación de la Resistencia a Corte | 50 |
| 5.3.1 Comparación con el Reglamento NTCDF-2004 | 50 |
| 5.3.2 Comparación con la Guía de Diseño AIJ-94 | 51 |
| 5.3.3 Comparación con Otras Propuestas | 53 |
| 5.3.4 Conclusiones y Recomendaciones Parciales | 54 |
| 5.4 Evaluación del Daño | 55 |
| 5.4.1 Capacidad de Disipación de Energía | 55 |
| 5.4.2 Degradación de Rigidez | 56 |
| 5.4.3 Índice de Daño | 57 |
| 5.5 Conclusiones Generales del Análisis de Resultados | 58 |
| CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES | 60 |

| | |
|---|-----------|
| BIBLIOGRAFÍA | 63 |
| APÉNDICE 1 CONSTRUCCIÓN DE MODELOS | 66 |
| A1.1 Proceso Constructivo | 66 |
| APÉNDICE 2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES | 68 |
| A2.1 Acero de Refuerzo | 74 |
| A2.2 Concreto | 68 |
| APÉNDICE 3 CÁLCULOS ADICIONALES | 76 |
| A3.1 Ancho de Grieta de Vertical en Sección Crítica | 76 |
| A3.2 Deformación del Acero | 76 |
| A3.3 Distorsión | 79 |

LISTA DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 3.1: Resumen propiedades mecánicas del acero. | 19 |
| Tabla 3.2: Resumen propiedades mecánicas de probetas de concreto. | 21 |
| Tabla 4.1: Principales parámetros en cinco estados de la prueba de cada modelo | 39 |
| Tabla 5.1: Resumen de valores de momento curvatura en la fluencia. | 42 |
| Tabla A.1: Resumen de promedios ensayo a compresión. | 68 |
| Tabla A.2: Resumen de resultado del ensayo de resistencia a compresión de especímenes cilíndricos de concreto. Parte I | 69 |
| Tabla A.3: Resumen de resultado del ensayo de resistencia a compresión de especímenes cilíndricos de concreto. Parte II | 70 |
| Tabla A.4: Resumen de resultados de ensayo a tensión por compresión diametral | 71 |
| Tabla A.5: Resumen de resultados del ensayo a flexión del concreto. | 71 |
| Tabla A.6: Resultados de los ensayos a tensión por compresión diametral. | 72 |

| | |
|--|----|
| Tabla A.7: Resultados del ensayo a flexión del concreto. | 73 |
| Tabla A.8: Resumen de propiedades mecánicas de las varillas de acero | 75 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1: Ejemplo de fibras comerciales disponibles en el mercado. | 5 |
| Figura 2.2. Formas y secciones geométricas de las fibras más empleadas. | 6 |
| Figura 2.3: Curvas esfuerzo-deformación, CS=Concreto simple, CRF=concreto reforzado con fibras, CRADF=concreto reforzado de alto desempeño con adición de fibras. | 7 |
| Figura 2.4: Mecanismo de absorción de energía entre la fibra y la matriz de concreto. | 8 |
| Figura 2.5: Esfuerzo cortante versus respuesta de deriva. | 15 |
| Figura 3.1: Características generales de los especímenes. | 20 |
| Figura 3.2: Fibra de polipropileno macrosintética SikaFiber Force PP-48. | 20 |
| Figura 3.3: Distribución de los deformímetros eléctricos. | 22 |
| Figura 3.4: Colado del concreto en los modelos. | 23 |
| Figura 3.5: Esquema de montaje de los modelos. | 24 |
| Figura 3.6: Ejemplo de montaje de un modelo. | 25 |
| Figura 3.7: Vista en planta de la disposición de los transductores de desplazamiento. | 25 |
| Figura 3.8: Protocolo de carga cíclica reversible empleada en cinco modelos. | 26 |
| Figura 3.9: Instrumentación externa, imágenes a y b antes de iniciar la prueba | 27 |
| Figura 4.1: Fotografías del patrón de agrietamiento del modelo C2 2.11 0F 0.57 durante la prueba. | 29 |
| Figura 4.2: Fotografías del patrón de agrietamiento del modelo C2 2.11 1F 0.34 | 30 |
| Figura 4.3: Fotografías del patrón de agrietamiento del modelo C1 2.11 1.5F 0.23. | 31 |
| Figura 4.4: Fotografías del patrón de agrietamiento del modelo C2 1.56 1F 0.38. | 32 |
| Figura 4.5: Fotografías del patrón de agrietamiento del modelo M2 1.56 1F 0.23 | 33 |
| Figura 4.6: Fotografías del patrón de agrietamiento del modelo C1 1.56 1.5F 0.0.- | 34 |
| Figura 4.7: Curva de histéresis y patrón de agrietamiento en modelos del lado sur. | 37 |
| Figura 4.8: Curva de histéresis y patrón de agrietamiento en modelos del lado norte. | 38 |
| Figura 5.1: a) Envolvente del ancho de grieta en la sección crítica b) Esquema de cálculo A_{grieta} . | 41 |
| Figura 5.2: Esquema de momento y curvatura, modelo del lado norte. | 42 |
| Figura 5.3: Relaciones momento curvatura experimental y calculada. | 43 |
| Figura 5.4: a) Longitud acumulada de grietas b) y c) superficie de grietas diagonales principales. | 45 |
| Figura 5.5: a) Mecanismo de arco y b) modo de falla. | 46 |
| Figura 5.6: Mecanismo de armadura modelo C2 1.56 1F 0.38 sentido a) positivo b) negativo. | 46 |
| Figura 5.7: Deformación del acero de refuerzo transversal. | 47 |

| | |
|--|----|
| Figura 5.8: Capacidad residual, sentido positivo de aplicación de carga. | 48 |
| Figura 5.9: Capacidad residual, sentido negativo de aplicación de carga. | 49 |
| Figura 5.10: Comparación de resistencia máxima a corte con el reglamento NTCDF. | 50 |
| Figura 5.11: Comparación de resistencia máxima experimental a corte con la guía de diseño AIJ-94. | 52 |
| Figura 5.12: Comparación de resistencia a la falla de corte con la guía de diseño AIJ-94. | 52 |
| Figura 5.13: Comparación de la resistencia a corte experimental con las propuestas de la tabla 2.1. | 54 |
| Figura 5.14: a) Energía disipada de los modelos en cada ciclo b) Esquema de cálculo de energía y rigidez. | 55 |
| Figura 5.15: Energía disipada acumulada. | 56 |
| Figura 5.16: Degradación de rigidez de las curvas de fuerza y desplazamiento. | 57 |
| Figura 5.17: Relación entre longitud de grietas por unidad de superficie e índice de daño. | 58 |
| Figura A.1: a) Colocado del deformímetro b) Protección contra el agua c) Protección contra golpes | 66 |
| Figura A.2: Construcción de las vigas antes del colado. | 66 |
| Figura A.3: a) Moldes de probetas prismáticas b) Moldes de probetas “Hueso de perro” | 67 |
| Figura A.4: Colado del concreto y proceso de curado | 67 |
| Figura A.5: a) Ejemplo de oquedad en viga C1 2.11 1.5F 0.23. c) Reparación de oquedades en M2 1.56 1F 0.23. | 67 |
| Figura A.6: curvas esfuerzo-deformación del ensayo a compresión a 31 y 68 días de edad del concreto. | 68 |
| Figura A.7: a) Configuración del ensayo b) Relación fuerza y deflexión. | 71 |
| Figura A.8: Ensayo de tensión directa en varillas de acero | 74 |
| Figura A.9: Curva esfuerzo-deformación promedio de las varillas ensayadas | 74 |
| Figura A.10: Ancho de grieta en flexión | 76 |
| Figura A.11: Deformación axial del acero de refuerzo longitudinal y fuerza cortante, en tres secciones de cada modelo. | 78 |
| Figura A.12: Distorsión de los modelos. | 79 |

NOMENCLATURA

En este trabajo de investigación se utiliza las siguientes unidades en las variables; mm para distancia, mm² para área, kN para fuerza, kN-m para los momentos flectores, y MPa para los esfuerzos. Las unidades de las variables que no se encuentren en estas categorías se detallan al lado de cada variable, y en algunos casos se presenta el equivalente de la variable en otras unidades, entre paréntesis.

| | |
|------------------------------|--|
| A_s, A_{sw} | área de acero de refuerzo longitudinal y transversal respectivamente. |
| $A_{grieta}^s, A_{grieta}^i$ | ancho de grieta extremo inferior y superior respectivamente. |
| a | claro de corte del elemento. |
| b_w | base del elemento. |
| h, d | peralte y peralte efectivo del elemento respectivamente. |
| d_f | diámetro equivalente de la fibra. |
| E_c | módulo de elasticidad del concreto |
| E_s | módulo de elasticidad del acero |
| ID_{PA} | índice de daño de Park y Ang. |
| l_f | longitud de la fibra. |
| k | factor que toma en cuenta el efecto de escala. |
| L | longitud total de la viga. |
| Lx | distancia desde el punto x hasta el eje de aplicación de carga. |
| F | factor de las fibras. |
| f_t, f_{sp} | resistencia a tensión por compresión diametral. |
| f_{vd} | resistencia de fluencia a tensión de diseño <i>JSCE</i> |
| f_{Ptuk} | resistencia residual última a tensión del CRF para ancho de grieta de 1.5 mm, |
| f_{ctk} | resistencia a tensión del concreto simple CNR-DT 204. |
| f_y, f_{wy} | esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal respectivamente. |
| f_c | esfuerzo de resistencia del concreto a compresión. |
| f_c^* | esfuerzo de resistencia nominal del concreto a compresión. |
| f_{cr} | módulo de ruptura del concreto. |

| | |
|----------------------|--|
| M_x | momento flector en x |
| NE_{Hu} | energía disipada normalizada. |
| $P^{(+)}, P^{(-)}$ | carga en el sentido positivo y negativo respectivamente. |
| P_{ed} | fuerza efectiva de tensión del acero de longitudinal presforzado. |
| s | espaciamiento de los estribos. |
| V_a | resistencia a corte del mecanismo de arco. |
| V_t | resistencia a corte del mecanismo de armadura. |
| V_d, V_{Rd} | capacidad de corte de diseño de un elemento lineal |
| $V_c,$ | capacidad de corte que aportan el concreto simple |
| $V_{cf}, V_{Rd,F}$ | capacidad de corte que aporta el concreto con fibras. |
| V_f | capacidad de corte que aportan las fibras. |
| $V_s, V_{Rd,s}$ | capacidades de corte que aportan el refuerzo transversal. |
| V_{pd} | componente efectiva a tensión en el presfuerzo longitudinal. |
| α_s | ángulo del refuerzo transversal con respecto al eje del elemento. |
| α_p | ángulo del presfuerzo longitudinal con respecto al eje del elemento. |
| β_n | coeficiente que toma en cuenta la fuerza axial y el momento de diseño. |
| β_u | ángulo de la grieta diagonal superficial con el eje del elemento. $\beta_u = 45^\circ$ |
| β | constante que toma en cuenta el efecto de las demandas acumuladas de deformación plástica en el nivel de daño del elemento de concreto |
| ε_c | deformación del concreto. |
| ϕ | curvatura |
| Δx | medición del transductor de desplazamiento en el eje x . |
| γ_b | coeficiente de seguridad. |
| γ_C | coeficiente de seguridad para la matriz del concreto sin fibras. |
| γ_{xy} | deformación de corte. |
| τ | adherencia inter-facial de la matriz de concreto y las fibras. |
| ρ_f | fracción de volumen de fibra por metro cúbico de concreto. |
| ρ_l, ρ_w | cuantía de refuerzo longitudinal y transversal. |
| $\mu_{\delta_{max}}$ | ductilidad correspondiente a la demanda máxima de deformación. |
| μ_{δ_u} | capacidad última de deformación. |
| ν | factor de resistencia efectiva del concreto. |

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Es ampliamente conocido que el concreto tiene una destacable resistencia a compresión y durabilidad, pero tiene una baja resistencia a tensión, poca capacidad de deformación en la falla, y no tiene una ductilidad ni resistencia significativa en posagrietamiento, estas y otras deficiencias son tradicionalmente sobrellevadas con varillas de acero de refuerzo. No obstante, históricamente se ha invertido mucho esfuerzo en el mejoramiento del comportamiento de estructuras de concreto, y una alternativa muy atractiva es la adición de fibras en la matriz de concreto. Los resultados del uso de las fibras muestran mejoras en el comportamiento a posagrietamiento, tenacidad, ductilidad, resistencia, control de grietas y la disipación de energía, entre otros.

Aunque las fibras han sido usadas por más de cuatro décadas en la industria de la construcción, su aplicación en elementos estructurales se ha visto limitada por la falta de reglamentos de diseño. Por lo tanto, el uso de las fibras se ha concentrado en pocos sectores del mercado, como los pisos industriales, el revestimiento de túneles, las placas de concreto en los durmientes de las vías ferroviarias, y otros elementos prefabricados. Sin embargo, recientemente se han desarrollado guías de diseño del Concreto Reforzado con adición de Fibras (CRF). Por ejemplo; la norma italiana CNR-DT 204 (2006), la guía de diseño de Japón JSCE (2008), y parcialmente el comité ACI 318 (2014).

Para incorporar los beneficios de la fibra en los códigos de diseño de concreto reforzado es necesario recordar las bases de diseño del concreto simple. En este contexto, se podría decir que el comportamiento y el mecanismo de falla a flexión pura han sido estudiados y entendidos muy bien en elementos de concreto reforzado, y con la teoría de Bernoulli pueden predecirse racionalmente. Por el contrario, el entendimiento del comportamiento y mecanismo de falla de elementos sujetos a corte y flexión con o sin cargas axiales, de alguna manera ha sido más lenta, y cientos de estudios hablan de la complejidad del problema, y en general, la resistencia a corte de un elemento es estimado de manera más conservadora

que la resistencia a flexión, y algunas propuestas semiempíricas calculan la resistencia nominal de corte muy cerca del límite inferior de la base de datos experimentales.

Adicionalmente, entre los diferentes tipos de falla en los elementos de concreto reforzado simple, la falla por cortante puede ocurrir de forma frágil si su refuerzo es insuficiente o inadecuado, en consecuencia, particularmente en estructuras sujetas a sismos se da gran importancia a la ductilidad, y por esta razón se debe trabajar en evitar este tipo de falla. Sin embargo, en algunos casos se requiere gran cantidad de varillas de acero para prevenir una falla de corte frente a un sismo severo, generando congestión en el armado de las estructuras y dificultando la construcción de estos elementos. Frente a este problema, una posible forma de mejorar el desempeño a corte y la ductilidad de los elementos sin adicionar más varillas de acero, es adicionando fibras en la matriz del concreto.

Varios investigadores han encontrado que la presencia de las fibras en el concreto, principalmente mejoran la ductilidad del concreto bajo cualquier modo de carga. Por el contrario las mejoras en términos de resistencia varían entre las pruebas de compresión, tensión, corte, torsión y flexión (ACI 544.1R-96, 2002). Estos y otros beneficios destacables del CRF, dependen del tipo de fibra y varios parámetros que se describen en el capítulo 2.

Pese a los destacables ejemplos de estructuras de concreto reforzado con adición de fibras, los estudios de este material en aplicaciones sísmicas es reducida. Pero los pocos resultados con los que se cuenta son prometedores y se espera que en el futuro las fibras sean una alternativa aceptada en el reglamento de México, ya sea para mejorar la seguridad de la estructura o para competir con los materiales tradicionales.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Después de la gran cantidad de investigaciones realizadas en las últimas décadas se tiene un mejor conocimiento del mecanismo de fractura del concreto con fibras, y los avances tecnológicos del concreto puesto en obra han permitido superar las dificultades de trabajabilidad que generan las fibras. Aunado a esto, la reciente incorporación de guías de diseño estructural de concreto reforzado con adición de fibras se ha visto impulsada, por el desarrollo de fibras para aplicaciones estructurales (Mondo, 2011), y actualmente se cuenta con un amplio rango de fibras con mejoras tecnológicas admirables. Por ejemplo, fibras con altas resistencias, geometrías complejas y elevada superficie específica (Naaman, 2003).

No obstante, la mayoría de las expresiones que estiman la capacidad a corte de vigas de CRF se basan en modelos sin acero de refuerzo transversal, y gran parte de las investigaciones se concentran en elementos

de concreto reforzado con fibras de acero bajo cargas monótonas crecientes. Y entre los estudios de elementos de concreto con adición de fibras sometidos a un patrón de carga cíclico reversible, un gran número de investigadores concentra su atención en elementos de Concreto Reforzado de Alto Desempeño con adición de Fibras (CRADF). Sin embargo, si bien los resultados de elementos de CRF regulares son menos extraordinarios que los obtenidos con CRADF, los beneficios del CRF no dejan de ser notablemente importantes con respecto a un concreto simple.

Por otro lado, a pesar de que las fibras sintéticas han demostrado ser un material muy atractivo y competitivo, su estudio en elementos tipo viga es muy reducido. En este contexto, el conocimiento que se tiene actualmente del CRF viene principalmente de las fibras de acero, por lo que se requiere mayor experiencia en fibras jóvenes como las fibras sintéticas.

En México la aplicación de las fibras ha tenido poca aceptación como refuerzo principal en miembros estructurales en flexión-crítica y cortante-crítico bajo la incidencia de fuerzas sísmicas. Esto es atribuible a la limitada investigación en el uso de fibras en tales condiciones. Por lo tanto, es necesaria mayor investigación en la predicción del comportamiento a corte del CRF, para poder desarrollar guías de diseño que permitan entender y proveer confiabilidad en la utilización de los beneficios del CRF

Con el fin de promover el uso de las fibras en las estructuras de concreto reforzado como una alternativa confiable, este trabajo de investigación pretende contribuir en la experiencia del uso de fibras sintéticas en elementos viga con fuerza de corte dominante, sometido a cargas cíclicas reversibles.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Estudiar experimentalmente el comportamiento de vigas de concreto reforzado con adición de fibras, sujetas a un patrón de flexión-cortante con características de demanda cíclica reversible

1.3.2 Objetivos Específicos

- Construir y ensayar elementos viga de CRF a escala natural con rangos de parámetros poco estudiados en la comunidad científica.
- Evaluar la rigidez, la capacidad de disipación de energía, deformación, y el nivel de daño de las vigas de concreto reforzado con adición de fibras.
- Evaluar la contribución de las fibras en la resistencia a corte considerando la ductilidad de rotación.

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

2.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Desde tiempos ancestrales las fibras fueron usadas para reforzar materiales frágiles, y en 1874 se tiene evidencia de la primera patente de concreto reforzado con adición de fibras por A. Berard, desde entonces un nuevo concepto de refuerzo discreto hecho con fibras nació (Mondo, 2011). En 1910 se realizó uno de los primeros experimentos usando elementos de acero de refuerzo discontinuos, como segmentos de clavo para mejorar las características del concreto. Más adelante, al final de los años 1950' y al comienzo de los 1960', Romualdi, Baston y Mandel publicaron artículos sobre un diseño de fractura mecánica aproximada para el CRF, lo cual señaló el inicio de la investigación moderna del CRF (Mondo, 2011).

Desde la mitad de los años 1980' se han fabricado muchas nuevas fibras, de varios tamaños, de distintas formas, y de diferentes materiales. Por ejemplo: acero, polipropileno, polietileno, polímeros, carbono, vidrio, asbesto y otros materiales naturales. La Figura 2.1 ilustra un ejemplo de las fibras comerciales disponibles en el mercado. La selección del tipo de fibra o la combinación de dos o más fibras, depende de los beneficios que se requiera de cada fibra. Por ejemplo, las fibras de asbesto han sido usadas por mucho tiempo en tuberías y láminas de techos, las fibras de vidrio son aplicadas en el refuerzo de materiales en automotores o en la industria naval, las fibras vegetales son empleadas en edificaciones de bajo costo, y las fibras sintéticas son usadas para reducir el agrietamiento por contracción plástica, y para incrementar la resistencia de desprendimiento al fuego en elementos de concreto (ibídem).

Debido al alto costo del material y a las restricciones tecnológicas, el desarrollo del conocimiento de este material ha sido más lento, y por mucho tiempo el CRF no fue utilizado en aplicaciones estructurales. No obstante, en la última década se han superado estas y otras barreras, y el uso de las fibras en estas aplicaciones ha sido aceptado en varios países (Mondo, 2011).

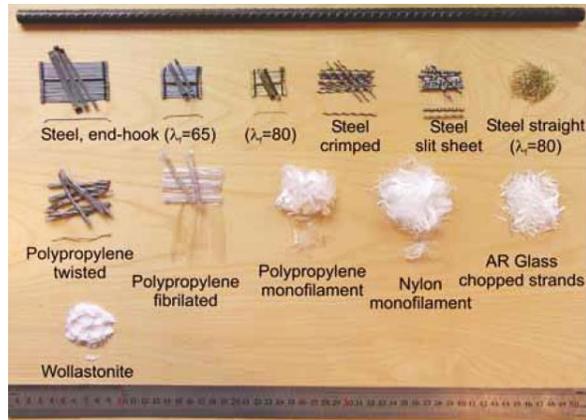


Figura 2.1: Ejemplo de fibras comerciales disponibles en el mercado (Löfgren, 2005)

2.2 PROPIEDADES PLÁSTICAS Y MECÁNICAS DEL CRF

Naaman et al. (2003) definen al concreto reforzado con adición de fibras, como la composición de fibras y la matriz de concreto, donde la fibra se considera discontinua con orientación aleatoria y distribuida uniformemente sobre el volumen de concreto. A continuación se describe la influencia de las características de las fibras y la matriz del concreto en las propiedades plásticas y mecánicas del CRF.

Geometría y resistencia a tensión de la fibra: La Figura 2.2 muestra la geometría de algunas de las fibras existentes en el mercado para aplicaciones estructurales, donde las variaciones entre fibras buscan evitar la fractura de la fibra por baja resistencia a tensión, y lograr la falla por adherencia o arrancamiento de la fibra dentro de la matriz de concreto. Por ejemplo, las fibras fabricadas de acero-carbón o de acero inoxidable tienen resistencias a tensión que oscilan entre 200 y 2600 MPa (Mondo, 2011), y la fibra de polipropileno macrosintética utilizada en este trabajo tienen una resistencia a tensión de 550 MPa. Por lo tanto, incrementos en la resistencia de las fibras y mejoras en la geometría que favorezcan el anclaje y la adherencia con la matriz de concreto, resultan en un mejor desempeño dúctil del CRF, para ilustrar lo anterior, la Figura 2.3b compara varios tipos de fibra en una gráfica de esfuerzo y deformación a tensión directa (Naaman, 2003).

Contenido del volumen de fibra (ρ_f): Las investigaciones recientes de Löfgren (2005), Susetyo (2009), Mondo (2011) y Luo (2014), confirman las tendencias marcadas por investigadores anteriores, y concluyen que incrementos en la fracción de volumen de fibra mejoran la rama descendiente de compresión de la relación esfuerzo-deformación (Figura 2.3a), resultando en una mejora significativa de la tenacidad, ductilidad, y resistencia posagrietamiento; además se ha propuesto como el límite inferior de ρ_f entre 0.5% y 0.75% para asegurar las mejoras esperadas. Por otro lado, para que el incremento de la resistencia

a compresión sea notable, se requiere contenidos de fracción de volumen de fibra superiores al 15%, sin embargo, a pesar de la ventajas asociadas con el incremento de ρ_f , debido a la trabajabilidad en estado fresco, la producción del CRF con alto contenido de fibras requiere de técnicas especiales de mezclado y puesta en sitio.

Zollo (1997) plantea que es importante notar que puede existir un punto donde el incremento del contenido de fibras no se traduzca en un incremento proporcional de la tenacidad, ductilidad y otras propiedades, como consecuencia, es necesario poner límites al contenido máximo del ρ_f . Susetyo (2009) describe que algunos estudios han mostrado que la saturación de las fibras puede ser cercana al 1% o 1.5% para concreto reforzado con adición de fibras de acero, y el comité ACI 544.1R-96 (2002) recomienda; un ρ_f máximo de 2% para CRF con fibras convencionales, para microfibras de acero pequeñas un ρ_f entre 5% y 9% si el producto es clasificado como Concreto Reforzado de Ultra Alto Desempeño con adición de Fibras (CRUADF). Otros investigadores y reglamentos proponen similares rangos de aplicabilidad de la fracción de volumen de fibra.

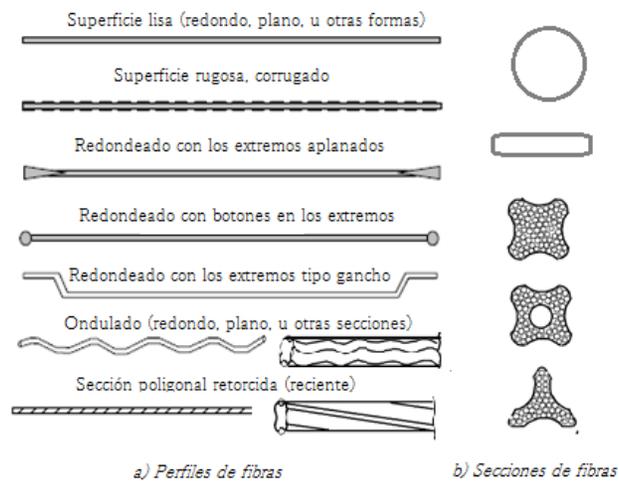


Figura 2.2: Formas y secciones geométricas de las fibras más empleadas (Naaman, 2003).

Relación de aspecto de la fibra (l_f/d_f): Las investigaciones de Löfgren (2005), Susetyo (2009), Mondo (2011) y Luo (2014), han mostrado que el incremento de la relación entre la longitud de la fibra (l_f) y el diámetro equivalente de la fibra (d_f) tiene poca influencia en la resistencia a compresión, pero mejora significativamente la tenacidad, la ductilidad, y la resistencia a tensión del CRF. Los efectos son más notables para relaciones de aspecto mayores a 75. Para ejemplificar lo descrito, las Figura 2.3a y 2.3b ilustran las mejoras en el comportamiento a compresión y tensión respectivamente.

Orientación de la fibra: Shah y Rangan (Luo, 2014) en 1974 estudiaron las propiedades del CRF, y concluyeron que análogamente al refuerzo convencional de acero, las fibras son más eficientes cuando estas están alineadas paralelamente a la dirección de los esfuerzos de tensión, y son menos eficientes cuando están perpendiculares a la dirección del esfuerzo de tensión. En este contexto, el factor de orientación de la fibra tiene gran importancia en elementos de pequeño espesor, esto debido al incremento de probabilidad de que la fibra se alinea por sí misma en la dirección del esfuerzo a tensión en un miembro delgado.

Módulo de elasticidad: El CRF típicamente tiene un módulo de elasticidad menor que el de un concreto simple, esto se debe al requerimiento de menores cantidades de agregados gruesos en CRF que en los concretos simples (Susetyo, 2009).

Matriz del concreto: Los estudios de Tang (1994, citado por Karrar, 2015) y Naaman (1996) han mostrado que un incremento en la resistencia a compresión del concreto incrementa la unión entre las fibras y la matriz de concreto. En consecuencia, la combinación del uso de fibras mejoradas y una matriz del concreto que incrementan la adherencia con las fibras condujeron a una nueva clasificación del CRF denominado “concreto reforzado de alto desempeño con adición de fibras” (CRADF). El atributo de alto desempeño (AD) implica una optimizada combinación de las propiedades como: el comportamiento de cuasi endurecimiento por deformación, múltiple agrietamiento, resistencia, tenacidad, absorción de energía, rigidez, durabilidad, y resistencia a la corrosión. Aunque es difícil fijar un límite en la conversión de un CRF en un CRADF, una aproximación ha sido la de definir un límite inferior basado en la forma de su respuesta esfuerzo-deformación en tensión, si la curva esfuerzo-deformación (Figura 2.3b) muestra un comportamiento de cuasi endurecimiento por deformación entonces se alcanza el alto desempeño.

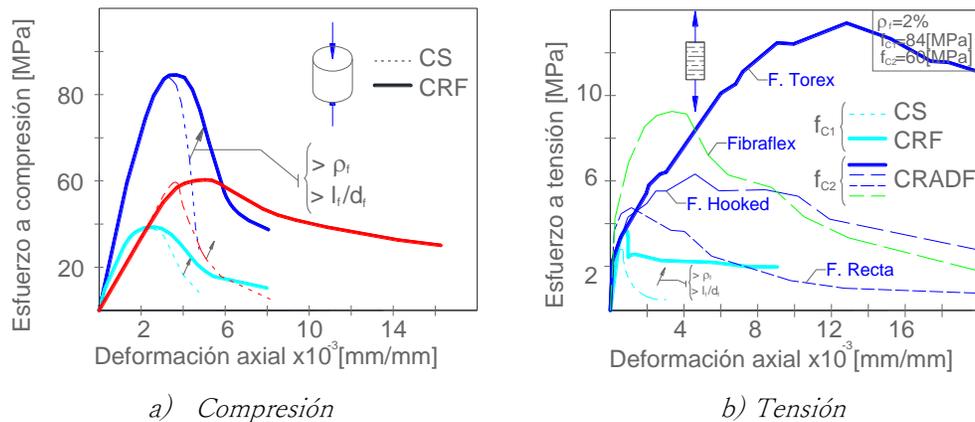


Figura 2.3: Curvas esfuerzo-deformación, CS=Concreto Simple, CRF=concreto reforzado con fibras, CRADF=Concreto de Alto Desempeño Reforzado con adición de Fibras. Fuente: Naaman (2003)

Mecanismo posagrietamiento: Se han planteado al menos dos aproximaciones teóricas para modelar el mecanismo del CRF: la teoría convencional de refuerzo relacionada con la resistencia de materiales, y el enfoque de detención de grietas y energía absorbida relacionada con el mecanismo de fractura. El grado de importancia relativo dado a cualquier teoría va a depender de la formulación específica y las técnicas usadas para la producción del CRF, así como su aplicación. Sin embargo, la experiencia sugiere que muy poco énfasis se ha dado a las características de absorción de energía de CRF y que este desempeño benéfico es poco utilizado (Zollo, 1997).

El diagrama esquemático de la Figura 2.4 muestra las formas en que actúan las fibras para absorber energía y controlar el agrietamiento. Empezando por la fibra del extremo izquierdo en la figura y avanzando a lo largo de la grieta hacia la derecha se presenta; la ruptura de la fibra, arrancamiento de la fibra, puente de fibra por tensión a través de la fibras, y adherencia en la interfaz fibra y matriz de concreto, respectivamente. Este mecanismo no depende del espaciamiento entre fibras, porque estas son efectivas incluso en cantidades muy pequeñas. Es el efecto acumulativo de numerosas fibras localizadas en la topografía restringida de la fase plástica de un concreto simple lo que ha mostrado ser significativo (Zollo, 1997).

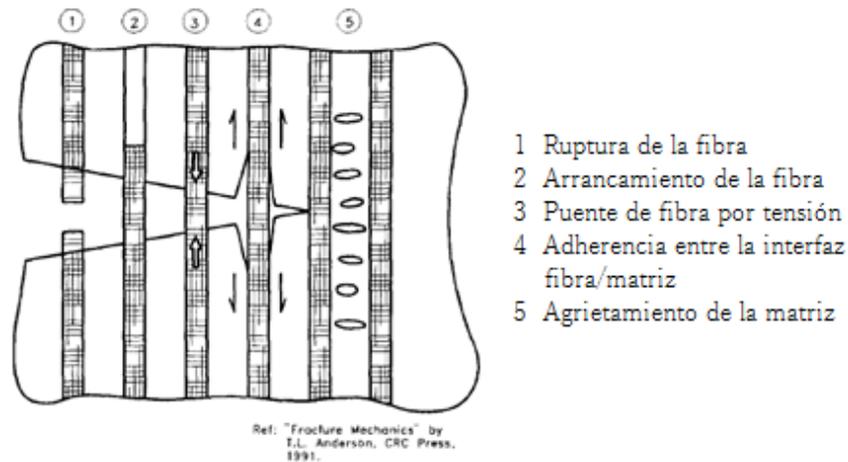


Figura 2.4: Mecanismo de absorción de energía entre la fibra y la matriz de concreto (Zollo, 1997).

2.3 CAPACIDAD A CORTE DE VIGAS DE CRF.

En las últimas décadas se ha realizado una cantidad importante de investigaciones teóricas y experimentales para calcular la resistencia cortante de vigas de CRF bajo cargas monótonas. Por ejemplo, Parra-Montesinos (2006), Mondo (2011), y Pitcha, (2013). Las ecuaciones propuestas por los investigadores pueden ser divididas en dos categorías. La primera categoría asume que las fibras dan una resistencia adicional a la resistencia provista por el concreto simple y los estribos, este tipo de formulación tiene el formato básico siguiente: $V = V_c + V_s + V_f$ donde V_c , V_s y V_f son las resistencias cortantes que son tomadas por el concreto, los estribos y las fibras respectivamente. La segunda categoría considera que las fibras influyen directamente en la capacidad a corte del concreto y no considera de forma explícita las características de las fibras, este tipo de formulación incluye en el concreto las características obtenidas por la adición de las fibras, y está basado en la observación de que fibras del mismo tipo pueden llegar a diferentes resultados si se añaden a distintas matrices de concreto. Los precursores de esta segunda categoría creen fuertemente que es imposible avanzar en la fuerza de corte tomada por las fibras solamente considerando el tipo de fibra y su porcentaje (Mondo, 2011).

A continuación se describe algunas propuestas para determinar la capacidad a corte de elementos con CRF, donde el conocimiento que se tiene del CRF viene principalmente de fibras de acero, y se recomienda tomar recaudos en el uso de fibras relativamente jóvenes en el mercado y con reducida experiencia, debido a la incertidumbre en otras propiedades.

2.3.1 Guías de diseño para CRF en cortante.

JSCE (2008): La guía de diseño de JSCE para el concreto reforzado con adición de fibras de acero, considera que la capacidad de corte de los elementos de CRF puede ser calculado con la ecuación (1), donde, V_{JSCE} es la capacidad de corte de diseño de un elemento lineal, V_{cd} , V_{sd} , V_{fd} , y V_{pd} son las capacidades de corte que aportan el concreto, el refuerzo transversal, las fibras, y la componente efectiva a tensión en el presfuerzo longitudinal respectivamente, las cuales se determinan con las ecuaciones (1.1), (1.2), (1.3) y (1.4), respectivamente. Para aplicar las expresiones propuestas por esta guía de diseño se debe asegurar las características mínimas de un material de concreto reforzado de alto desempeño con adición de fibras (CRADF). La contribución de las fibras en la capacidad a corte V_{fd} se considera principalmente en función del ángulo de la grieta diagonal superficial con el eje del elemento β_u y la resistencia de fluencia a tensión de diseño f_{vd} ; la guía recomienda utilizar un ángulo de 45° , y realizar ensayos de probetas tipo hueso de perro a tensión directa para determinar f_{vd} .

Nótese que la ecuación propuesta no considera los beneficios de la disipación de energía del mecanismo posagrietamiento del CRF.

$$V_{JSCE} = V_{cd} + V_{sd} + V_{fd} + V_{pd} \quad (1)$$

$$V_{cd} = 0.14 \cdot \beta_n \sqrt[4]{1000/d} \cdot \sqrt[3]{\rho_l f_c b_w d} / \gamma_b \quad (1.1)$$

$$V_s = \rho_w f_{wy,d} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) b_w z / \gamma_b \quad (1.2)$$

$$V_{fd} = \left(\frac{f_{vd}}{\tan \beta_u} \right) \cdot b_w \frac{z}{\gamma_b} \quad (1.3)$$

$$V_{ped} = P_{ed} \sin \alpha_p / \gamma_b \quad (1.4)$$

Donde:

- β_n es el coeficiente que toma en cuenta la fuerza axial y el momento de diseño.
- γ_b es un coeficiente de seguridad.
- b_w es la base del elemento.
- d es el peralte del elemento.
- ρ_l y ρ_w es la cuantía de refuerzo longitudinal y transversal respectivamente.
- f_c es la resistencia del concreto a compresión.
- $f_{wy,d}$ es la resistencia del acero de refuerzo transversal.
- α_s es el ángulo del refuerzo transversal con respecto al eje del elemento.
- P_{ed} es la fuerza efectiva de tensión del acero longitudinal presforzado.
- α_p es el ángulo del presfuerzo longitudinal con respecto al eje del elemento.
- z es la distancia entre la resultante del esfuerzo a compresión con el centroide del acero de refuerzo a tensión.

CNR-DT 204 (2006): La resistencia a corte V_{Rd} en elementos con refuerzo longitudinal convencional y sin esfuerzo axial se puede determinar con la ecuación (2), donde $V_{Rd,F}$ es la capacidad de corte del concreto con fibras y $V_{Rd,s}$ es la capacidad atribuida al refuerzo transversal y se pueden determinar con las ecuaciones (2.1) y (2.2) respectivamente, f_{Ftk} es el valor característico de la resistencia residual última a tensión del concreto con fibras considerando un ancho de grieta de 1.5 mm, f_{ctk} es el valor característico de la resistencia a tensión del concreto simple, y k es un factor que toma en cuenta el efecto de escala.

$$V_{Rd} = V_{Rd,F} + V_{Rd,s} \quad (2)$$

$$V_{Rd,F} = \frac{0.18}{\gamma_c} k \cdot \left[100 \rho_l \left(1 + 7.5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) f_c \right]^{1/3} b_w d \quad (2.1)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z_s \cdot f_{wyd} (\cot \alpha_s + \cot \theta) \sin \alpha_s \quad (2.2)$$

$$k = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2.0 \quad (2.3)$$

Donde:

- γ_c es un coeficiente de seguridad para la matriz del concreto sin fibras.
- s es el espaciamiento de los estribos.
- θ es el Angulo entre el puntal de compresión del concreto y el eje de la viga perpendicular a la fuerza de corte, si no se tiene acero presforzado adoptar 45° .
- z_s es el brazo de palanca interno, para elementos con peralte constante, correspondiente al momento flector del elemento bajo consideración.

ACI 318-14 (2014): El análisis de los resultados de 147 vigas de concreto reforzado con adición de fibras de acero compilada por Parra-Montesinos (2006) permitieron que el código de edificaciones ACI 318-14 haga una excepción en el requerimiento mínimo de refuerzo a corte en aplicaciones no sísmicas. Esta investigación concluye que para contenidos de fracción de volumen mayor al 0.75% en vigas con relación de claro de corte y peralte efectivo (a/d) mayor igual a 2.8, el límite inferior del esfuerzo a cortante del CRF es $0.3\sqrt{f'_c}$ MPa ($0.96\sqrt{f'_c}$ kgf/cm²).

Nótese que las expresiones descritas mantienen la esencia de la capacidad a corte de concreto simple, y se proponen factores de modificación como en el caso de CNR-DT 204, o se adicionan directamente como en JSCE, o se introducen parcialmente como en el caso del ACI 318-14.

2.3.2 Otras propuestas de la capacidad a corte de vigas de CRF

Sharma (1986) ha propuesto la ecuación (3) para calcular la capacidad de corte de vigas de concreto reforzado con adición de fibras de acero, esta ecuación tiene naturaleza empírica y fue formulada con resultados de fibras lisas, onduladas y fibras con los extremos deformados, y considera la influencia de las fibras solamente a través del parámetro f_t (resistencia a tensión por compresión diametral).

$$v_{cf} = k_s f_t \left(\frac{d}{a} \right)^{0.25} \quad (3)$$

$$k=1 \text{ si } f_t \text{ se obtiene del ensayo a tensión directa.} \quad (3.1)$$

$$k=2/3 \text{ si } f_t \text{ se obtiene por ensayos de tensión indirecta} \quad (3.2)$$

$$k=4/9 \text{ si } f_t \text{ se obtiene usando el módulo de ruptura, o } f_t = 0.79 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (3.3)$$

Donde:

- a es el claro de corte del elemento.
- d es el peralte efectivo del elemento.

Narayanan y Darwish (1987) sugirieron que la resistencia cortante última de vigas de CRF puede ser predicha con la ecuación (4), y considera la resistencia a tensión por compresión diametral f_{sp} , la acción del refuerzo longitudinal ρ_l , la contribución del arrancamiento de las fibras a lo largo de la grieta inclinada, la cual está representada por un factor de adherencia inter-facial de la matriz de concreto y las fibras τ , y un factor de las fibras F . La ecuación (4.1) incluye la relación de aspecto de la fibra L_f / d_f , la fracción del volumen de fibra ρ_f , e introduce un nuevo parámetro D_f que depende de las características de adherencia de las fibra (0.5 para fibras redondeadas, 0.75 para fibras onduladas, y 1.0 para fibras dentadas).

$$v_{cf} = e \cdot \left(0.24 f_{sp} + 80 \rho_l \frac{d}{a} \right) + 0.41 \cdot \tau \cdot F \quad (4)$$

$$F = \frac{L_f}{d_f} \cdot \rho_f \cdot D_f \quad (4.1)$$

$$e = 1 \text{ para } a / d > 2.8 \quad (4.2)$$

$$e = 2.8 \frac{d}{a} \text{ para los casos restantes.} \quad (4.3)$$

Li et al. (1992) ensayó vigas de concreto reforzado con adición de fibras de acero y sintéticas, y propuso las ecuaciones (5.1) y (5.2). Las fibras manufacturadas de acero, aramid, acrílico y polietileno fueron utilizadas como refuerzo a cortante. La ecuación está basado en el producto de la resistencia a flexión f_f y la resistencia a tensión por compresión diametral del CRF f_{sp} , sin embargo, como el comportamiento del CRF en cortante es diferente al de flexión, el uso de la resistencia a flexión en las expresiones de cálculo puede ser discutible.

$$v_{cf} = 1.25 + 4.68 \left[(f_f f_{sp})^{3/4} \left(\rho_l \frac{d}{a} \right)^{1/3} d^{-1/3} \right] \quad \text{Si } a/d > 2.5 \quad (5.1)$$

$$v_{cf} = 9.16 \left[(f_f)^{2/3} (\rho_l)^{1/3} \frac{d}{a} \right] \quad \text{Si } a/d < 2.5 \quad (5.2)$$

Greenough y Nehdi (2008) investigaron la influencia de dos tipos de fibra en el comportamiento a cortante de elementos de concreto reforzado con adición de fibras auto-compactados. Las expresiones propuestas por el ACI-318 fueron modificadas por Greenough y Nehdi basados en un análisis de regresión, donde la ecuación (6) fue formulada a partir de vigas de CRF con fibras de acero y polietileno solamente. Esta propuesta rescata parcialmente los parámetros τ y F propuestos por Narayanan y Darwish (1987).

$$v_{cf} = 0.167 \sqrt{f_c'} + \frac{L_f}{d_f} \rho_f \rho_l \frac{d}{a} + 0.9 \cdot 0.41 \tau \frac{L_f}{d_f} \rho_f \quad (6)$$

En general, muchos investigadores se han enfocado exclusivamente en las fibras de acero, y los estudios experimentales son principalmente bajo cargas monótonas y sin proveer estribos de acero, siendo escasos los datos del comportamiento estructural de CRF bajo cargas cíclicas y con fibras de un material distinto al acero. De las propuestas descritas, solo Sharma (1986) incluyó especímenes combinados con estribos como refuerzo. Por otro lado el factor de la fibra F y el esfuerzo de adherencia con la matriz del concreto (τ), no han sido satisfactoriamente cuantificados todavía. En adición, el comportamiento de mejoramiento del decaimiento de las curvas de concreto es considerado parcialmente, y no hay una propuesta que contemple los beneficios de la fibra en la ductilidad de rotación como lo hace la guía de diseño estructural de edificios de concreto reforzado AIJ-94 para elementos de concreto simple.

2.4 ESTUDIOS BAJO CARGA CÍCLICA REVERSIBLE.

Vigas de Concreto Reforzado de Ultra Alto Desempeño con adición de Fibras (CRUADF)

Hung et al. (2016) estudiaron el comportamiento cíclico de elementos de flexión de CRUADF reforzados con varillas de alta resistencia, y Chao et al. (2016) estudiaron el comportamiento sísmico de elementos de marco de momento viga y columna de CRUADF con resistencia a compresión mayor a 150 MPa. El resultado de las pruebas mostró mejoras en la ductilidad a compresión y tensión antes de la falla, múltiple agrietamiento y alta tolerancia de daño, amplia capacidad de disipación de energía, retención de rigidez, apropiada redistribución de las fuerzas, mayor resistencia a corte, excelentes características de puente de agrietamiento y confinamiento, cambio completo de los típicos modos de falla, y prevención de desastres prematuros del concreto por pandeo de las barras. En consecuencia, los resultados sugieren que las actuales especificaciones de diseño sísmico del ACI 318 puedan ser menos estrictas si se usa CRUADF.

Muros y vigas de acoplamiento de CRADF.

Setkit (2012) estudió el comportamiento sísmico de vigas de acople construidas con CRADF, y Lequesne y Parra-Montesinos (2016) estudiaron la respuesta sísmica de muros acoplados de CRADF. El uso del CRADF fue evaluado como un medio para reducir el refuerzo diagonal y de confinamiento de las vigas de acople a través de ensayos de especímenes a gran escala bajo cargas cíclicas reversibles laterales. Donde las vigas exhibieron un comportamiento de histéresis estable a pesar de tener un refuerzo diagonal y confinamiento reducido. La adición de una alta fracción de volumen de fibra (1.5%) incrementó la resistencia en 13% y la máxima deriva total en 64%. La ductilidad de curvatura pico calculadas para muros de concreto simple y CRADF fueron 10 y 20 respectivamente, es decir que tanto las deformaciones a tensión como a compresión fueron mayores en los muros de CRADF. Para propósitos de diseño, la contribución del CRADF como material a la resistencia a cortante puede estimarse de forma conservadora como $0.415\sqrt{f'_c}$ MPa ($1.3\sqrt{f'_c}$ kgf/cm²) por el área de la sección transversal de la viga.

Uniones viga-columna de CRADF.

Parra-Montesinos et al. (2005) estudiaron la tolerancia de daño elevado bajo carga cíclica en uniones viga columna fabricados con CRADF. Los ensayos con fibras de polietileno (ρ_f de 1.5%) exhibieron excelente resistencia, capacidad de deformación y tolerancia de daño. Además, las varillas longitudinales no mostraron signos de pandeo, y concluyeron que el uso de CRADF en regiones donde se espera se formen articulaciones plásticas permite un incremento en el espaciamiento del refuerzo transversal hasta la mitad del peralte de la viga.

Vigas de CRADF.

Parra-Montesinos et al. (2007) estudiaron la capacidad de deformación y la resistencia a corte de elementos de flexión de CRADF bajo largos desplazamientos reversibles. Las variables experimentales principales fueron: tipo de fibra, fracción de volumen de fibra, tipo de matriz de concreto, promedio de demanda de esfuerzo de corte en la fluencia a flexión, y resistencia a corte. Todas las vigas de CRADF con o sin refuerzo transversal, exhibieron capacidades de deriva de al menos 4% y no se observó pandeo en el refuerzo longitudinal hasta rotaciones en la articulación plástica del 4%, un ejemplo de los resultados se muestra en la Figura 2.5. El nivel de esfuerzo de corte de $0.3\sqrt{f'_c}$ MPa ($0.95\sqrt{f'_c}$ kgf/cm²) representa un límite inferior para el cual no ocurren fallas por corte en los especímenes de CRADF ensayados, independientemente de la demanda de rotación inelástica.

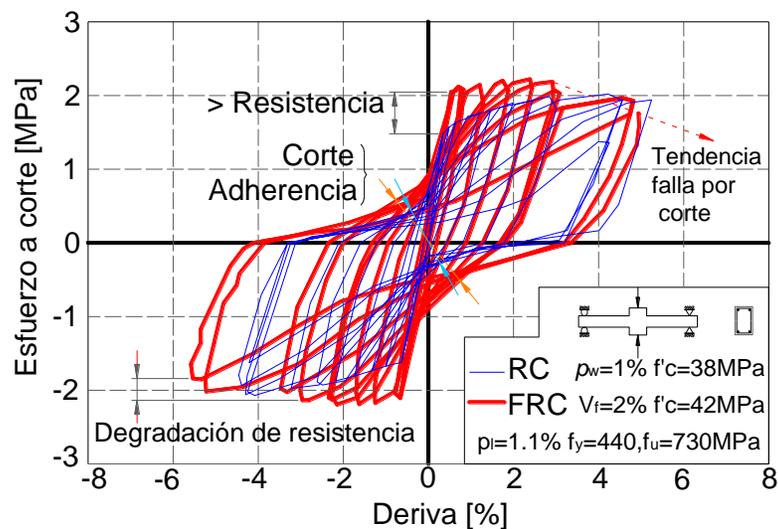


Figura 2.5: Esfuerzo cortante versus respuesta de deriva (Parra-Montesinos et al., 2007).

Tavallali (2011) estudió siete especímenes, tres fueron longitudinalmente reforzados con barras de acero convencionales (grado 60) y cuatro con barras de acero de alta resistencia (grado 97). Otras variables experimentales fueron: fracción de volumen de fibras de acero (0 o 1.5%), espaciamiento del refuerzo transversal ($d/4$ o $d/2$), y la relación de refuerzo longitudinal de compresión con tensión ($\rho'_l / \rho_l = 0.5$ o 1), resistencia nominal a compresión fue de 41 MPa. Las vigas con acero grado 97 tuvieron capacidades de relación de deriva mayores al 10% comparado con respecto a vigas similares con barras convencionales.

Comportamiento Cortante en Paneles de CRF.

Carnovale y Vecchio (2014), y Lou y Vecchio (2016) estudiaron el comportamiento del concreto reforzado con adición de fibras de acero y polipropileno bajo cortante cíclico reversible en paneles. De los resultados se observó que el panel cargado de forma monótona creciente, desarrolló un esfuerzo máximo de corte de 6.0 MPa y una deformación pico de corte $\gamma_{xy}=6*10^{-3}$, y con respecto a este modelo, el panel cargado cíclicamente experimentó una degradación de resistencia del 25%, y una reducción del 52% en la deformación cortante pico, afectando negativamente la habilidad de puente de agrietamiento de las fibras. Más adelante notaron que el panel de concreto con contenido de fibras de 0.5% y sin refuerzo transversal no presentó una adecuada resistencia a corte bajo condiciones de carga cíclica reversible; el grado de deterioro cíclico fue muy notable para este concreto. Este severo efecto perjudicial de la carga cíclica en paneles es contrario al comportamiento de carga cíclica de cortante-crítico en vigas. Los investigadores sugieren realizar más estudios y mejoras en la tecnología de anclaje y rigidez de las fibras de polipropileno antes de asegurar la resistencia a cortante, y aun no recomiendan la completa sustitución del refuerzo mínimo de acero transversal por las fibras en elementos dúctiles o donde el esfuerzo cortante es la principal preocupación para aplicaciones sísmicas.

Vigas de CRF.

Chaloris (2013) estudió vigas de concreto con adición de fibras de acero sometidas a deformaciones cíclicas bajo un esfuerzo de corte predominante. De los resultados se observa que incluso en vigas con bajo contenido de volumen de fibra muestran incrementos en la carga última, la deriva última, y la energía disipada de las vigas. También se nota una mejora en el inicio del agrietamiento, el cortante-crítico, y la respuesta posagrietamiento. Un 0.75% de volumen de fibra puede alterar el modo de falla de la viga bajo carga cíclica cambiándola de falla por corte a una falla más dúctil de corte-flexión. Además, con al menos un 0.5% de volumen de fibra se mejora la degradación de resistencia por carga cíclica de un 20% (concreto simple) a 14% (CRF). Los ensayos cíclicos también indican que las fibras de acero no solo evitan el desarrollo de las grietas si no también evitan que las grietas se cierren durante las cargas reversibles. Sin embargo, el CRF ha demostrado ser capaz de soportar condiciones cíclicas de cargas exhibiendo gran capacidad de disipación de energía con respecto al concreto simple.

2.5 INVESTIGACIONES EN MÉXICO.

Izaguirre et al. (2004) estudiaron la capacidad a cortante por tensión diagonal en vigas de concreto con adición de fibras de acero. Se analizó experimentalmente treinta y dos vigas con relación de claro de corte y peralte de 2, bajo cargas monótonas crecientes. De los resultados se pudo observar que la presencia de las fibras provee mayor capacidad de resistencia a corte, sin embargo, concluyen que el acero de refuerzo transversal continúa jugando un rol importante para desarrollar mayores deformaciones.

Dávila (2010) estudió el efecto de la adición de fibras sintéticas sobre las propiedades plásticas y mecánicas del concreto; más adelante López (2015) analizó experimentalmente las propiedades del concreto reforzado con fibras cortas de acero y macrofibras de polipropileno, y evalúan la influencia del tipo y consumo de fibra adicionado. El estudio comprende la evaluación de las propiedades plásticas y mecánicas del concreto con fibras y los resultados ilustran que las fibras proporcionan incrementos importantes en la mayoría de las propiedades del concreto en estado fresco y endurecido.

Zarate (2014) analizó el comportamiento a tracción del concreto reforzado con fibras mediante el ensayo de doble punzonamiento, en líneas generales los resultados confirman el comportamiento reportado por otros investigadores, y reportaron que el ensayo de Barcelona para determinar la resistencia a tracción indirecta del CRF es una alternativa viable.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUCCIÓN

El programa experimental consta de seis modelos de viga de concreto reforzado, de los cuales cinco tienen adición de fibras sintéticas. Las variantes en los modelos son: dos tipos de cuantía de acero de refuerzo longitudinal, dos tipos de volumen de contenido de fibra, y distintas disposiciones de cuantía de acero de refuerzo transversal. La combinación de dichas variables tiene por objeto observar la contribución de la presencia de la fibra sintética en elementos de concreto con altas demandas de esfuerzo cortante.

Los modelos fueron construidos en pares, de modo que cada par de vigas se conectan a un elemento rígido central con la intención de representar vigas en voladizo a cada lado. Uno de los modelos se ensayó bajo una carga monótona creciente y los cinco modelos restantes fueron sometidos a un patrón de carga cíclica reversible.

3.2 PARÁMETROS DE ESTUDIO

Los códigos de los modelos se conforman de cuatro partes:

- La primera parte representa el protocolo de carga, “M” para carga monótona creciente y “C” para carga cíclica reversible, acompañado de los valores “1” y “2” para ductilidad de rotación objetivo de uno y dos respectivamente.
- La segunda se refiere a la cuantía de acero de refuerzo longitudinal en porcentaje, “2.11” para cuantía máxima y “1.56” para cuantía promedio.
- Luego se muestra el contenido de fibra, “0F” para concreto simple sin fibras, “1.0F” y “1.5F” para porcentajes de volumen de fibra usados en el concreto de los especímenes.

- La última parte en la denominación de los modelos es la cuantía de refuerzo transversal en porcentaje, 0.57 para concreto simple sin fibras, 0.38, 0.34, y 0.23 para los modelos con ρ_f de 1%, y 0.23 y 0.0 para los modelos con ρ_f de 1.5%.

3.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MODELOS

Características geométricas: La geometría a escala natural de los modelos fue seleccionada para representar elementos de concreto con comportamiento crítico al efecto de corte. Por esta razón, se generó una configuración geométrica con relación de claro de corte y peralte efectivo a/d cercana a 2, donde, todas las vigas son de sección rectangular y tienen las mismas dimensiones de longitud, peralte y ancho, $L/h/b_w = 1050/500/250$ mm, y con un peralte efectivo $d=417$ y 437 mm para cuantía longitudinal máxima y promedio respectivamente (Figura 3.1).

Acero de refuerzo: Para la cuantía longitudinal se optó por una cuantía cercana a la máxima $\rho_{l,max} = 2.11\%$ y una cuantía promedio $\rho_{l,prom} = 1.56\%$ (cercano a la media geométrica entre la cuantía máxima y mínima recomendada por el ACI 318-14). Definida la variable anterior, se utilizó estribos cerrados a distintos espaciamientos uniformes en cada modelo, y la configuración del acero de refuerzo transversal de las vigas, fue seleccionada de tal forma que combinados con la adición de fibras tengan una falla flexo-cortante con ductilidades de rotación cercanas a 1 y 2. Por lo tanto, para determinar el espaciamiento de los estribos en los modelos C2 2.11 0F 0.57 y C2 1.56 1F 0.38 se siguió las recomendaciones del reglamento ACI 318-14 con respecto al cálculo del refuerzo cortante, pero considerando el aporte del concreto en la resistencia y adoptando los factores de seguridad igual a uno. Para los modelos restantes se siguió las recomendaciones del reglamento AIJ-94. Finalmente, para contribuir en la atenuación de la potencial falla de anclaje del refuerzo longitudinal se confinó cada extremo libre de la viga con dos estribos de acero.

En la Tabla 3.1 se presenta el resumen de los ensayos de las propiedades mecánicas de las varillas núm.6 (20 mm de diámetro) y núm.3 (10 mm de diámetro) para el refuerzo longitudinal y transversal respectivamente, ambos con resistencia nominal de fluencia de acuerdo al fabricante de $f_y = 420$ MPa (mayor información se presenta en el apéndice 2).

Tabla 3.1: Resumen propiedades mecánicas del acero.

| Varilla # | d_b [mm] | $f_{y,diseño}$ [MPa] | f_y [MPa] | ϵ_{sy} [$\times 10^{-6}$] | E_s [MPa] | f_{su} [MPa] | ϵ_{su} [$\times 10^{-6}$] | f_{su}/f_y |
|-----------|------------|----------------------|-------------|--------------------------------------|-------------|----------------|--------------------------------------|--------------|
| 6 | 19 | 420 | 416 | 2498 | 167171 | 737 | 113849 | 1.77 |
| 3 | 10 | 420 | 503 | 2706 | 185990 | 645 | 116304 | 1.28 |

Fibras sintéticas: La selección de la fibra se basó en las recomendaciones de los artículos científicos revisados, y de la disponibilidad en el medio local, en consecuencia, se utilizó la fibra de polipropileno macrosintética *SikaFiber® Force PP-48* manufacturada por la empresa SIKA a partir de polímeros de polyolefina de alto desempeño, deformadas mecánicamente en todo el cuerpo para mejorar el anclaje con el concreto (Figura 3.2).

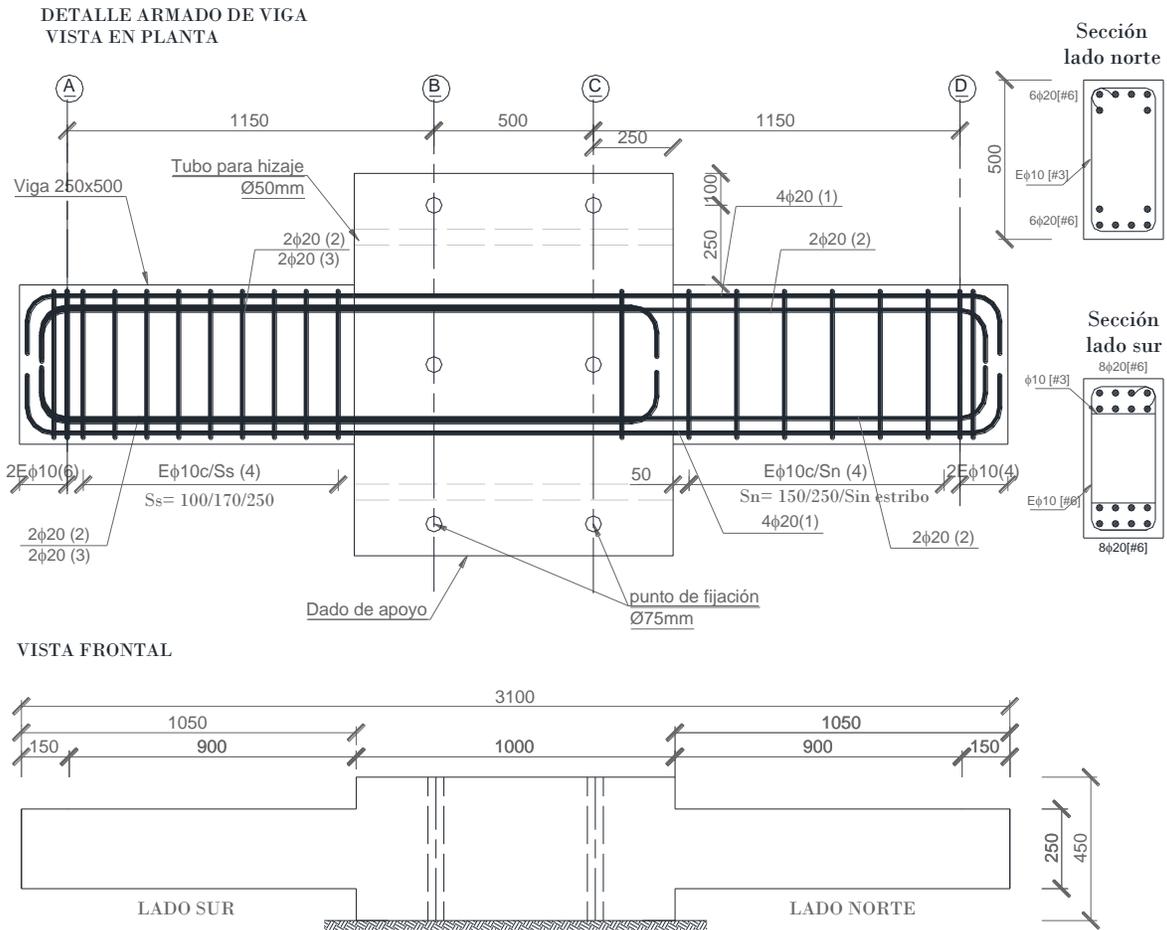


Figura 3.1: Características generales de los especímenes (dimensiones en milímetros).



a) Fibras en empaque

b) y c) fibras aplicadas en el concreto.

Figura 3.2: Fibra de polipropileno macrosintética SikaFiber Force PP-48.

Algunas de las propiedades mecánicas de la fibra son: longitud de 48 mm, ancho de 1.2855 mm, espesor de 0.3325 mm, gravedad específica de 0.92, relación de aspecto o esbeltez lf/df de 65 (lf es la longitud de la fibra, df es el diámetro equivalente de la fibra), resistencia a la tensión mínima de 550 MPa, humedad de 0%, 32000 fibras por kilogramo y punto de fusión a 440° C.

Concreto: La resistencia de diseño a compresión del concreto fue de 30 MPa, con tamaño máximo nominal del agregado de 20 mm, y un revenimiento del concreto fresco de 140 mm. Para determinar las propiedades mecánicas del concreto se realizó tres tipos de ensayo en 36 cilindros de concreto de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura: el ensayo de resistencia mecánica a compresión simple del concreto f_c , el ensayo de módulo de elasticidad E_c , y el ensayo de cilindros de concreto a tensión por compresión diametral f_{sp} (de acuerdo a la guía ASTM C39, ASTM C469, y ASTM C496 respectivamente), también se realizó el ensayo de flexión f_{cr} (conocido como ensayo del módulo de ruptura) en 12 paralelepípedos de 600 mm de largo, 150 mm de altura y 150 mm de profundidad, siguiendo las recomendaciones de la guía ASTM C1609. La Tabla 3.2 resume los resultados de los ensayos descritos (en el apéndice 2 se amplía esta información).

Tabla 3.2: Resumen propiedades mecánicas de probetas de concreto.

| %p f | Edad [días] | f_c [MPa] | E_c [MPa] | ϵ_c [x10-6] | f_{sp} [MPa] | f_{cr} [MPa] | $f_{sp} / f_c^{1/2}$ [MPa] | $f_{cr} / f_c^{1/2}$ [MPa] | f_{sp} / f_{cr} [MPa] |
|------|-------------|-------------|-------------|----------------------|----------------|----------------|----------------------------|----------------------------|-------------------------|
| 0 | 31-37 | 35.2 | 21776 | 2358 | 3.37 | 3.94 | 0.57 | 0.66 | 0.86 |
| 1 | 31-37 | 33.3 | 20023 | 2457 | 3.97 | 4.42 | 0.69 | 0.77 | 0.90 |
| 1.5 | 31-37 | 34.8 | 17702 | 2771 | 3.73 | 4.23 | 0.63 | 0.72 | 0.88 |
| 0 | 58 - 68 | 40.1 | 27763 | 2688 | 3.74 | - | 0.59 | | |
| 1 | 58 - 68 | 32.5 | 24975 | 2676 | 4.04 | - | 0.71 | | |
| 1.5 | 58 - 68 | 35.1 | 25943 | 2513 | 4.60 | - | 0.78 | | |

3.4 PROCESO CONSTRUCTIVO

Los modelos se construyeron en el laboratorio de estructuras grandes del CENAPRED, tratando de representar las condiciones constructivas típicas de las estructuras.

Instrumentación interna: En cuatro varillas longitudinales seleccionadas de cada par de vigas se instaló catorce Deformímetros Eléctricos (DE) tipo FLA-3-11-5LT y FLA-3-11-3LT. Esta decisión, supone una distribución uniforme de esfuerzos en cada cama de las varillas longitudinales, que a su vez simplifica la lectura de datos. En las varillas de refuerzo transversal se instaló un DE tipo FLA-3-11-3LT por cada estribo seleccionado, nuevamente por simplicidad se asume una distribución uniforme de esfuerzos en

los dos ramales del estribo. En los modelos *C2 2.11 0F 0.58* y *C2 2.11 1F* se instrumentó tres estribos, y en los modelos *C2 1.56 1F*, *M2 1.56 1F* y *C1 2.11 1.5F* se instrumentó dos estribos. La Figura 3.3 ejemplifica con mayor detalle la disposición de los DE en los modelos C1.

La instalación de cada DE se realizó de acuerdo a las recomendaciones del fabricante y la experiencia de los técnicos del laboratorio. En resumen, se pegó cada DE en una superficie de varilla desgastada, lisa y uniforme, a continuación se protegió el DE contra líquidos con una cinta eléctrica especial, y se cubrió con resina para amortiguar los golpes durante el colado (Figura A.1 del apéndice 1).

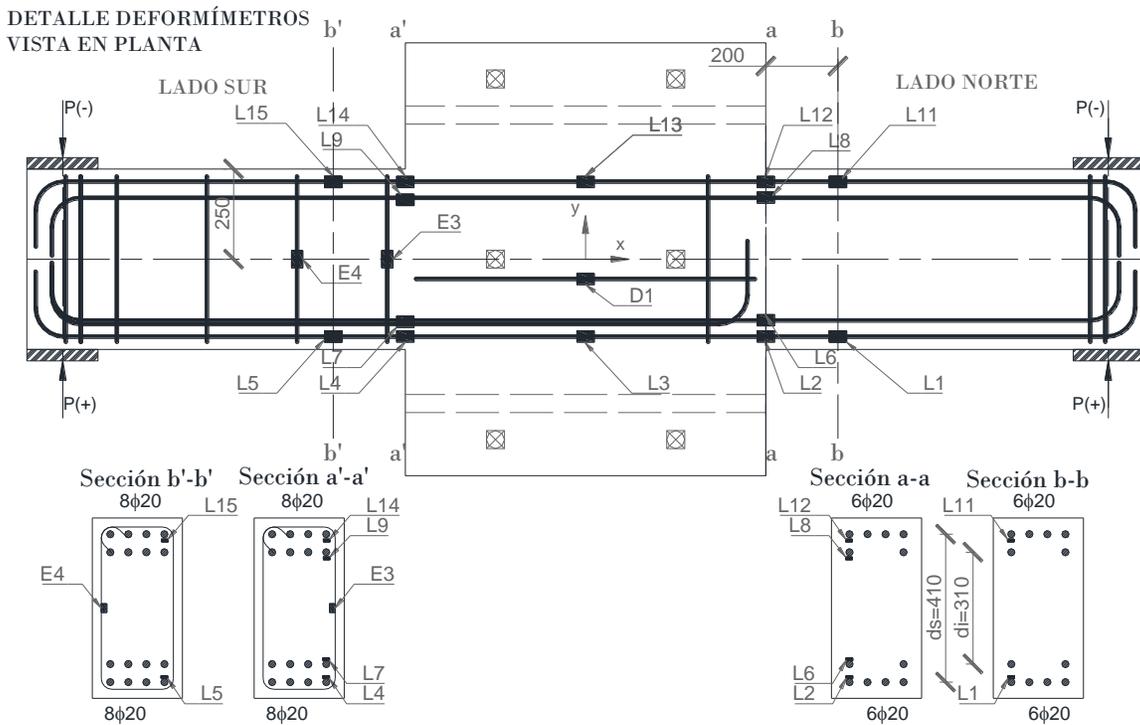


Figura 3.3: Distribución de los deformímetros eléctricos.

Armado del acero de refuerzo y cimbrado: Con las varillas de acero ya instrumentadas se armó la estructura de refuerzo conforme a las indicaciones de la Figura 3.1. El cimbrado de cada par de vigas contemplo en el elemento rígido central, seis ductos verticales para fijar el modelo a la losa de reacción, y dos ductos horizontales para transportar el modelo dentro del laboratorio. Por otra parte, el recubrimiento del concreto en las vigas es de 25 mm. En el apéndice 1 (Figura A.2) se muestra un ejemplo de la estructura de armado del acero de refuerzo y el cimbrado listo para el colado del concreto.

Colado del concreto y mezclado con las fibras: El concreto simple fue fabricado en una planta de concreto y transportado hasta el laboratorio por un camión con revolvedora, posteriormente, para obtener una muestra de concreto con fibras perfectamente integrada, se realizó el mezclado bajo el siguiente proceso;

primeramente se verificó el revenimiento del concreto y se vació el concreto en los moldes de las probetas y la viga de concreto simple (sin fibras) con la mitad del elemento rígido central; para las cinco vigas con fibras se dosificó la cantidad de fibras correspondiente al volumen de mezcla restante; se incorporó las fibras en la revolvedora y se reinició el mezclado durante tres minutos; por último se procedió nuevamente con los ensayos en estado fresco y se vació el concreto en los moldes de las probetas y las vigas 2, 3 y 4; se repitió el mismo proceso incrementando el porcentaje de volumen de fibra para las vigas 5 y 6. La Figura 3.4 ilustra el proceso de vaciado de los modelos.

Es importante resaltar que la trabajabilidad de la mezcla de concreto se ve reducida con el nivel de volumen de fibra utilizado, lo cual demandó mayor tiempo en la compactación. Debido a este problema, tres vigas presentaron oquedades principalmente en el extremo libre de la viga (Figura A.5 del apéndice 1), en consecuencia, las vigas fueron reparadas con un mortero de resistencia igual al de diseño.

Proceso de curado: La superficie de cada modelo se mantuvo húmeda durante las primeras horas, posteriormente se cubrió los modelos con una tela húmeda y una lámina plástica para mantener su humedad, a lo largo de siete días se regó continuamente la tela. Paralelamente, las probetas se protegieron de igual manera las primeras 24 horas, seguidamente se desmoldó las mismas y se procedió a un curado por inmersión (Figura A.4 del apéndice 1).



Figura 3.4: Colado del concreto en los modelos.

3.5 INSTRUMENTACIÓN EXTERNA Y MONTAJE

Proceso de montaje: Primeramente se trazó la ubicación del espécimen y de las bases de las retículas de carga del lado norte y sur del espécimen de acuerdo al esquema de la Figura 3.5. A continuación se fijó la base de la retícula de carga del lado norte y una configuración distinta de la base se implementó en el lado sur, ambas bases se fijaron contra la losa de reacción mediante seis varillas postensadas, y aplicando

en cada varilla 33 y 45 toneladas respectivamente de cada lado del espécimen. Seguidamente, en el área delimitada de la losa de reacción para el espécimen se aplicó una capa delgada de mortero, y sobre esta se asentó la base del elemento rígido central, después de 15 horas se lo fijó contra la losa mediante seis varillas postensadas a 50 toneladas cada una. El último paso se repitió para los dos especímenes restantes.

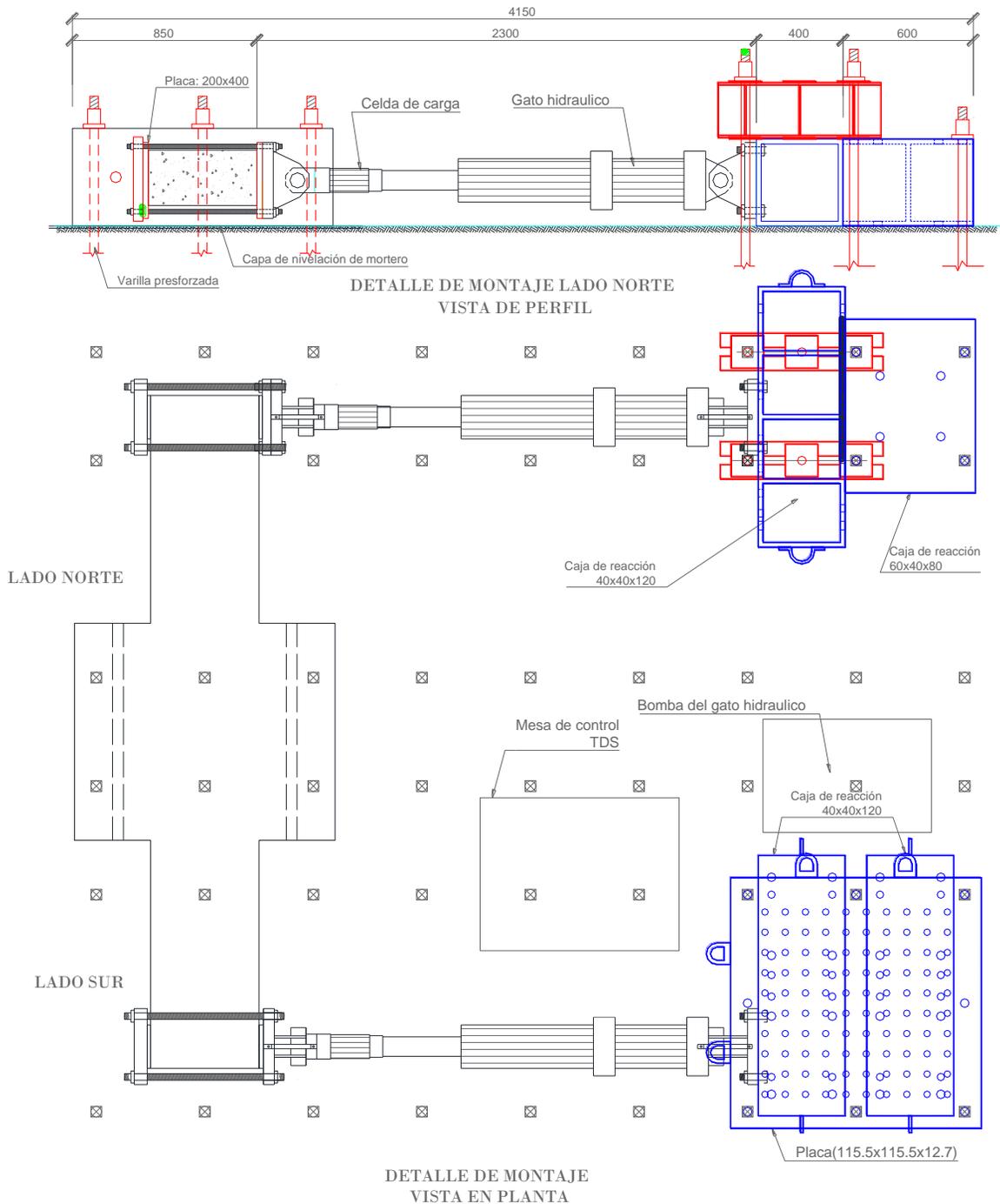
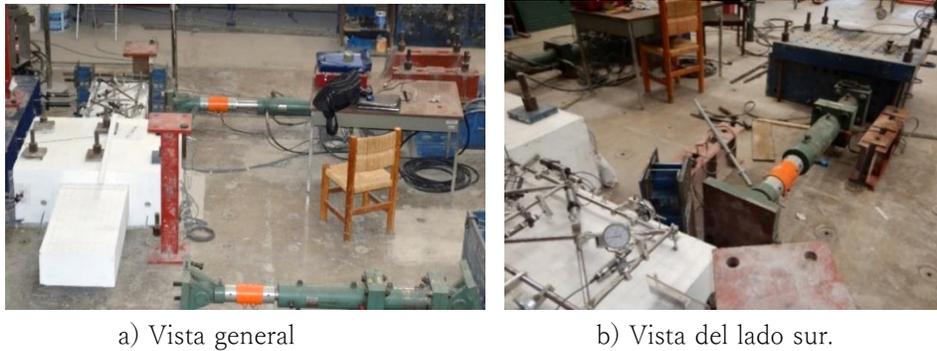


Figura 3.5: Esquema de montaje de los modelos.

Dispositivo de aplicación de carga: El proceso de aplicación de carga se llevó a cabo con los especímenes acostados, es decir, el peralte de los modelos era paralelo a la superficie de la losa de reacción del laboratorio (Figura 3.6). La carga se aplicó mediante un gato hidráulico de 50 toneladas de capacidad que transmitía su fuerza a la viga mediante cuatro varillas atornilladas a la placa del gato y a una placa auxiliar, que en su conjunto abrazaban un tramo de 200mm del extremo libre de la viga. El gato hidráulico fue manejado por un operador especializado.

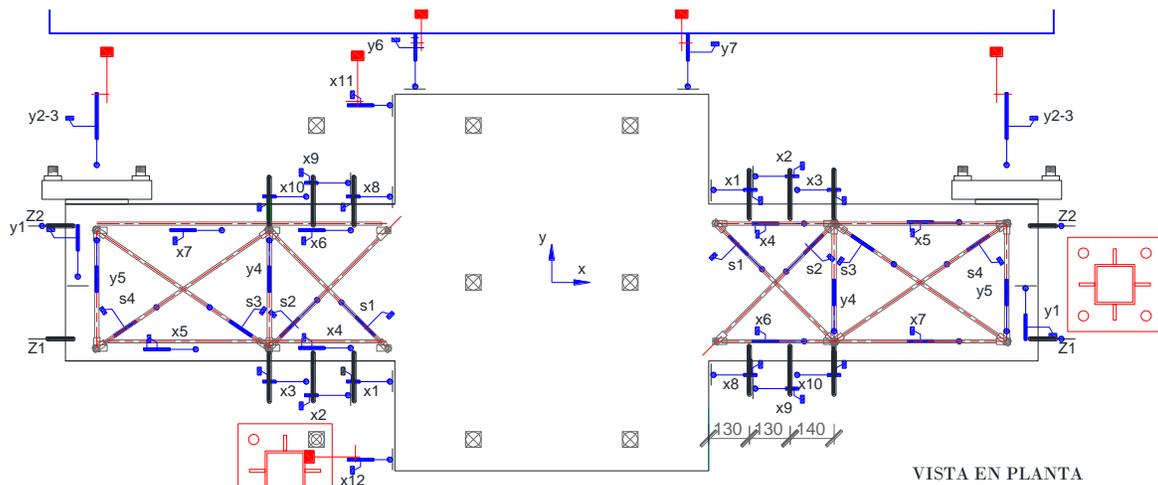


a) Vista general

b) Vista del lado sur.

Figura 3.6: Ejemplo de montaje de un modelo.

Instrumentación externa: Los desplazamientos relativos entre diferentes puntos de la viga fueron medidos con 26 transductores de desplazamiento, el arreglo típico de la disposición de los transductores se detalla en la Figura 3.7. Los transductores principales Y1, Y2 y Y3 midieron la deflexión total de la viga; los transductores X11, X12, Y6 y Y7 midieron la rotación del elemento rígido central (dado de apoyo) en el plano XY; los transductores X1 y X8 midieron el giro de la viga con respecto al dado de apoyo en el plano XY; los transductores Z1 y Z2 registraron los desplazamientos con respecto al eje Z; finalmente, el registro de los transductores restantes permiten complementar el análisis del desempeño a flexión y cortante de los modelos, y se explican con mayor detalle en el capítulo cinco de este documento.



VISTA EN PLANTA

Figura 3.7: Vista en planta de la disposición de los transductores de desplazamiento.

Contratiempos de montaje: Es importante reportar que particularmente en el primer ensaye se presentaron inconvenientes en la transmisión de la carga negativa, y en la fijación por fricción del espécimen con la losa de reacción. Resueltas las dificultades, en los párrafos anteriores de esta sección se describe la configuración final del ensayo de los modelos.

3.6 PROTOCOLO DE CARGA

Con el objeto de representar cargas sísmicas, se diseñó un protocolo de carga cíclica reversible tomando en cuenta las recomendaciones del documento ACI 374.1-05. La secuencia del protocolo de carga comúnmente es expresada en términos de relación de deriva (Figura 3.8), sin embargo, por facilidad la prueba se controló a través de la carga del gato hidráulico y del desplazamiento de los transductores Y1, Y2 y Y3. En general, se aplica tres ciclos reversibles completos para cada nivel de deriva, incrementando la magnitud gradualmente dentro del rango de $1\frac{1}{4}$ y $1\frac{1}{2}$ del nivel de deriva anterior. Una vez alcanzado cierto nivel de relación de deriva, en medio de cada incremento del nivel de deriva se aplicaron ciclos intermedios a una magnitud de $\frac{1}{3}$ del nivel de deriva anterior (ACI 374.1-05, 2005). Lo último trata de representar los ciclos pequeños que preceden el temblor principal.

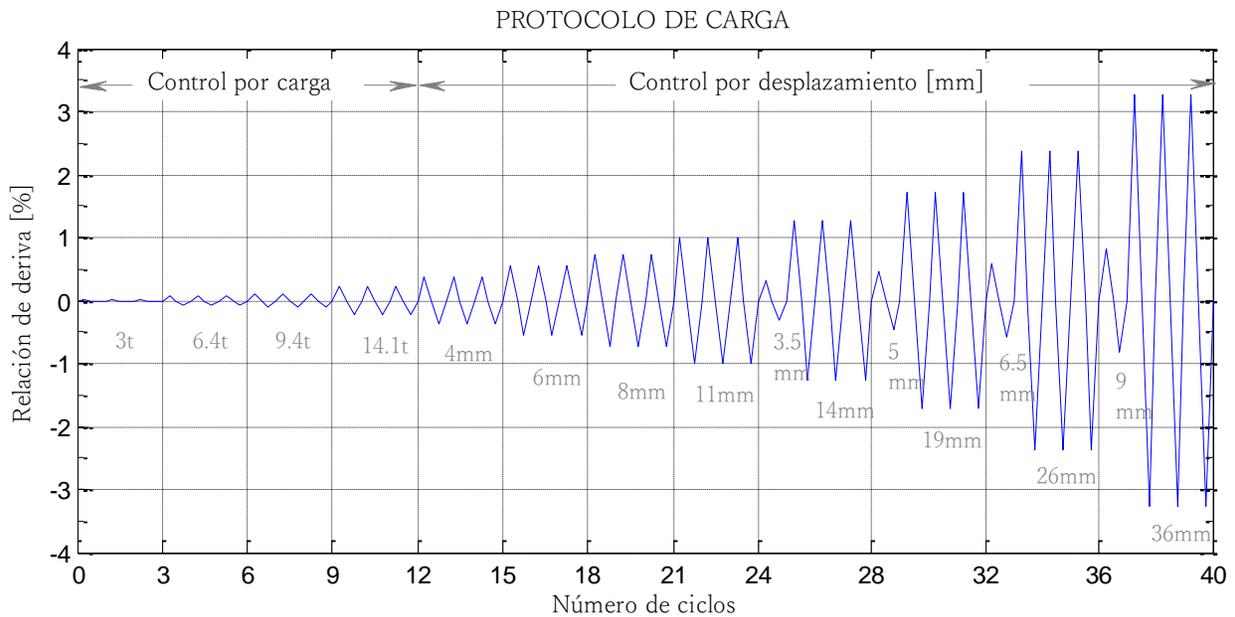


Figura 3.8: Protocolo de carga cíclica reversible empleada en cinco modelos.

La relación inicial de deriva corresponde a la mitad del esfuerzo de agrietamiento por flexión. La secuencia de incrementos seleccionados tiene la intención de asegurar que los desplazamientos tengan incrementos graduales en pasos, de modo que no sean muy largos para evitar que la capacidad de deriva no se pueda determinar con suficiente precisión; ni muy pequeños porque el sistema puede ser suavizado de manera

poco realista por las cargas repetidas, resultando artificialmente en una baja resistencia lateral máxima y en artificialmente altas derivas máximas.

3.7 ENSAYE DE LOS MODELOS

Una vez alcanzada la resistencia estándar a los 28 días de edad del concreto, se procedió con el ensayo de los modelos en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, la Figura 3.9 muestra un modelo instrumentado antes de iniciar la prueba.

Proceso de ensayo: Antes de iniciar cada prueba se verificó el funcionamiento de los equipos de medición, la configuración del programa de cómputo y la configuración de los coeficientes de cada canal de lectura de datos. En general, en cada prueba se hizo un registro de información cada siete segundos: la carga, los desplazamientos de los transductores, y las deformaciones de los deformímetros. Paralelamente, por simple inspección visual se trazó con marcador azul (carga positiva) y rojo (carga negativa) las grietas que se formaban sobre las caras visibles de la viga, sobre estos trazos se acotaba el número de paso correspondiente al inicio de cada grieta, también se midió los anchos de grieta máximo con una regla estandarizada. En todos los ensayos se generó una bitácora, documentación fotográfica y descripción del comportamiento observado, además de los respaldos digitales de las mediciones realizadas.



a) Ejemplo de instrumentación lado sur



b) perspectiva del lado sur del modelo.

Figura 3.9: Instrumentación externa, imágenes a y b antes de iniciar la prueba

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS MODELOS

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se realiza una descripción general del comportamiento observado en los ensayos y se explica en cinco etapas el desarrollo de cada modelo. Aparición de primeras grietas de flexión y de corte, fluencia para los modelos, resistencia máxima, falla de los modelos, y resistencia última. Para evaluar el desempeño de las vigas, las curvas de histéresis carga-relación de deriva representan los datos más importantes recabados en cada prueba, porque permite determinar indicadores como: ductilidad de desplazamiento, retención de rigidez, degradación de resistencia, y capacidad de disipación de energía.

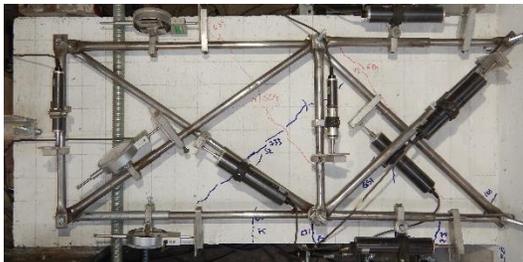
4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL

En general, el agrietamiento de los modelos inicia con la formación de grietas verticales cortas de flexión en la sección crítica de la viga, más adelante se presentan las primeras grietas diagonales aisladas o como extensión de las grietas verticales, a medida que se incrementa la carga se forman nuevas grietas de ambos tipos y la existentes se extienden y penetran más profundamente en la sección. Cuando los modelos se encuentran cerca de la resistencia máxima aparecen grietas longitudinales en la superficie de la base de la viga, y en los ciclos cercanos a la resistencia última se desarrollan pequeñas grietas longitudinales o grietas de adherencia a lo largo del nivel del refuerzo longitudinal, extendiéndose hasta transformarse en grietas de desprendimiento en el caso de concreto simple y grietas con gran deformación para el caso de concreto con fibras. Durante la prueba se identificó que los incrementos de abertura de las grietas diagonales son paulatinos hasta alcanzar un ancho de grieta cercano a 2mm, ya en este nivel el siguiente incremento del ancho de grieta es brusco y conlleva a un daño elevado de la viga. Finalmente, en todos los casos los modelos fallan por el efecto de corte y de adherencia en ambos sentidos, donde el daño se concentra en una o dos grietas diagonales principales, que para el caso del modelo de control sin fibras hay una visible pérdida del recubrimiento en la región de la articulación plástica, y para el caso de concreto con fibras se desarrolla un aplastamiento del concreto en la superficie de contacto de las grietas diagonales sin desprendimiento notable de las partículas.

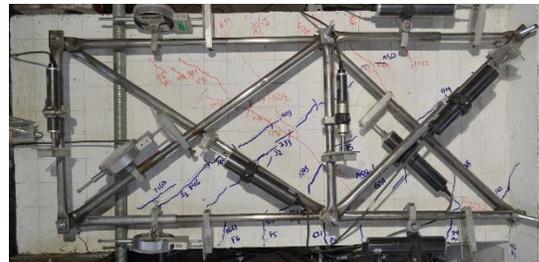
4.3 VIGA C2 2.11 0F 0.57

El modelo de control C2 2.11 0F 0.57 de concreto simple sin fibras y el más reforzado se ensayó a los 58 días de edad. Su diseño permite distinguir el desempeño de los modelos que tienen fibra y menor refuerzo transversal con respecto a este modelo de concreto simple.

Patrón de agrietamiento: Las primeras grietas tiene una tendencia de distribución uniforme y con cierta simetría (Figura 4.1a). Antes de la fluencia se marcan la mayoría de las grietas de flexión, muy cercanas a la posición de los estribos (Figura 4.1b). En los siguientes incrementos el modelo exhibe un comportamiento histérico estable hasta 2.3% de relación de deriva, en este punto, se presentan las primeras grietas longitudinales en el centro de la superficie de la base de la viga, entre la zona de aplicación de carga y el segundo marco de transductores. Ya en el último incremento (ciclo 38) se conforman las grietas longitudinales de adherencia, y en la sección crítica a flexión de la viga hay desprendimiento de partículas de concreto producto de la compresión de la viga contra el apoyo, en este nivel el modelo mantiene la tendencia de capacidad pero acumula mucho daño (Figura 4.1c). Finalmente en las dos últimas repeticiones el daño se concentra en el primer marco de transductores, y el deterioro se refleja en el incremento del ancho de grietas y el desprendimiento del recubrimiento del concreto (Figura 4.1d). Cuando el modelo es colocado en posición natural las partículas sueltas se desprenden dejando el acero de refuerzo expuesto como se muestra en la fotografía de la Figura 4.7a.



a) Primeras grietas, ciclo 12.



b) Antes de la fluencia, ciclo 26.



c) Falla del modelo, pico del ciclo 39(+)



d) Agrietamiento final, ciclo 40.

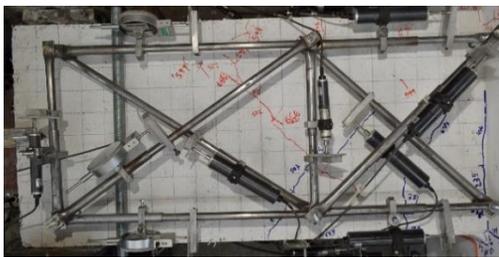
Figura 4.1: Fotografías del patrón de agrietamiento del modelo C2 2.11 0F 0.57 durante la prueba.

En conclusión, la viga alcanzó la fluencia y luego mostró buena ductilidad con grietas de falla dominantes propio del efecto de corte y de adherencia, concentrando el daño en la región de la articulación plástica.

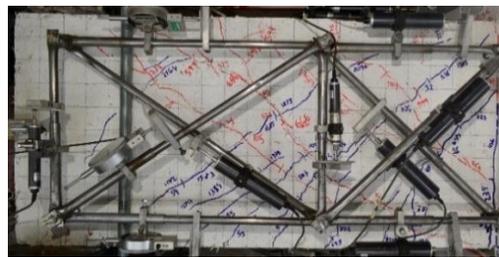
4.4 VIGA C2 2.11 1F 0.34

El modelo C2 2.11 1F 0.34 se ensayó a los 62 días de edad. Con respecto al modelo de control, este modelo tiene menor cuantía de refuerzo transversal (41% menos) y contenido de volumen de fibra $\rho_f=1\%$.

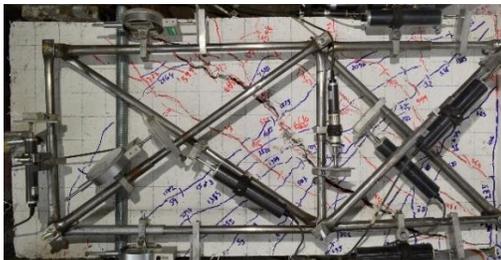
Patrón de agrietamiento: A diferencia del comportamiento normal las primeras grietas diagonales se forman aisladas y luego se intersectan con las grietas verticales, *estas* grietas diagonales fueron dos en el sentido positivo de aplicación de la carga y una en el sentido negativo (Figura 4.2a). Continuando el ensayo hasta la fluencia de la viga, cerca de la ubicación de los estribos se marcan la mayor parte del total de grietas verticales, el sentido positivo tiene casi el doble de grietas diagonales que en el sentido negativo, para concluir esta etapa, cerca de la zona de aplicación de carga en ambos sentidos se marcan las primeras grietas horizontales en la superficie de la base de la viga (Figura 4.2b). En el siguiente incremento positivo (ciclo treinta) el modelo exhibió un comportamiento estable hasta 1.7% de relación de deriva, pero durante este incremento el ancho máximo de la grieta donde se concentra el daño se incrementa de 1.5 a 8 mm, en consecuencia, en las repeticiones la viga sufre una degradación de resistencia cercana al 20% (Figura 4.2c). Continuando hasta el último incremento el modelo mantiene una tendencia lineal de degradación de resistencia, el daño del sentido negativo se concentra en la grieta descrita en el ciclo treinta, y en el sentido positivo se generan más grietas diagonales pero concentrando el daño en la grieta principal que se extiende hasta conformar una grieta de adherencia (Figura 4.2d).



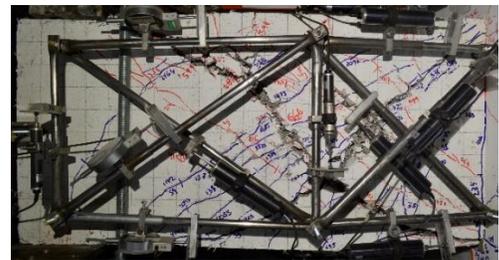
a) Primeras grietas, ciclo 12.



b) Antes de la fluencia, ciclo 22.



c) Falla del modelo, ciclo 31⁽⁻⁾



d) Agrietamiento final, ciclo 39.

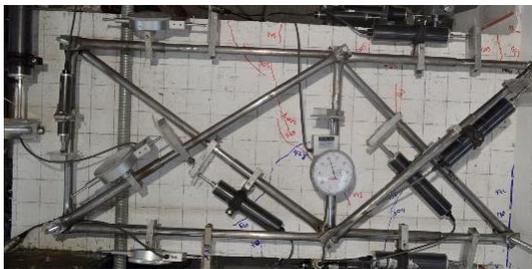
Figura 4.2: Fotografías del patrón de agrietamiento del modelo C2 2.11 1F 0.34

En resumen, la viga alcanzó la fluencia mostrando menor ductilidad hasta llegar a una falla de corte y adherencia con un agrietamiento asimétrico, además de mostrar una notable deformación transversal por efecto de la compresión diagonal pero con reducido desprendimiento de partículas de concreto.

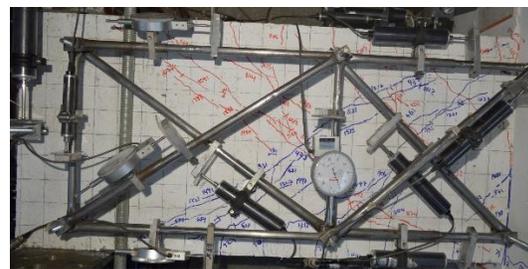
4.5 VIGA C1 2.11 1.5F 0.23

El modelo C1 2.11 1.5F 0.23 se ensayó a los 73 días de edad. Este modelo tiene por objeto mostrar el desempeño del incremento del volumen de fibra.

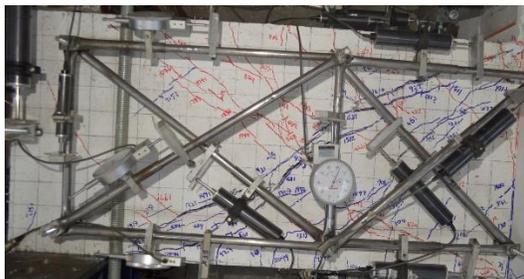
Patrón de agrietamiento: Las grietas verticales en la sección crítica anteceden a las grietas verticales profundas que están alejadas 270mm de la sección crítica, y aisladas de estas grietas se desarrollan las primeras grietas diagonales (Figura 4.3a). Continuando el ensayo hasta la resistencia máxima de la viga, en ambos sentidos aparecen las primeras grietas longitudinales en la superficie de la base de la viga, también la mayor parte del total de grietas de flexión se marcan en la vecindad de los estribos, y las grietas diagonales principales inician en la región de aplicación de la carga y se extienden hasta la sección crítica de la viga, esta grieta ramifica la mayor densidad de grietas secundarias (Figura 4.3b). En el siguiente incremento (ciclo treinta) el modelo sufre una degradación de resistencia, producto del incremento del ancho máximo de la grieta principal de 1.5 a 6mm (Figura 4.3c). Finalmente, continuando hasta el último incremento el modelo mantiene la tendencia lineal de degradación de resistencia, y con capacidad de desarrollar el mismo desplazamiento que el modelo de control pero con elevada degradación de resistencia, en consecuencia, el daño del modelo es discontinuo en ambos sentidos y con grietas de adherencia de menor longitud (Figura 4.3d).



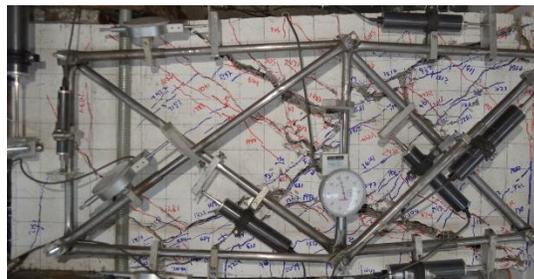
a) Primeras grietas, ciclo 12.



b) Resistencia máxima, ciclo 22.



c) Falla del modelo, ciclo 31(+)



d) Agrietamiento final, ciclo 40.

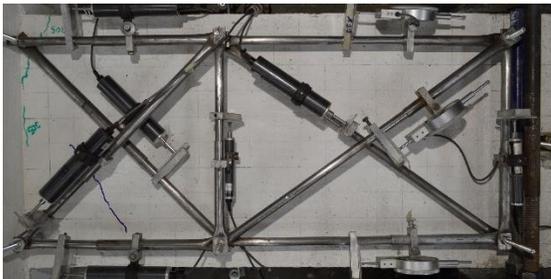
Figura 4.3: Fotografías del patrón de agrietamiento del modelo C1 2.11 1.5F 0.23.

En resumen, la viga no alcanzó la fluencia pero mostró una degradación paulatina sin pérdidas bruscas de resistencia, reflejando grietas de falla dominantes propias del efecto de corte y de adherencia que van acompañadas de una notable deformación transversal con retención del recubrimiento de la viga.

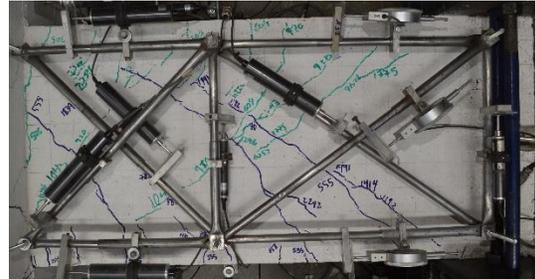
4.6 VIGA C2 1.56 1F 0.38

El modelo con fibras C2 1.56 1.5F 0.38 se ensayó a los 47 días de edad. Este modelo tiene por objeto mostrar los beneficios adicionales de las fibras.

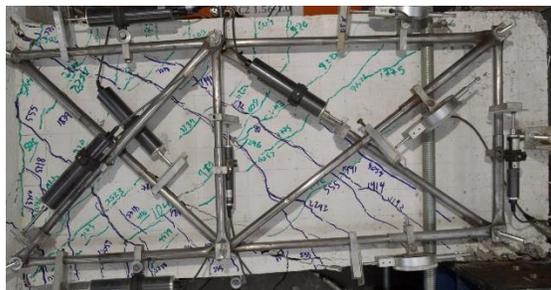
Patrón de agrietamiento: De forma destacable las primeras grietas verticales se forman en el séptimo ciclo, pero comparada con los modelos del lado sur de manera temprana en el ciclo ocho se presentan la primera grieta diagonal (Figura 4.4a). Continuando hasta el punto de fluencia, aparecen mayor cantidad de grietas en el sentido negativo, donde, las grietas del primer marco coinciden con la geometría de los transductores en posición diagonal (Figura 4.4b). Próximos al nivel de falla del modelo se incrementa el nivel de agrietamiento, y solo en el sentido positivo se exponen grietas de adherencia, por otro lado en la sección crítica de la viga hay rastros de aplastamiento del concreto (Figura 4.4c). En el último ciclo de carga el modelo concentra el daño en el primer marco transductores a través de una abertura máxima de la grieta diagonal principal de 7mm, seguido de un afloramiento puntual del concreto pero sin pérdida general del recubrimiento (Figura 4.4d).



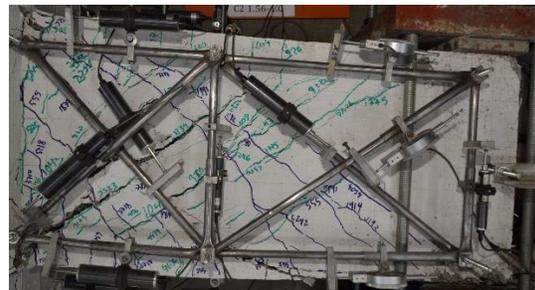
a) Primeras grietas, ciclo 7



b) Agrietamiento en la fluencia, ciclo 26.



c) Falla del modelo, ciclo 38.



d) Agrietamiento final, ciclo 39^o

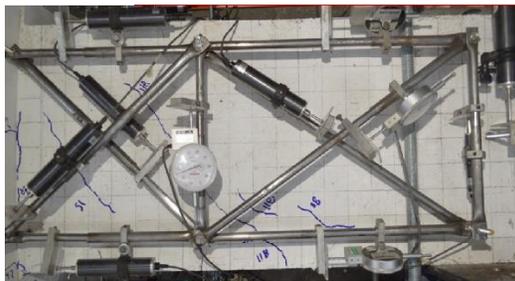
Figura 4.4: Fotografías del patrón de agrietamiento del modelo C2 1.56 1F 0.38.

En síntesis, el modelo alcanzó el punto de fluencia, mantuvo un buen nivel de ductilidad seguido de una degradación lineal de resistencia hasta fallar con cierta simetría con grietas predominantes de cortante en ambos sentidos y grietas de adherencia solo en el sentido positivo, adicionalmente manifestó una moderada deformación transversal con respecto a los modelos con adición de fibra.

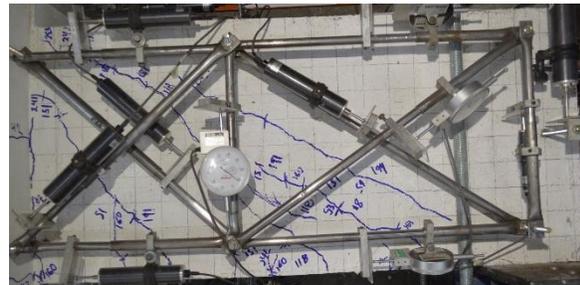
4.7 VIGA M2 1.56 1F 0.23

El modelo con fibras M2 1.56 1F 0.23 se ensayó a los 67 días de edad. Este modelo tiene por objeto ser un punto de comparación directa del comportamiento cíclico reversible frente al monótono creciente.

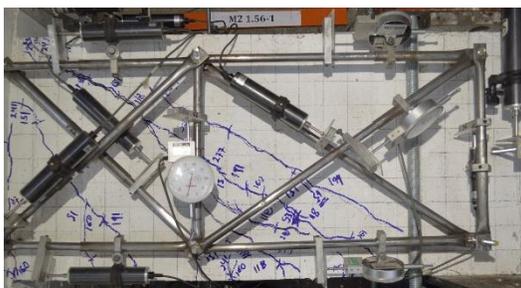
Patrón de agrietamiento: Las primeras grietas verticales preceden las grietas diagonales aisladas (Figura 4.5a). Continuando el ensayo hasta la fluencia de la viga, la mayor parte del total de grietas de flexión se demarcaron muy cercanos a la ubicación de los estribos, y un porcentaje elevado de grietas diagonales inician desde la región de aplicación de carga con proyección hasta el extremo superior de la sección crítica (Figura 4.5b). Luego, cercano a la resistencia máxima de la viga el modelo exhibe baja ductilidad y durante este incremento el ancho máximo de la grieta donde se concentra el daño se incrementa de 0.6mm a 2mm, también se exhibe las primeras grietas longitudinales en la base de la viga en vecindad con la región de aplicación de carga (Figura 4.5c). Finalmente, continuando hasta la resistencia última el modelo se agrietó bruscamente pero manifestando una tendencia lineal de degradación de resistencia, el daño se concentra en la grieta diagonal que parte del extremo superior de la sección crítica y se prolongan hasta una grieta de adherencia (Figura 4.5d).



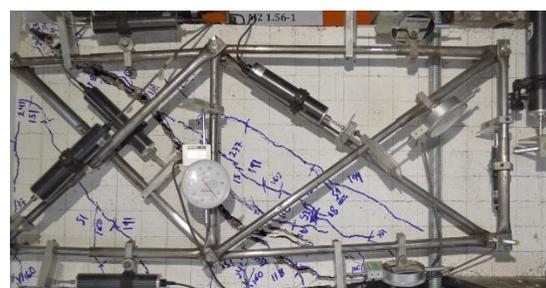
a) Primeras grietas diagonales



b) Agrietamiento en la fluencia



c) Falla del modelo.



d) Agrietamiento final

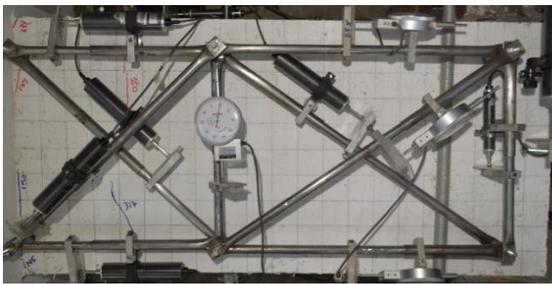
Figura 4.5: Fotografías del patrón de agrietamiento del modelo M2 1.56 1F 0.23

En resumen el modelo logró llegar a la fluencia, posteriormente desarrolló una baja ductilidad y fallo de manera relativamente brusca conformando una gran abertura en la grieta diagonal principal que se extendía hasta desarrollar una grieta de adherencia de corta longitud.

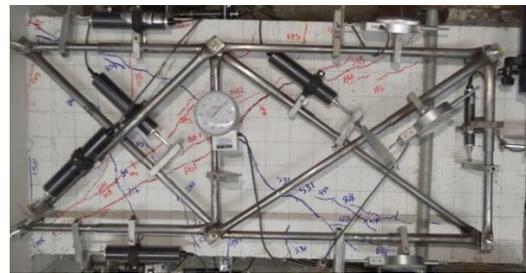
4.8 VIGA C1 1.56 1.5F 0.0

El modelo con fibras C1 1.56 1.5F 0.0 se ensayó a los 69 días de edad. Este modelo tiene por objeto dar una idea de la contribución a corte del concreto con fibras sin refuerzo transversal.

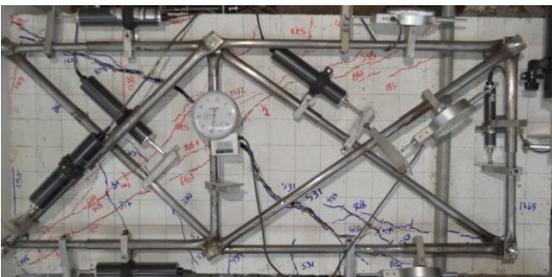
Patrón de agrietamiento: De forma similar al modelo *C1 2.11 1.5F 0.23* se conforman una grieta vertical profunda en el sentido negativo y en el otro sentido se desarrolla una grieta diagonal con ligera inclinación (Figura 4.6a). Continuando el ensayo hasta la resistencia máxima de la viga, gran parte de las grietas verticales se marcan, y en el sentido negativo se desarrolla mayor número de grietas diagonales (Figura 4.6b). En la cercanía de la falla de la viga se presentó las primeras grietas longitudinales en la base de la viga, también se incrementa el ancho de grieta principal de 1.5mm a 4mm (Figura 4.6c). Finalmente, continuando hasta la resistencia última el modelo se agrieta bruscamente en el sentido negativo, alcanzando una abertura máxima de 30mm, el daño se concentra en la grieta diagonal que nace del extremo inferior de la sección crítica y se prolongan hasta la región de aplicación de carga (Figura 4.6d).



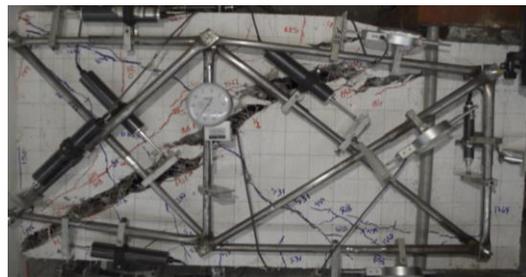
a) Primeras grietas, ciclo 7.



b) Resistencia máxima, ciclo 19.



c) Falla del modelo, ciclo 21.



d) Agrietamiento final, ciclo 22

Figura 4.6: Fotografías del patrón de agrietamiento del modelo C1 1.56 1.5F 0.0.-

En resumen, la viga se agrietó con cierta simetría sin alcanzar el punto de fluencia, el daño del modelo se concentró en las grietas diagonales, y una vez alcanzada la resistencia última la viga se deforma bruscamente dividiendo la viga en dos partes y desarrollando rápidamente grietas de adherencia.

4.9 COMPORTAMIENTO CARGA-RELACIÓN DE DERIVA

De las curvas de histéresis se identifica la fuerza cortante y la relación de deriva correspondiente a las cinco etapas descritas en el punto 4.1 de este capítulo, y los valores se resumen en la Tabla 4.1.

- a) Primeras grietas de flexión: La fuerza de corte teórica esperada es de 56.96 y 53.91 kN para los modelos del lado sur y norte respectivamente. La fuerza correspondiente a las primeras grietas se determinaron con la bitácora de la prueba y con la memoria fotografía, dicho esto, el modelo C1 2.11 1.5F 0.23 presenta agrietamiento prematuro del orden del 50% del esperado, por el contrario el modelo C2 1.56 1F 0.38 no expone grietas hasta un 172% del valor teórico. Este último comportamiento se puede atribuir a la sinergia de las fibras con el refuerzo transversal en el control de grietas. Finalmente, el resto de los modelos se encuentran en la vecindad del valor teórico al menos un 10% superior.

Primeras grietas diagonales: En este caso la fuerza de corte teórica esperada es de 91.59 y 93.34 kN para los modelos del lado sur y norte respectivamente. Los modelos del lado sur presentaron la primera grieta diagonal a 150% del valor teórico, pero el modelo M2 fue el que presentó la mayor resistencia con 188%, los modelos restantes prácticamente coincidieron con el valor teórico.

- b) Fluencia: La carga teórica esperada para la fluencia es de 356.5 y 278.9 kN para los modelos con cuantía de 2.11% y 1.56% respectivamente. La carga de fluencia experimental de cada modelo se determinó con el promedio de deformación de fluencia de los deformímetros instalados en la sección crítica a flexión (Figura A.11 del apéndice 2), donde el acero de refuerzo longitudinal de los modelos tipo C2 alcanzó la fluencia e incluso presentando 10% más resistencia a la esperada, y el modelo M2 fue el que más resistencia presentó, 17% más que el valor teórico. Por otra parte, el acero longitudinal de los modelos C1 no alcanzó la deformación de fluencia, y todos los modelos que alcanzaron la fluencia presentaron una degradación de resistencia aceptable en las repeticiones, del orden del 5.7%.

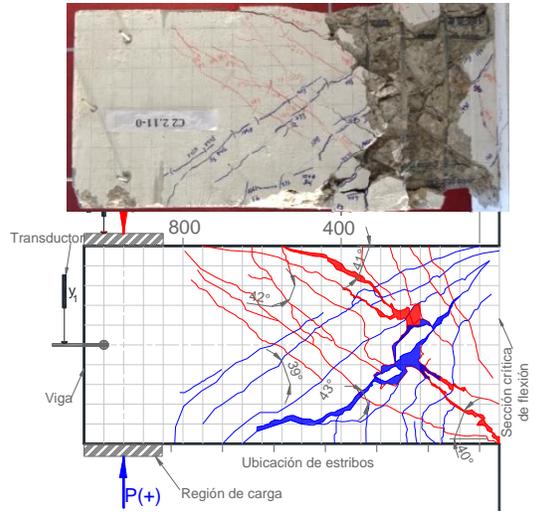
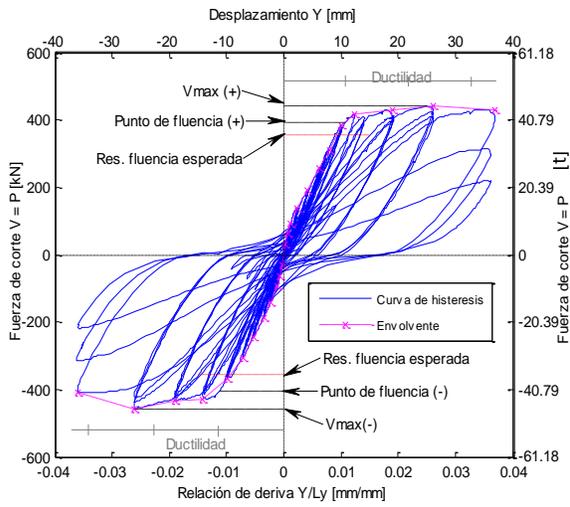
Resistencia máxima: La resistencia máxima del modelo C1 2.11 1.5F 0.23 en el sentido negativo superó en 7% el valor teórico de fluencia, y el modelo C1 1.56 1.5F 0.0 se encuentra 12% por debajo de este valor teórico, donde el modelo C1 sin estribos presentó una degradación de resistencia del 21% en las repeticiones. Los modelos C2 2.11 0F 0.57 y C2 1.56 1F 0.38 tienen la mayor resistencia máxima promedio con 26.5% mayor al nivel de fluencia de diseño y además mantienen una degradación de resistencia aceptable en las repeticiones. En cuanto a los modelos restantes C2 2.11 1F 0.34 y M2 1.56 1F 0.23 logran una resistencia máxima de 19% más del nivel de fluencia de diseño, sin embargo, en las repeticiones el modelo C2 presenta una degradación de 25%.

- c) Falla del modelo: La resistencia a la falla se adoptó como el 80% de la resistencia máxima, en este contexto, la fuerza de corte para la falla de los modelos tipo C2 y M2 prácticamente coincide con los valores teóricos de fluencia respectivos, para los modelos C1 la falla se encuentra por debajo del valor teórico de fluencia en 16.5% y 35% menos para el lado sur y norte respectivamente.

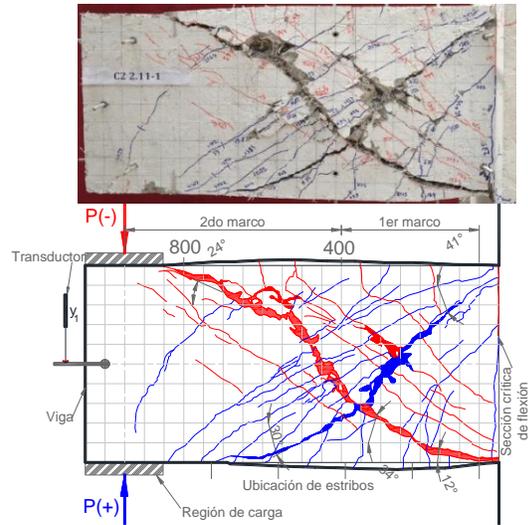
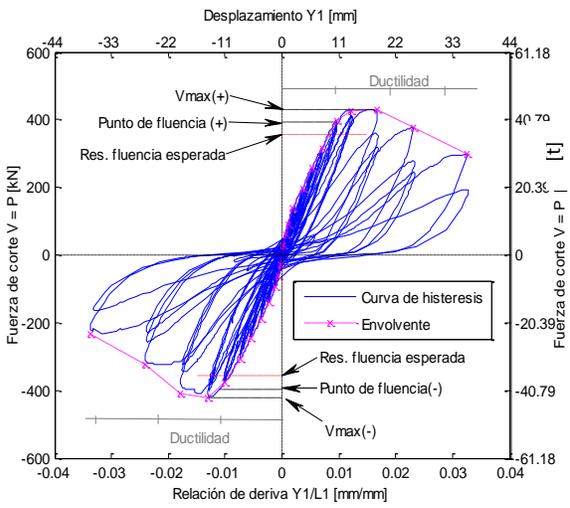
Ductilidad de desplazamiento: El modelo C2 1.56 1F 0.38 alcanzó la mayor ductilidad de desplazamiento en la falla, seguida de M2, C2 2.11 0F 0.57 y C2 1.56 1F 0.23. Este comportamiento es muy importante, ya que los modelos no solo mantienen similar nivel de resistencia a la falla si no también desarrollan buena ductilidad y en dos casos superan la ductilidad del modelo de control.

- d) Resistencia última: La resistencia última, se interpretó como el último pico del ciclo en el que la prueba aún era estable, donde el modelo C1 sin estribos tuvo una falla brusca acompañada de un daño importante, en consecuencia, no se logró llevar al modelo al mismo desplazamiento último como a los modelos restantes. De estos modelos el que presentó mayor resistencia remanente es el modelo C2 1.56 1F 0.38.

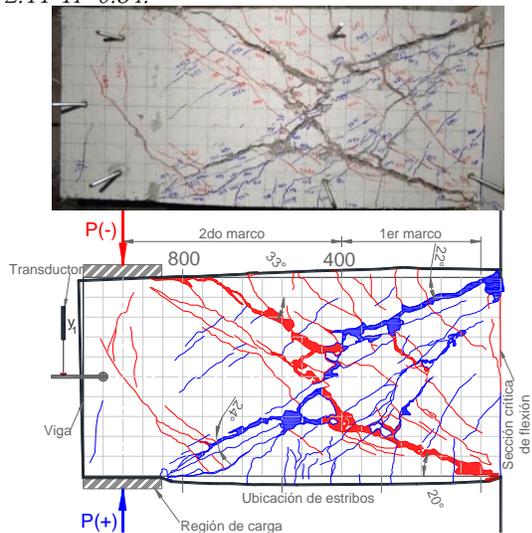
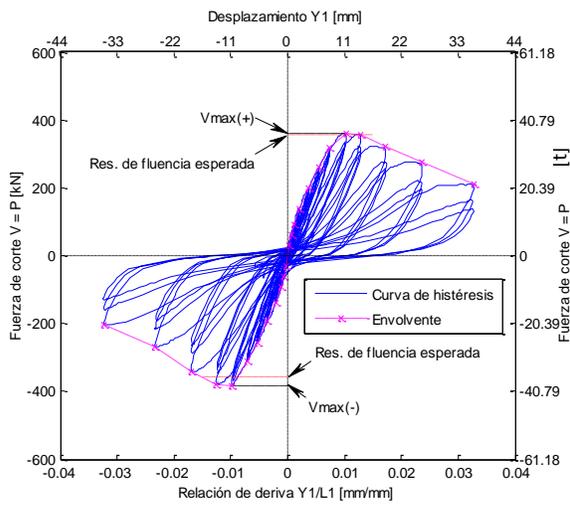
La influencia de la reducción del contenido de acero de refuerzo transversal se refleja en el adelgazamiento de las curvas de histéresis en el origen.



a) Modelo C2 2.11 0.0F 0.57

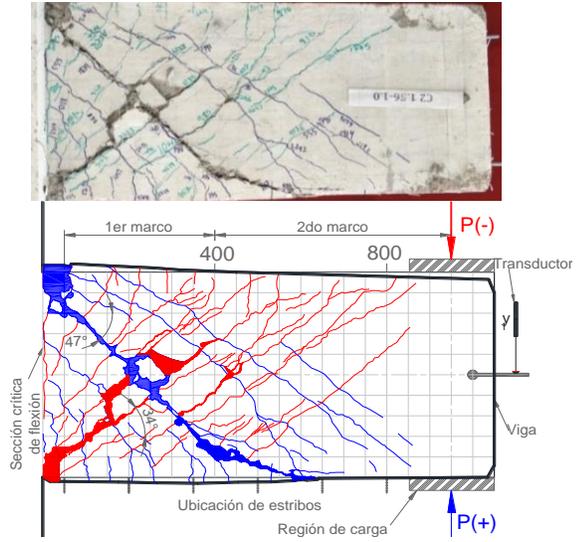
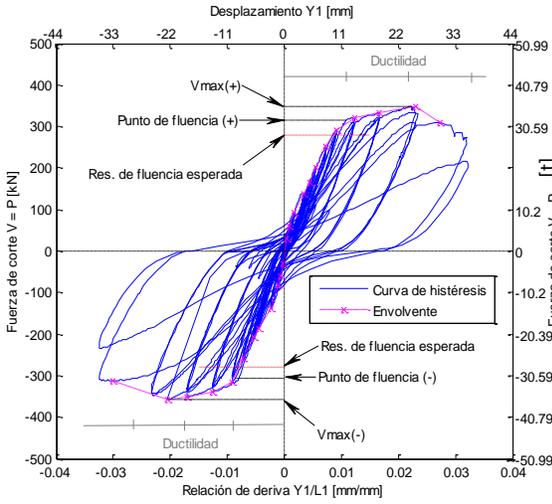


b) Modelo C2 2.11 1F 0.34.

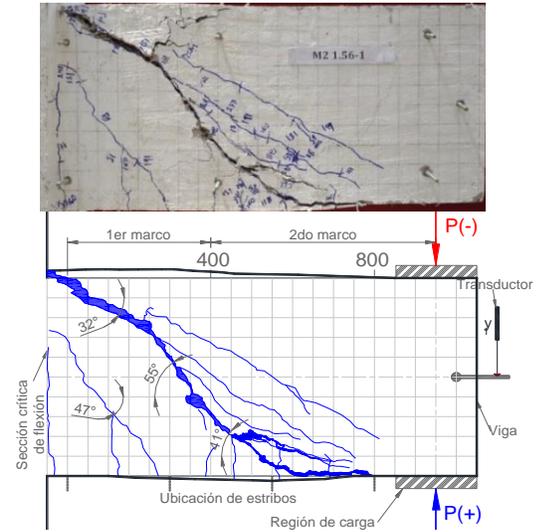
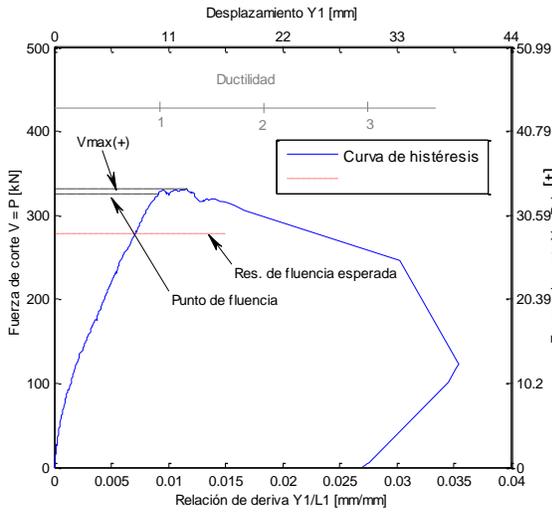


c) Modelo C1 2.11 1.5F 0.23

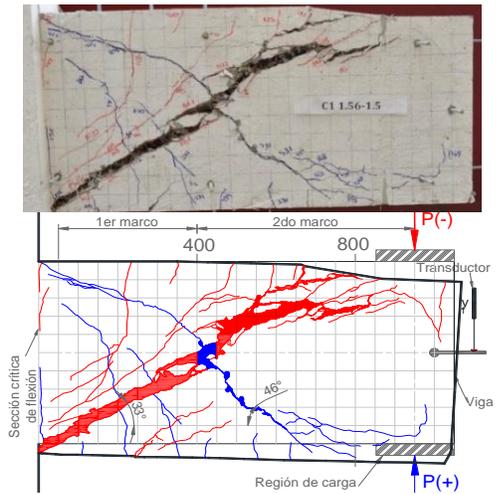
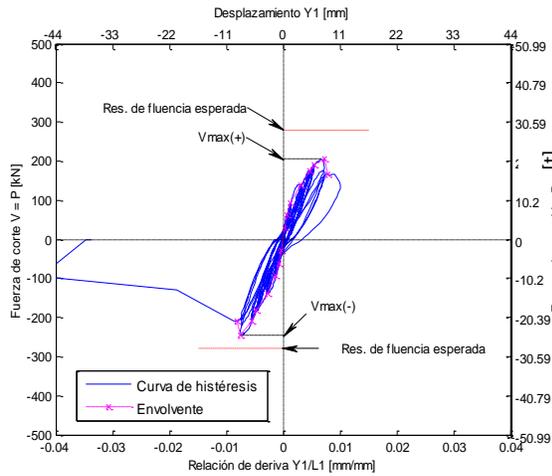
Figura 4.7: Curva de histéresis y patrón de agrietamiento en modelos del lado sur



a) C2 1.56 1.0F 0.38



b) M2 1.56 1.0F 0.23



c) C1 1.56 1.5F 0.0

Figura 4.8: Curva de histéresis y patrón de agrietamiento en modelos del lado norte.

Tabla 4.1: Principales parámetros en cinco estados de la prueba de cada modelo

| Gráfica | Propiedades | | Lado sur | | | Lado Norte | | |
|------------------------------|--|--------------|------------|------------|-----------|------------|----------|----------|
| | | | C2 2.11 0F | C2 2.11 1F | C1 2.11 | C2 1.56 1F | M2 1.56 | C1 1.56 |
| | | | 0.58 | 0.34 | 1.5F 0.23 | 0.34 | 1F 0.24 | 1.5F 0.0 |
| a) primeras grietas | Flexión | V [kN] | 62.8 | 62.6 | 28.9 | 92.5 | 63.1 | 58.3 |
| | | δ/L | 0.06% | 0.06% | 0.02% | 0.15% | 0.07% | 0.06% |
| | Corte | V [kN] | 138.3 | -138.6 | 137.8 | 92.2 | 175.3 | 92.2 |
| | | δ/L | 0.20% | -0.22% | 0.21% | 0.17% | 0.36% | 0.13% |
| b) Fluencia | Positivo | V [kN] | 393.7 | 394.5 | - | 315.1 | 324.9 | - |
| | | δ/L | 1.08% | 0.94% | - | 1.09% | 0.91% | - |
| | Negativo | V [kN] | -401.2 | -399.1 | - | -305.3 | - | - |
| | | δ/L | -1.29% | -1.10% | - | -0.86% | - | - |
| Degradación de resistencia | En el grupo de repeticiones de cada incremento | < -5.7% | < -4.8% | - | <6.98% | - | - | |
| Resistencia máxima | Positivo | Vmax [kN] | 440.1 | 432.0 | 359.9 | 349.4 | 331.0 | 205.0 |
| | | δ/L | 2.51% | 1.6% | 1.00% | 2.24% | 1.16% | 0.68% |
| | Negativo | Vmax [kN] | -457.0 | -420.0 | -381.5 | -356.3 | - | -246.6 |
| | | δ/L | -2.79% | -1.29% | -0.96% | -2.03% | - | -0.73% |
| | Degradación de resistencia | Repeticiones | -6.64% | < 25.77% | 5.63% | < 11.09% | - | 21.53% |
| | Ductilidad de desplazamiento | Positivo | 2.3 | 1.7 | - | 2.0 | 1.3 | - |
| Negativo | | 2.2 | 1.2 | - | 2.4 | - | - | |
| c) Falla | Positivo | Vf [kN] | 352.1 | 346 | 287.9 | 279.5 | 264.8 | 164 |
| | | δ/L | 2.93% | 1.58% | 1.50% | 2.74% | 2.61% | 0.92% |
| | Negativo | Vf [kN] | -365.6 | -336 | -305.2 | -285.0 | - | -197.3 |
| | | δ/L | -3.10% | -1.69% | -1.42% | -2.74% | - | -0.83% |
| | Ductilidad de desplazamiento | Positivo | 2.7 | 1.7 | - | 2.5 | 2.9 | - |
| | | Negativo | 2.4 | 1.5 | - | 3.2 | - | - |
| d) Resistencia última | Positivo | Vu [kN] | 221.6 | 194.2 | 137.3 | 215.1 | 123.3677 | - |
| | | δ/L | 3.55% | 3.22% | 3.26% | 3.21% | 3.54% | - |
| | Negativo | Vu [kN] | -219.7 | -165.2 | -131.4 | -235.4 | - | -209.9 |
| | | δ/L | -3.59% | -3.30% | -3.23% | -3.24% | - | -0.81% |
| | Degradación de resistencia | Positivo | 49.6% | 55.1% | 61.9% | 38.5% | 62.7% | - |
| | | Negativo | 51.9% | 60.7% | 65.6% | 33.9% | - | 14.9% |
| Ductilidad de desplazamiento | Positivo | 3.3 | 3.4 | - | 2.9 | 3.9 | - | |
| | Negativo | 2.8 | 3.0 | - | 3.8 | - | - | |

CAPÍTULO 5

DISCUSIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En este capítulo se discute el desempeño de las fibras sintéticas en las vigas de concreto reforzado en términos de patrón de falla, agrietamiento, capacidad de disipación de energía, retención de rigidez, índice de daño, curvatura, y rotación.

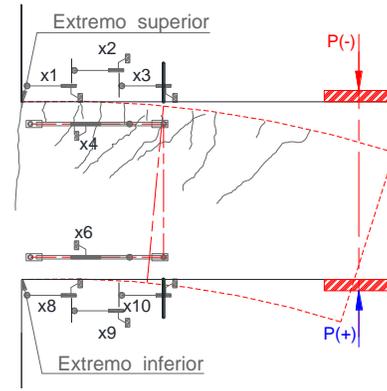
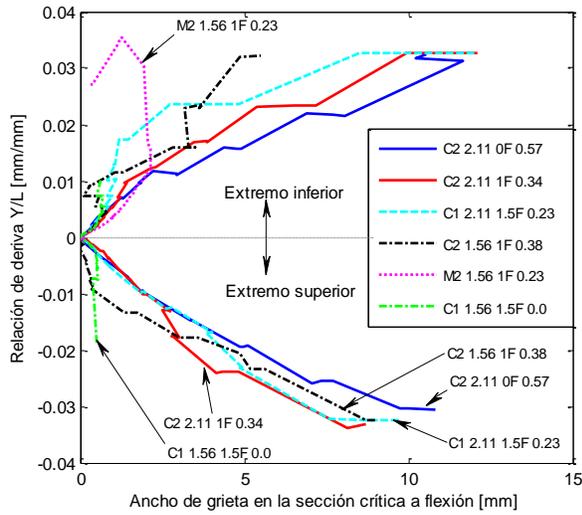
5.1 COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN

5.1.1 Agrietamiento a Flexión

La grieta vertical más importante de la viga se genera en la sección crítica a flexión, cuya variación del ancho de grieta se midió de forma indirecta y aproximada, como se indica en el esquema de la Figura 5.1b. Para ilustrar los beneficios de la fibra en el control de agrietamiento la Figura 5.1a compara los anchos de grieta vertical máximos de cada ciclo de cada modelo en el sentido positivo y negativo de aplicación de carga (en el apéndice 3 se ilustra las gráficas completas de cada modelo). Por ejemplo, en el punto de fluencia, el modelo de control sin fibras desarrolló un ancho de grieta de 2.0⁽⁺⁾ y 2.8⁽⁻⁾ mm, en el sentido positivo y negativo respectivamente. El modelo C2 1.56 1F 0.34 desarrolló un ancho de grieta de 0.85⁽⁺⁾ y 0.38⁽⁻⁾ mm, que representa el 42% y 14% del ancho de grieta del modelo de control en el sentido positivo y negativo respectivamente. Los modelos C2 2.11 1F 0.34 y M2 1.56 1F 0.23 presentaron en promedio un 72% y 86% del ancho de grieta del modelo de control respectivamente. Por otro lado, el modelo C1 2.11 1.5F 0.23 que se encontró muy cerca de la fluencia, en el punto de resistencia máxima desarrolló en promedio un 60% del ancho de grieta del modelo de control en el punto de fluencia. El modelo C1 2.11 1.5F 0.23 ilustra en el sentido positivo las mejoras del control de agrietamiento con el incremento de volumen de fibra, aun teniendo el menor refuerzo transversal de todos los modelos.

En general, los tres modelos con cuantía de refuerzo máxima y el modelo C2 1.56 1F 0.38 tienen una tendencia similar, con anchos de grieta máximos cercanos a 10mm, donde en todos los ciclos el modelo

de control desarrolla el mayor ancho de grieta vertical en la sección crítica a flexión. También puede notarse que el modelo C2 1.56 1F 0.38 exhibe el mejor comportamiento en el sentido positivo con un ancho de grieta máximo cercano a 5mm, mientras que el modelo C1 sin estribos no solo no alcanzó la fluencia, si no también, no progresa el ancho de grieta vertical.



$$A_{grieta}^s = \Delta_{x1} + \Delta_{x2} + \Delta_{x3} - \Delta_{x4} \quad (7)$$

$$A_{grieta}^i = \Delta_{x8} + \Delta_{x9} + \Delta_{x10} - \Delta_{x6} \quad (8)$$

Figura 5.1: a) Envolvente del ancho de grieta en la sección crítica b) Esquema de cálculo A_{grieta} .

5.1.2 Deformación del Acero de Refuerzo Longitudinal

Las deformaciones registradas del acero de refuerzo longitudinal son generalmente muy dependientes de la localización de los deformímetros sobre las varillas, incluyendo su ubicación con respecto a alguna grieta o daño del recubrimiento, como consecuencia, la certidumbre de las mediciones se acepta hasta el alcance de la fluencia de las varillas, después de este punto los datos obtenidos pueden ser discutibles. En este contexto, las deformaciones se ilustran en el apéndice 3 y se organizan en tres secciones: la mitad del apoyo (sección O-O), la sección crítica a flexión (sección A-A), y la sección a 200 y 150 mm del apoyo para los modelos C2 y C1 respectivamente (sección B-B). Nótese que las deformaciones de las varillas longitudinales medidas en la mitad del apoyo se encuentran por debajo del 55% de la deformación de fluencia promedio, por tanto, se asume que los esfuerzos generados durante el ensayo de un modelo no afectan al modelo del lado opuesto en espera para su prueba.

5.1.3 Momento Curvatura

La relación momento curvatura teórico ($M-\phi_{calc}$) se calcula con la teoría de flexión pero ajustado con los resultados obtenidos de las probetas, y la Figura 5.2 ejemplifica el cálculo del momento y curvatura experimental ($M-\phi_{exp}$) en la sección A-A y B-B, donde ϵ_i y ϵ_j son las deformaciones a tensión en las varillas de acero de refuerzo superior e inferior respectivamente, y d_{ij} es la distancia entre los deformímetros.

La Tabla 5.1 resume el momento y curvatura de fluencia de los modelos C2 y M2, y para los modelos C1 se presenta el momento máximo con su correspondiente curvatura.

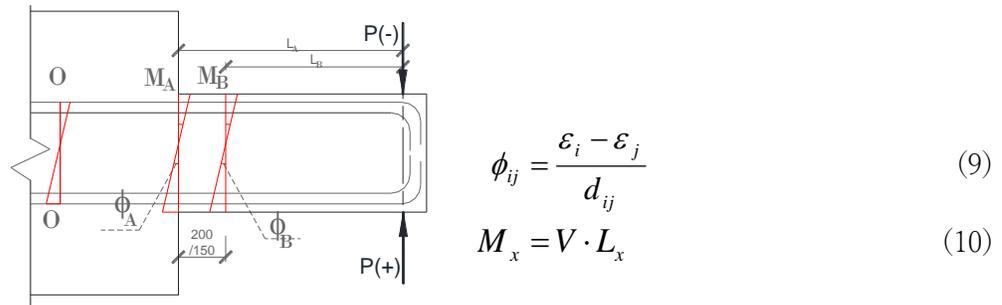


Figura 5.2: Esquema de momento y curvatura, modelo del lado norte.

La Figura 5.3 compara los resultados de las relaciones momento curvatura experimentales y teóricos para cada modelo. Donde en todos los modelos la relación $M-\phi_{exp}$ de la sección A-A muestra mayor resistencia y mayor rigidez global que el teórico, por el contrario en la sección B-B se puede observar gran cercanía de las relaciones $M-\phi_{exp}$ con el $M-\phi_{calc}$. Nótese que las fibras incrementan la rigidez en la fluencia alrededor de un 5% con respecto al modelo de control, aspecto que refleja una compensación del aporte de resistencia de las fibras con la disminución del módulo elástico del concreto. Por otro lado, en todos los modelos la rigidez experimental antes del primer agrietamiento es menor a la rigidez teórica en ese punto.

Tabla 5.1: Resumen de valores de momento curvatura en la fluencia.

| Sección | Lado sur | | | Lado Norte | | | |
|---------|--------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|-----------|
| | C2 2.11 0F 0.57 | C2 2.11 1F 0.34 | C1 2.11 1.5F 0.23* | C2 1.56 1F 0.34 | M2 1.56 1F 0.24 | C1 1.56 1.5F 0.0* | |
| Teórico | M | 321.2 | 319.1 | 320.4 | 249.9 | 249.9 | 251.2 |
| | ϕ | 9.08E-06 | 9.40E-06 | 9.20E-06 | 8.87E-06 | 8.87E-06 | 8.49E-06 |
| A-A | M ⁺ | 374.1 | 376.7 | 338.6 | - | 310.5 | 194.7 |
| | ϕ^+ | 6.84E-06 | 6.58E-06 | 5.96E-06 | - | 9.31E-06 | 2.71E-06 |
| | M ⁻ | - | - | -360.8 | -290 | - | -234.3 |
| | ϕ^- | - | - | -5.89E-06 | -6.99E-06 | - | -2.81E-06 |
| B-B | M ⁺ | 312.6 | 319.6 | 282.3 | - | 245.1 | 159.9 |
| | ϕ^+ | 8.42E-06 | 8.25E-06 | 7.86E-06 | - | 8.64E-06 | 5.48E-06 |
| | M ⁻ | -320.9 | -307.3 | -303.8 | - | - | -197.3 |
| | ϕ^- | -6.50E-06 | -8.34E-06 | -7.99E-06 | - | - | -5.91E-06 |

* Curvatura correspondiente al momento máximo en la sección A-A y B-B.

M [kN-m] y ϕ [rad/mm]

Después del primer agrietamiento el modelo de control desarrolla una degradación paulatina de rigidez en cada ciclo, y en la fluencia llega a presentar una reducción del 12% de la rigidez registrada inmediatamente después del primer agrietamiento a flexión. Por el contrario, los modelos con fibra,

incrementan paulatinamente la rigidez instantánea en relación con el mismo parámetro inmediatamente después del primer agrietamiento, este comportamiento se puede atribuir al mecanismo de posagrietamiento del concreto con fibras descrito en el capítulo 2, es decir, en el microagrietamiento las fibras actúan pasivamente y a medida que la grieta es más ancha y más profunda, un mayor número de fibras participa contribuyendo de forma acumulativa.

En la fluencia los modelos C2 2.11 1F 0.34, C2 1.56 1F 0.38 y M2 1.56 1F 0.23 presentan un incremento en relación con la rigidez instantánea registrada inmediatamente después del primer agrietamiento, en 15%, 27% y 4% respectivamente. Este comportamiento de posagrietamiento del concreto reforzado con adición de fibras se ve acentuado en los modelos tipo C1, en el punto de resistencia máxima el modelo C1 2.11 1.5F 0.23 presenta un incremento de la rigidez instantánea en relación con el mismo parámetro después del primer agrietamiento en 28% y 42% para el sentido positivo y negativo respectivamente. Finalmente, el modelo C1 1.56 1.5F 0.0 incrementa de forma destacable la rigidez en el punto de resistencia máximo en un 109% de la rigidez del primer agrietamiento.

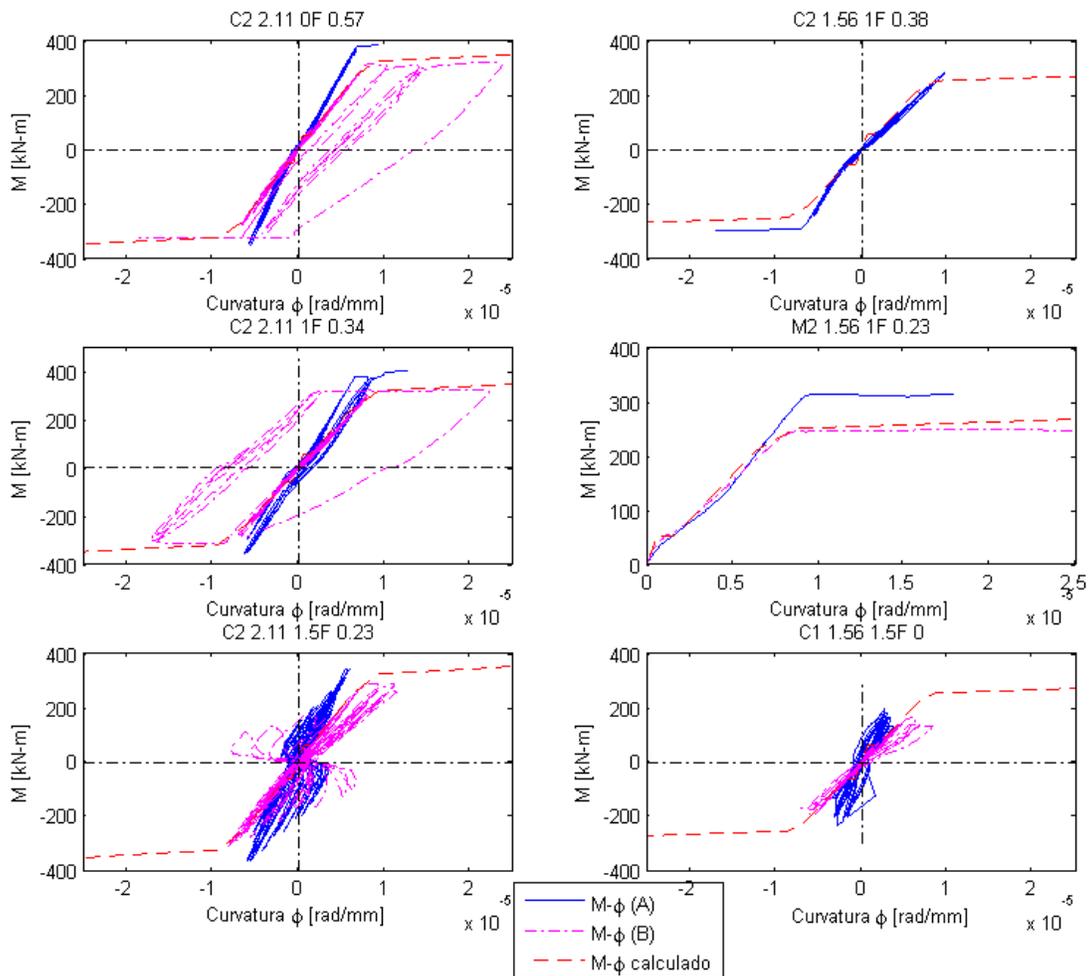


Figura 5.3: Relaciones momento curvatura experimental y calculada.

5.2 COMPORTAMIENTO A CORTE

5.2.1 Agrietamiento Diagonal

Para realizar una comparación más adecuada del agrietamiento diagonal de los modelos se tendría que comparar el área de agrietamiento conformado por el producto de la longitud y el ancho de cada grieta, sin embargo, los métodos de medición utilizados no permitieron medir continuamente el ancho de cada grieta, y solamente se registró los anchos de las grietas diagonales principales. En este contexto, el efecto de las fibras en el agrietamiento de tensión diagonal por cortante se evalúa en cada ciclo mediante los siguientes parámetros: la longitud acumulada de todos los tipos de grieta, y la superficie de la grieta diagonal principal, ambas normalizadas con respecto a la superficie de la cara visible del peralte de la viga.

La Figura 5.4a compara la acumulación de la longitud de grietas normalizada de cada modelo, donde se puede notar que el modelo M2 desarrolló la menor longitud de grietas, sin embargo, este comportamiento se puede atribuir al tipo de aplicación de carga. En cuanto a los modelos restantes, puede observarse una relación del incremento de longitud de grietas con el incremento del contenido de fibra y reducción del acero de refuerzo transversal.

La superficie de las grietas diagonales principales en el sentido positivo y negativo se ilustran en la Figura 5.4. Los resultados muestran que el modelo C1 sin estribos y el modelo M2 alcanzaron la mayor superficie de agrietamiento, 0.05 y 0.037 respectivamente, por lo que es importante destacar que la presencia de la fibra permitió llegar a estos niveles elevados de superficie de agrietamiento. Por otro lado, el modelo C2 1.56 1F 0.38 exhibió menor superficie de agrietamiento que el modelo de control, y el modelo C2 2.11 1F 0.34 en el sentido positivo desarrolló una superficie de grieta muy cerca al modelo de control. Para aclarar lo descrito es conveniente realizar una comparación puntual, por ejemplo, en el ciclo 24 el modelo C2 1.56 1F 0.38 desarrolla 39% y 75% menos superficie que el modelo de control en el sentido positivo y negativo respectivamente, y el modelo C2 2.11 1F 0.34 prácticamente logra el mismo nivel de agrietamiento que el modelo de control en el sentido positivo, sin embargo, en el sentido negativo la superficie de agrietamiento es 59% superior al modelo de control. Los beneficios de la fibra en el control de agrietamiento se ve acentuado en el último ciclo, donde el modelo de control desarrolla 3.5 veces mayor superficie de agrietamiento que el modelo C2 1.56 1F 0.38, y el modelo C2 2.11 1F 0.34 pese a tener menor refuerzo transversal solamente supera en 36%, en el sentido positivo, la superficie de agrietamiento del modelo de control.

Finalmente, nótese que el modelo C1 2.11 1.5F 0.23 exhibe superficies de agrietamiento muy superiores al modelo sin fibras en ciclos tempranos, no obstante, este modelo logra alcanzar los mismos niveles de desplazamiento que el modelo de control.

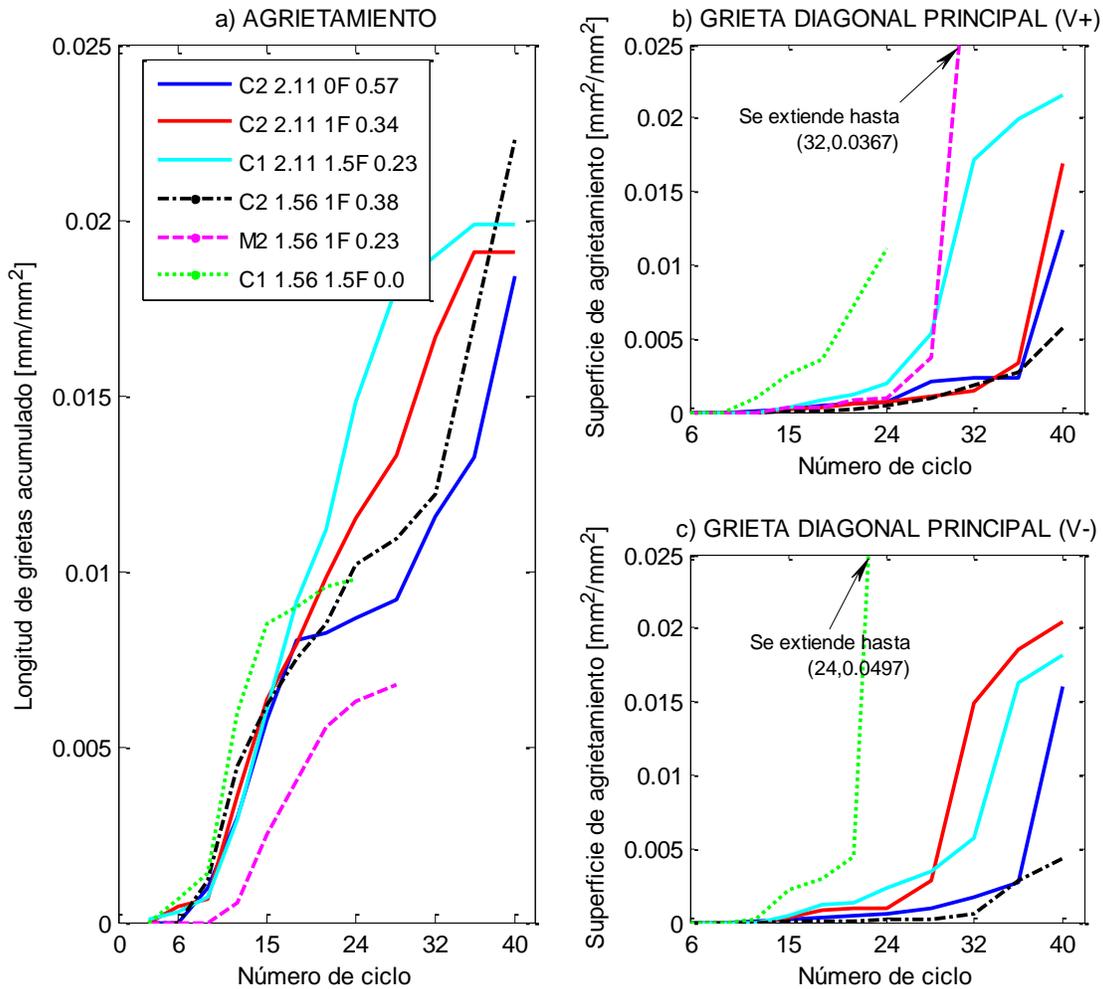


Figura 5.4: a) Longitud acumulada de grietas, b) y c) superficie de grietas diagonales principales.

5.2.2 Patrón de falla

El patrón de falla se relaciona con el mecanismo de arco y armadura, tal como se ejemplifican en las figuras 5.5a, 5.6a y 5.6b, en las cuales el trazo de las grietas diagonales y la ubicación de los estribos marcan los puntales de concreto.

Las gráficas de la Figura A.12 del apéndice 3 comparan la distorsión del primer y segundo marco de transductores, donde los modelos C2 2.11 0F 0.57 y C2 1.56 1F 0.38 desarrollan una distorsión en el primer marco muy superior a su segundo marco, por el contrario, en los modelos restantes la diferencia entre la distorsión del primer marco con el segundo es notablemente reducida. Este comportamiento se ve reflejado en la falla en forma de X (Figura 5.5b), en los modelos C2 2.11 0F 0.57 y C2 1.56 1F 0.38 la ubicación de este tipo de falla se encuentra en la región del primer marco de transductores, y en los modelos restantes las grietas de falla se extienden desde la sección crítica a flexión hasta la región de aplicación de carga.

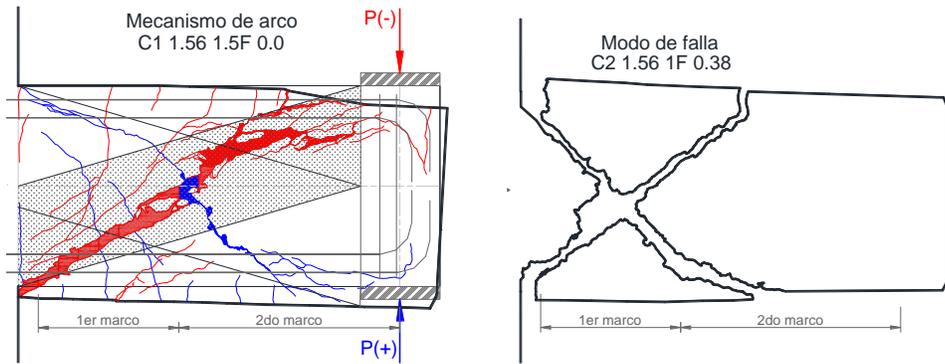


Figura 5.5: a) Mecanismo de arco y b) modo de falla.

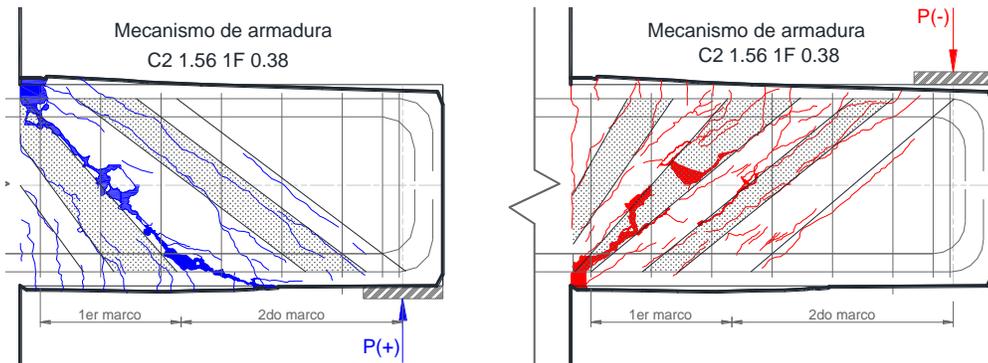


Figura 5.6: Mecanismo de armadura modelo C2 1.56 1F 0.38 sentido a) positivo b) negativo.

5.2.3 Refuerzo Transversal

Las gráficas de la Figura 5.7 ilustran la demanda de deformaciones en el acero de refuerzo de los estribos, y se puede observar que antes de la degradación de resistencia del mecanismo de armadura, la deformación del acero en el pico de cada ciclo tiene una tendencia a incrementar. Posteriormente, la degradación del mecanismo de armadura no solo se refleja por el decrecimiento de las deformaciones del estribo a medida que se incrementan el desplazamiento, sino también es claramente visible en las curvas de histéresis.

Como ejemplo de discusión de la degradación de resistencia se utiliza las Figura 5.7 *d*, *e*, y *f* que corresponden al modelo C2 2.11 1F 0.34, donde las líneas continuas representan el comportamiento de los estribos E3, E4 y E5, y la línea discontinua representa la deformación de fluencia promedio. Antes de que el modelo alcance la fluencia a flexión, el estribo E5 fluye en ambos sentidos y su deformación continua incrementándose, mientras que los estribos E4 y E3 se encuentran por debajo de la deformación de fluencia. Cuando el modelo alcanza la fluencia a flexión, el estribo E4 se encuentra muy cerca de la deformación de fluencia y el estribo E3 continúa muy por debajo, ya en el siguiente incremento E4 fluye primero en sentido negativo y luego en el positivo. Cuando las curvas empiecen a incrementar

horizontalmente antes de que el mecanismo de arco desaparezca, es un indicador que la demanda en el mecanismo de armadura ha incrementado, por tanto, incrementando la debilidad de la armadura. En general, en todos los modelos, los estribos más cercanos a la sección crítica de flexión (E3 y E2) no alcanzaron la deformación de fluencia, y los estribos restantes si fluyeron, no obstante, los estribos E3 y E2 tienen la función de controlar el pandeo del refuerzo longitudinal, que la de contribuir a la resistencia a corte.

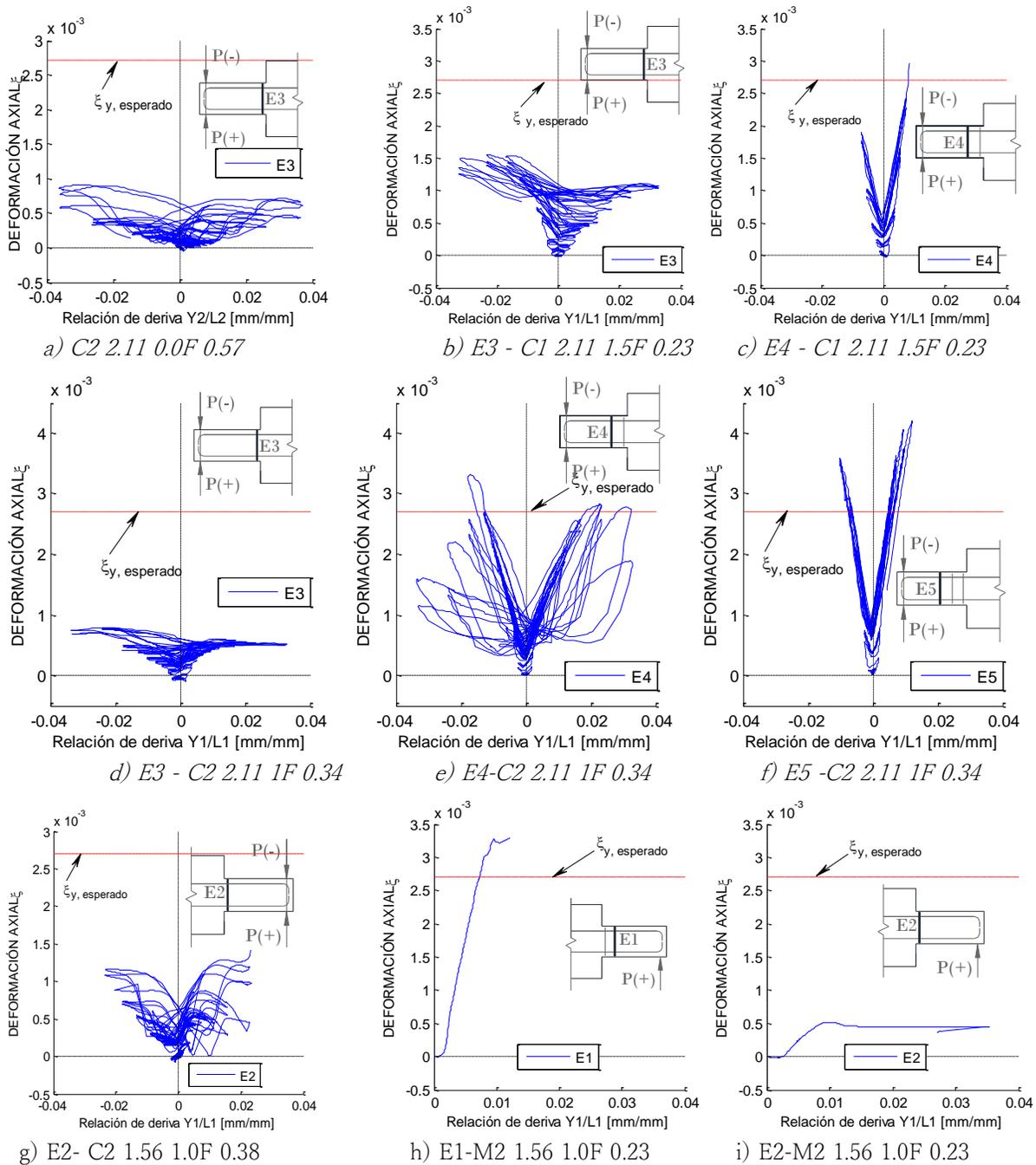


Figura 5.7: Deformación del acero de refuerzo transversal.

5.2.4 Relaciones Fuerza de Corte – Rotación

La capacidad residual de los modelos se ilustra en las figuras 5.8 y 5.9 en el sentido positivo y negativo respectivamente, donde la línea continua gruesa representa la tendencia de la resistencia del modelo, definida por la fluencia a flexión, la resistencia máxima, y la resistencia asociada al desplazamiento último. La tendencia trilineal propuesta es una alternativa atractiva para desarrollar expresiones de cálculo más sencillas y del lado de seguridad. Algunos investigadores consideran que la degradación de resistencia cortante bajo cargas cíclicas puede ser descrita como una función definida por la resistencia de corte estática inicial y la fuerza de corte que cause la fluencia del acero de refuerzo transversal, en relación con el desplazamiento alcanzado en la fluencia del modelo, es decir, considerando la falla a corte cuando el refuerzo transversal alcanza la fluencia; sin embargo, por simplicidad en este estudio se adoptó la ductilidad máxima correspondiente a la fuerza de falla del modelo cuando la degradación de resistencia llega al 80% de la resistencia máxima.

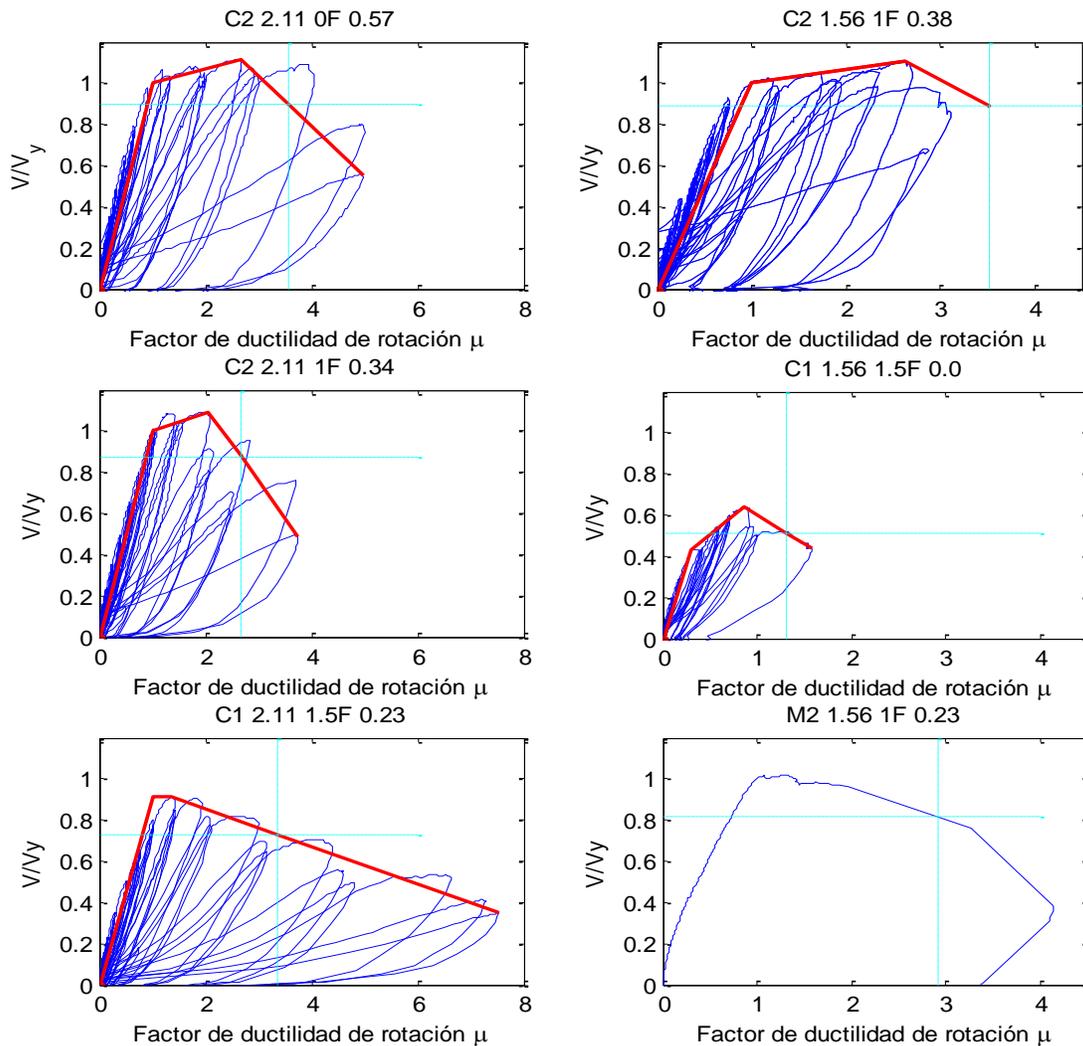


Figura 5.8: Capacidad residual, sentido positivo de aplicación de carga.

El modelo C2 1.56 1F 0.38 desarrolló un notable comportamiento dúctil alcanzando una ductilidad de rotación máxima de 6.5 (Figura 5.9), sin embargo, en el sentido positivo tiene una ductilidad menor de 3.5. El modelo de control sin fibras y el M2 mostraron un comportamiento dúctil con ductilidad de rotación máxima de 4.1 y 2.9 respectivamente. Aunque el modelo más frágil fue el C1 1.56 1.5F 0.0, en el sentido negativo desarrolló una menor pendiente de degradación de resistencia. Los modelos restantes C2 2.11 1F 0.34, C1 2.11 1.5F 0.23 se encuentran en el rango intermedio de un elemento dúctil y frágil. Nótese que si bien el modelo C1 2.11 1.5F 0.23 no llegó a la fluencia, desarrolló un comportamiento dúctil con una pendiente de degradación más extendida en el sentido positivo.

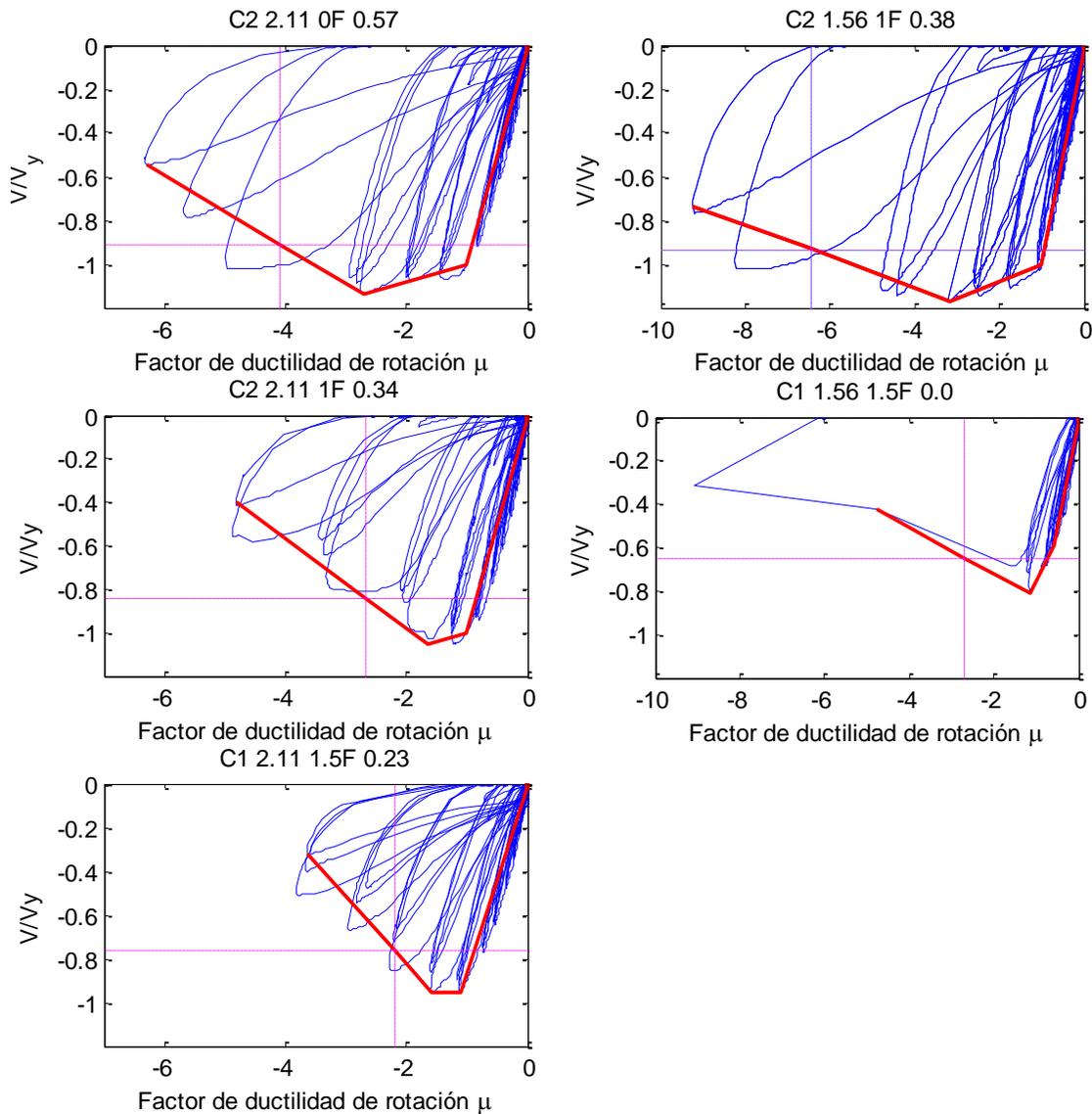


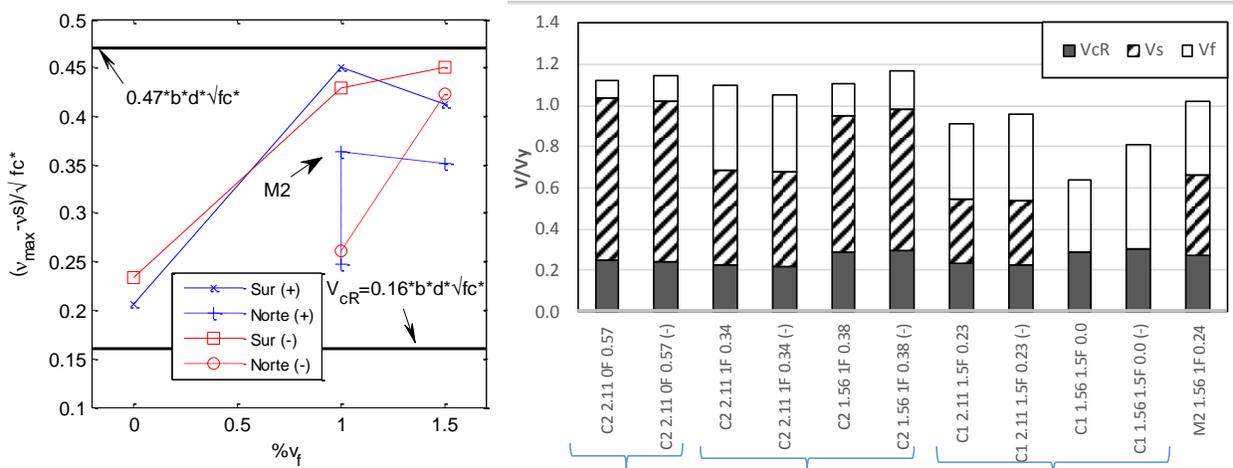
Figura 5.9: Capacidad residual, sentido negativo de aplicación de carga.

5.3 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTE

5.3.1 Comparación con el Reglamento NTCDF-2004

Suponiendo que la resistencia a corte asociada a la fibra se puede adicionar directamente a la propuesta existente del reglamento, es decir $V_s + V_{cR} + V_f$, la diferencia de la resistencia máxima experimental V_{max} con la propuesta del reglamento V_u , donde $V_u = V_s + V_{cR}$, resultaría en la fuerza de corte que se le podría atribuir a la fibra V_f . En este contexto la Figura 5.10b ilustra la participación de los tres términos que componen la fuerza de corte. Nótese que con respecto al modelo de control, cuanto mayor es la reducción del refuerzo transversal mayor es la contribución de las fibras, sin embargo, las fibras utilizadas en esta investigación no podrían reemplazar por completo el acero de refuerzo transversal en aplicaciones donde se requiera ductilidad y el esfuerzo de corte sea dominante, lo último se ejemplifica con el modelo C1 1.56 1.5F 0.0.

Una segunda suposición de la estimación del aporte de las fibras a la fuerza de corte, considera mantener la forma original del reglamento, es decir $V_s + V_c^*$, pero modificando V_{cR} de tal forma que incluya los beneficios de la fibra. La gráfica a) de la Figura 5.10 ilustra la tendencia de incremento del esfuerzo v_c^* con el incremento del contenido de volumen de fibra, de estos resultados se puede observar que los modelos con fibra con cuantía de refuerzo máxima tienen un incremento muy cercano al límite superior de resistencia de concreto simple, por otro lado el modelo más reforzado del lado norte C1 1.56 1F 0.38 aparentemente no desarrolla grandes beneficios, sin embargo, más adelante se describe su importancia en términos de ductilidad.



a) Esfuerzo de corte normalizado con $\sqrt{f_c}$.

b) Fuerza de corte normalizado con V_y .

Figura 5.10: Comparación de resistencia máxima a corte con el reglamento NTCDF.

5.3.2 Comparación con la Guía de Diseño AIJ-94

A diferencia del reglamento NTCDF-2004 la guía de diseño AIJ-94 considera de forma directa la ductilidad de rotación para estimar la tendencia degradante de la resistencia de corte al incursionar en la no linealidad. Por lo tanto, en la Figura 5.11b se compara la resistencia del mecanismo de arco V_a y armadura V_t , asociada a la rotación de la resistencia máxima de corte, y calculado con la ecuación 11. Nótese que solo los modelos con fibra con cuantía de refuerzo longitudinal máxima muestran mayor resistencia a la estimada por el AIJ-94, y por el contrario, el modelo M2 es el de menor cercanía a la resistencia esperada.

Nielsen (1995) comparó una solución de la teoría plástica con resultados experimentales del CRF, y encontró que el efecto de la fibra es razonablemente modelado si el parámetro de resistencia efectiva del concreto ν es igual a uno. Esta propuesta da una predicción segura de la resistencia a corte, en vigas de concreto reforzado con adición de fibras de acero, con valores de $\rho_f (L_f/d_f) > 0.75$. Como consecuencia, retomando la segunda suposición descrita en la comparación con NTCDF-2004, una alternativa para incluir los beneficios de la fibra en las ecuaciones propuestas por el AIJ-94, puede ser ajustando el parámetro de resistencia efectiva del concreto, por tanto, a continuación se despeja ν de la ecuación 11.

$$V_u = V_t + V_a = b_w j_t \rho_w f_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b_w h \cdot \nu \cdot f_c / 2 \quad (11)$$

$$\beta = 5 \rho_w f_{wy} / (\nu \cdot f_c) \quad (12)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(L/h)^2 + 1} - L/h \quad (13)$$

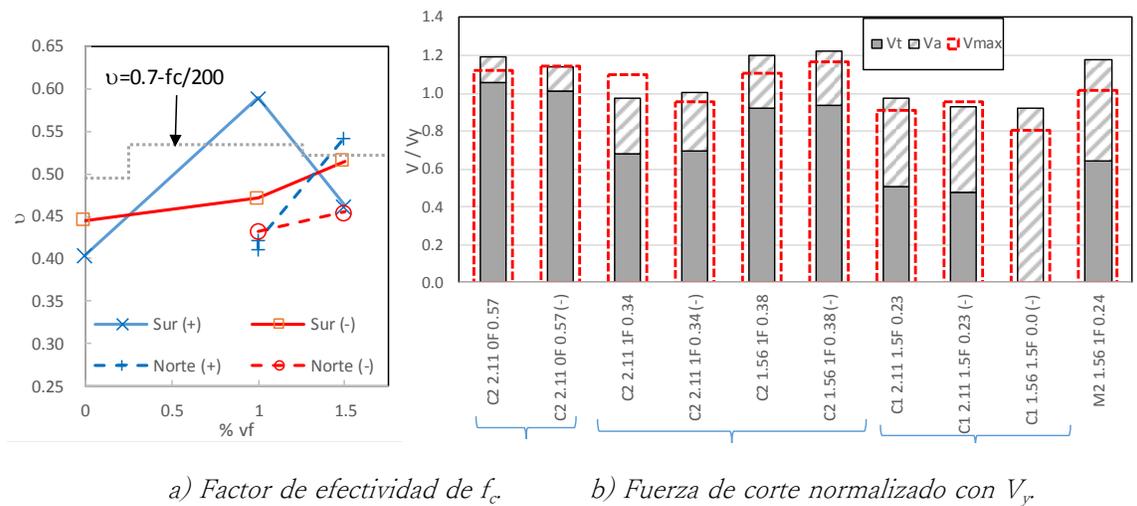
Dónde: b_w es el base de la viga, h es el peralte de la viga, j_t es la distancia entre las varillas superiores e inferiores, ρ_w es la cuantía de refuerzo transversal, f_{wy} es la resistencia de fluencia del acero de refuerzo transversal, f_c es la resistencia a compresión del concreto, ϕ es el ángulo del puntal de concreto en el mecanismo de armadura, L es el claro libre de la viga. Para β se verificó que la ecuación 12 rige en los modelos estudiados. Despejando ν :

$$\sigma_a = (V_u - V_t) / (\tan \theta \cdot b_w h \cdot / 2) \quad (14)$$

$$\nu = (\sigma_a + 5 \rho_w f_{wy}) / f_c \quad (15)$$

A partir de la ecuación 15 se obtiene la Figura 5.11a, que ilustra la comparación del factor de resistencia efectiva del concreto ν correspondiente a la resistencia máxima experimental ($V_u = V_{\max}$) con la variación del porcentaje de volumen de fibra en las abscisas. Nótese que hay una tendencia de incremento de ν con el incremento del volumen de fibra, pero con los beneficios de la fibra más atenuados. Nuevamente

los modelos con fibra con cuantía de refuerzo longitudinal máxima muestran una mejora importante, porque pese a alcanzar cierto nivel de rotación plástica se encuentran por encima del factor de efectividad mínimo para rotación plástica igual a cero. Finalmente, en términos de resistencia máxima los modelos M2 1.56 1F 0.23 y C2 1.56 1F 0.38 no exhiben gran mejoría.

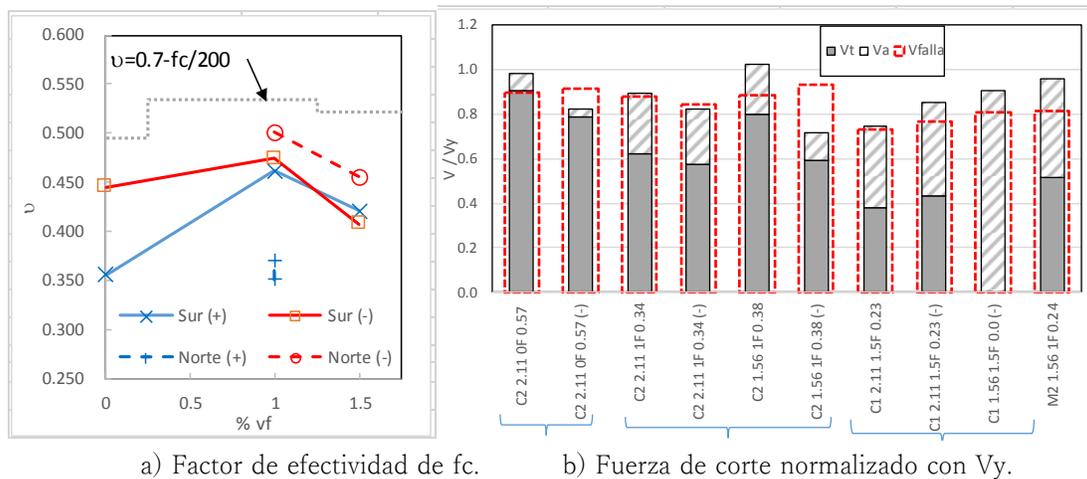


a) Factor de efectividad de f_c .

b) Fuerza de corte normalizado con V_r .

Figura 5.11: Comparación de resistencia máxima experimental a corte con la guía de diseño AIJ-94.

De forma similar se evalúa la resistencia a la falla y la ductilidad de rotación máxima, donde las comparaciones se ilustran en la Figura 5.12a y b. De los resultados obtenidos se observa que el modelo M2 en la falla continúa sin presentar mejoras, y aunque en el sentido positivo el modelo C2 1.56 1F 0.38 no muestre progreso en la degradación de resistencia, en el sentido negativo no solo mejora la resistencia, sino también incrementa notablemente su ductilidad. Como era de esperarse el desempeño de los modelos C1 en la falla se ve reducido.



a) Factor de efectividad de f_c .

b) Fuerza de corte normalizado con V_y .

Figura 5.12: Comparación de resistencia a la falla de corte con la guía de diseño AIJ-94.

En general, para estimar el aporte de las fibras sobre las expresiones existentes en los reglamentos, se debe incluir en el análisis la desviación que tiene la resistencia cortante que se atribuye al concreto simple, esto se ejemplifica en el modelo de control sin fibras donde en algunos casos supera levemente la resistencia esperada.

5.3.3 Comparación con Otras Propuestas

En la Figura 5.13 se compara la resistencia de corte máxima experimental con las propuestas de estimación de resistencia última de corte expuestas en el capítulo 2. Nótese que la predicción definida por Sharma (1986) tiene bastante cercanía con los resultados del modelo C2 2.11 1F 0.34, y supera en promedio 10% a los modelos tipo C1, sin embargo, la precisión se ve más afectada en el modelo de control y el modelo C2 1.56 1F 0.38 superándolos en un promedio de 18% y 29%. La precisión desfavorable de la predicción de Sharma (1986) se puede atribuir a la simplicidad de la ecuación, ya que para incluir la contribución de las fibras solo considera la resistencia a tensión por compresión diametral e ignora los otros parámetros de la fibra que influyen en el desempeño del concreto, además, la propuesta de carácter experimental se basó en el estudio del concreto con fibras de acero.

Por otro lado, de los resultados de la Figura 5.13 se puede observar una baja precisión en la predicción de la resistencia cortante propuesta por Narayanan y Darwish (1987), sin embargo, se realizó esta comparación por que los parámetros definidos en esta propuesta sientan las bases de las estimaciones de la resistencia a corte de varios investigadores, de entre ellos el que discutiremos a continuación.

Adoptando un valor de $\tau=4.15$ MPa recomendado por Swamy et al. (1974, citado por Narayanan y Darwish, 1987) y sustituyendo en la predicción de resistencia de corte definida por Greenough y Nehdi (2008) se tiene una estimación cercana a los resultados experimentales, sin embargo, para los modelos tipo C1 hay una sobreestimación de la resistencia del 8 % aproximadamente, y en 20% con respecto al modelo C2 1.56 1F 0.38. Ahora si consideramos el valor de $\tau=3.53$ MPa adoptado por Chalioris (2013) para modelos baja carga cíclica, la precisión de la resistencia calculada mejora notablemente para los modelos C1 y M2, quedando en promedio un 1% por debajo de los resultados experimentales (ver Figura 5.13), además el modelo C2 1.56 1F 0.38 mejora su cercanía del 20% descrito anteriormente a un 16%, por otra parte, pese a que el modelo C2 2.11 1F 0.34 reduce su precisión quedando 12% por debajo de la resistencia experimental, este comportamiento queda del lado de la seguridad.

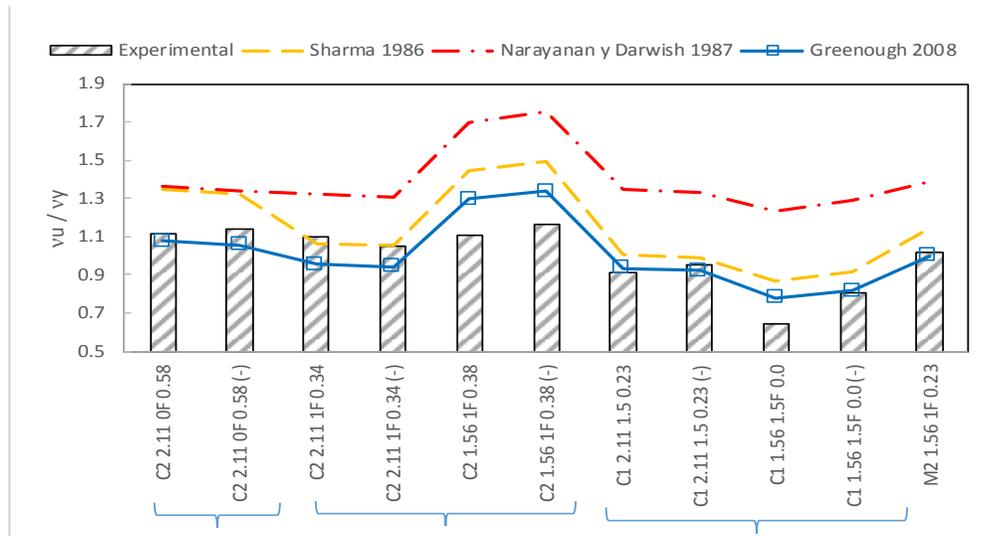


Figura 5.13: Comparación de la resistencia a corte experimental con las propuestas descritas en el capítulo 2.

5.3.4 Conclusiones y Recomendaciones Parciales

De la comparación de las predicciones de la resistencia a cortante en vigas de CRF, la propuesta de Greenough y Nehdi (2008) no solo tiene la mayor cercanía con los resultados experimentales de este trabajo, sino también se acopla fácilmente a las expresiones del reglamento NTCDF 2004. Sin embargo, los investigadores reconocen que aún se requiere mayor investigación en la estimación del parámetro τ (adherencia inter-facial de la matriz de concreto y las fibras).

En todos los casos, las predicciones propuestas sobreestiman la resistencia máxima de corte del modelo C2 1.56 1F 0.38, esto se puede atribuir a que las expresiones propuestas se basan en estudios de elementos sin acero de refuerzo transversal o en algunos casos con niveles bajos de refuerzo. En consecuencia, para contemplar los beneficios de las fibras en elementos con alto contenido de acero de refuerzo transversal, se requiere una expresión que considere la degradación de resistencia a corte del CRF tal como se demostró en la comparación con la guía de diseño AIJ-94.

5.4 EVALUACIÓN DEL DAÑO

5.4.1 Capacidad de Disipación de Energía

Uno de los aspectos más importantes del desempeño estructural bajo cargas inducidas por el sismo es la habilidad de la estructura de disipar la energía adecuadamente. La energía disipada por las vigas en este estudio se calculó como el área encerrada de un ciclo histérico para cada incremento del parámetro de control, adicionalmente para realizar una comparación más clara de la capacidad de energía de cada modelo, se normalizó la energía disipada dividiéndola sobre el área del rectángulo que encierra el ciclo histérico, como se observa en la Figura 5.14b.

La Figura 5.14a presenta la comparación de la energía disipada normalizada en las ordenadas con respecto al promedio de la relación de deriva positivo y negativo en las abscisas para cada modelo de prueba, donde se representa con puntos la energía de cada ciclo, y con líneas se une los puntos de la última repetición de cada grupo de ciclos de incremento, siendo con trazo continuo y con trazo discontinuo los modelos con cuantía de refuerzo longitudinal máxima y mínima respectivamente. En todos los casos la energía disipada de la última repetición es la menor del grupo de ciclos de cada incremento, y la energía disipada tiende a incrementar su dispersión cuando se sobrepasa el nivel de falla de cada modelo.

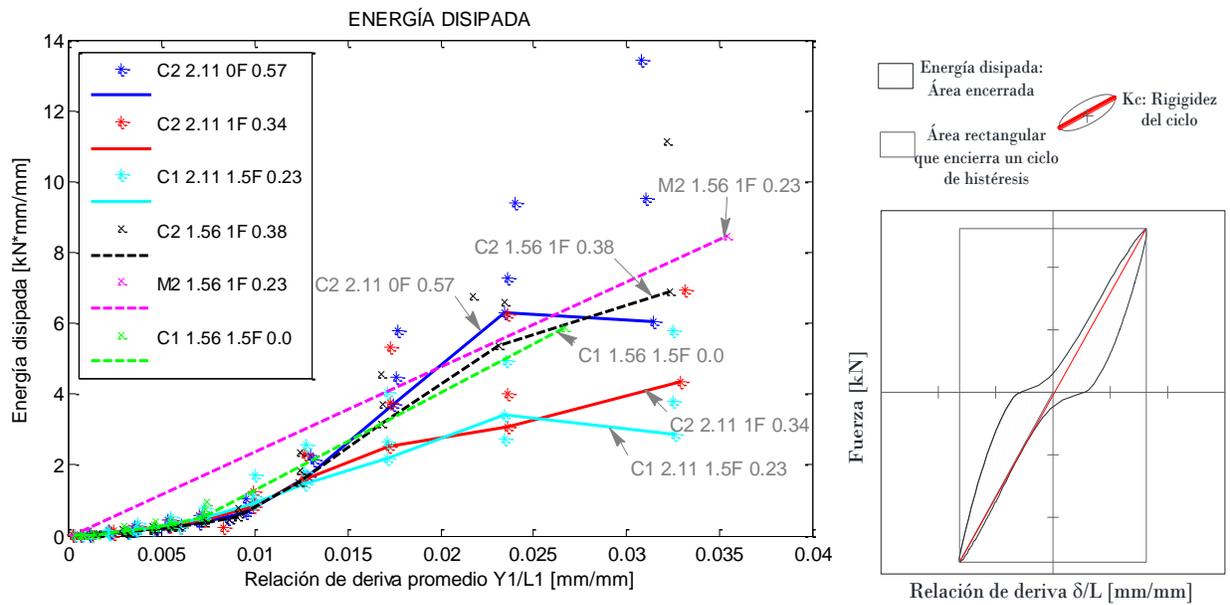


Figura 5.14: a) Energía disipada de los modelos en cada ciclo b) Esquema de cálculo de energía y rigidez.

La Figura 5.15 compara la energía disipada normalizada acumulada, y permite observar los siguiente: (1) los modelos C2 2.11 0F 0.57 y C2 2.11 1F 0.34 tienen la mayor capacidad de disipación de energía, sin embargo, el modelo de control a partir del ciclo 33 disipa mayor energía, (2) el modelo sin refuerzo

transversal C1 1.56 1.5F 0.0 tiene un notable comportamiento manteniendo en los primeros ciclos la misma capacidad de energía de los dos modelos anteriores, luego disipa menor energía hasta el ciclo 24 donde nuevamente alcanza la misma energía disipada que los otros dos modelos descritos, posteriormente se presenta la falla y la reducción notable de capacidad de disipación de energía. (3) el modelo C2 1.56 1F 0.38 tiene un tendencia ligeramente superior al modelo C1 2.11 1.5F 0.23, (4) el modelo M2 aparentemente es el de menor capacidad de disipación de energía acumulada, sin embargo, comparar M2 en esta gráfica puede tener cierta inconsistencia por su tipo de aplicación de carga. De las observaciones (2) y (3) se puede concluir que hay una mejora destacable del comportamiento de disipación de energía de los modelos con volumen de fibra de 1.5% con respecto a los de 1.0%.

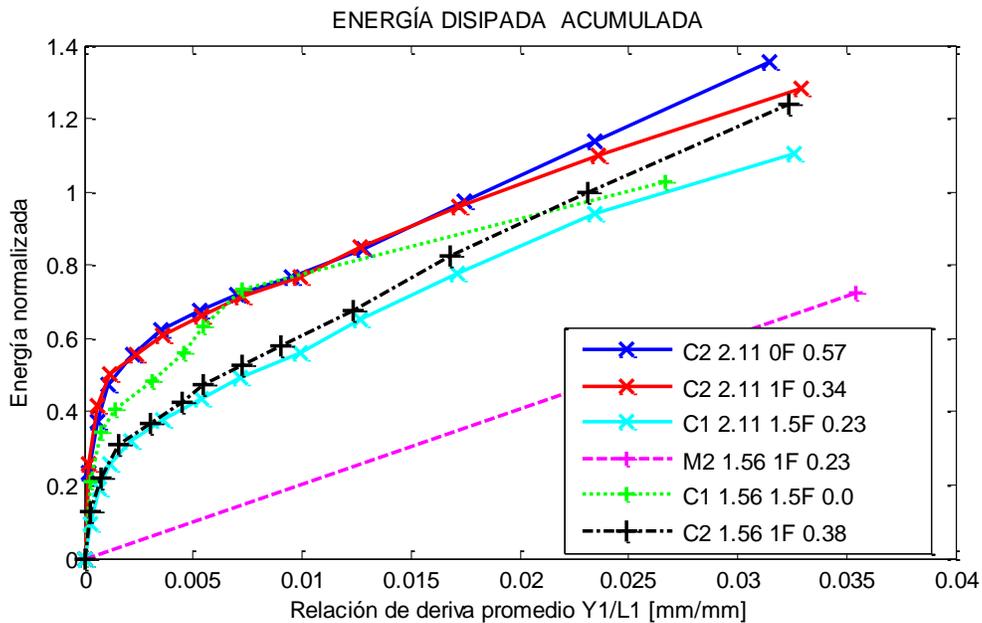


Figura 5.15: Energía disipada acumulada.

5.4.2 Degradación de Rigidez Fuerza-Desplazamiento.

De la revisión de los valores experimentales de la rigidez inicial de los modelos, se identificó que la presencia de la fibra en el concreto permitió que el modelo C2 2.11 1F 0.34 tenga un incremento promedio de 5% en el valor de este parámetro con respecto al modelo de control. Una tendencia similar pero más pronunciada, se observó al comparar el modelo C1 1.56 1.5F 0.23 con C2 1.56 1F 0.38, el valor de la rigidez del primero es mayor con el incremento de contenido de fibra. En general, los modelos presentaron una tendencia similar de degradación de rigidez, donde, a pesar que los modelos con fibra tienen un módulo de elasticidad aproximadamente 10% menor que el modelo de control, estos los modelos con mayor contenido de fibra tienen menor degradación de rigidez que las vigas más reforzadas correspondientes a cada lado (sur y norte) antes de la fluencia. Por ejemplo, para una relación de deriva

de 0.22%, el modelo C1 2.11 1.5F 0.23 tiene 4.4% mayor rigidez que el modelo sin fibras, y el modelo C1 1.56 1.5F 0.0 y el modelo M2 1.56 1F 0.23 tienen 5.6% y 14.3% más rigidez que el modelo C2 1.56 1F 0.38, respectivamente. La última comparación con el modelo M2 ilustra la degradación de rigidez que inducen las cargas cíclicas reversibles.

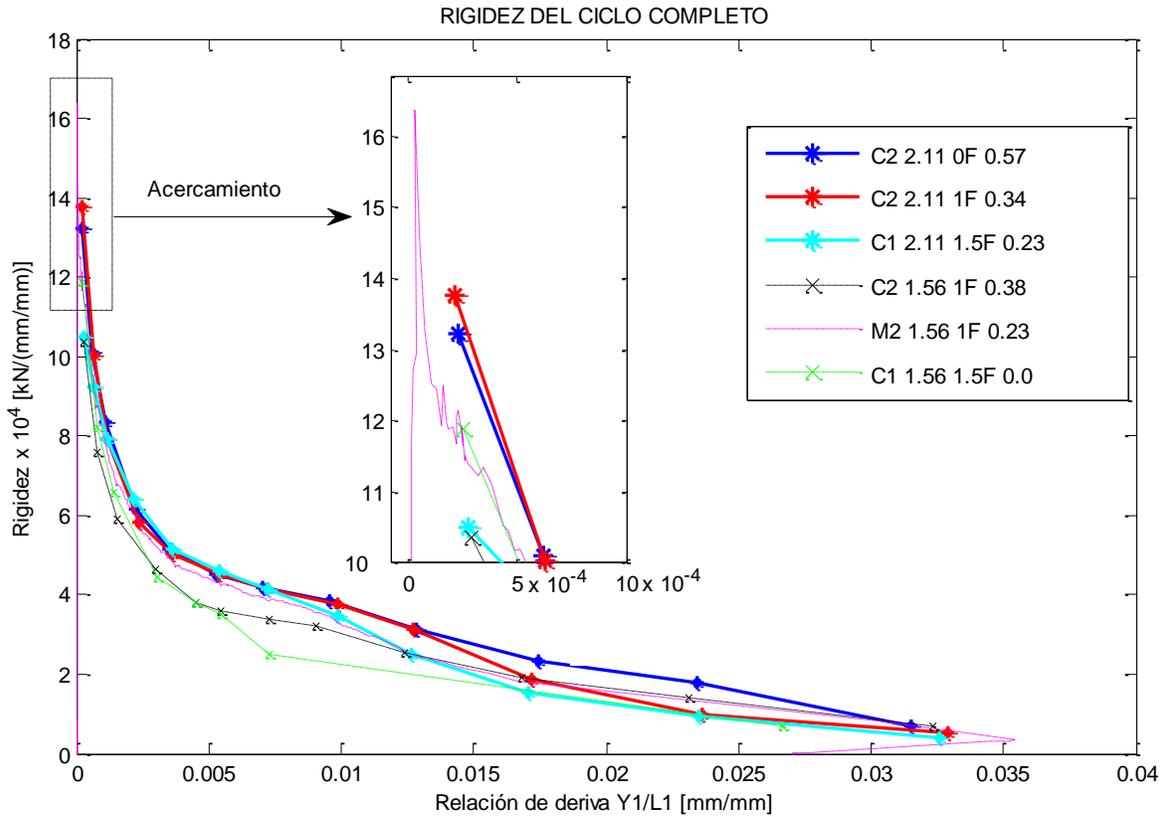


Figura 5.16: Degradación de rigidez de las curvas de fuerza y desplazamiento.

5.4.3 Índice de Daño

El índice de daño propuesto por Park y Ang (1985), es uno de los índices de daño más utilizados para evaluar el daño de elementos de concreto reforzado, y plantea que el nivel de daño puede estimarse como la suma de aquel producido por la demanda de máxima de deformación más aquel generado por las demandas acumuladas de deformación plástica, representadas por medio de energía plástica.

$$ID_{PA} = \frac{\mu_{\delta_{\max}}}{\mu_{\delta_u}} + \beta \frac{NE_{Hu}}{\mu_{\delta_u}} \quad (16)$$

Donde, $\mu_{\delta_{\max}}$ es la ductilidad correspondiente a la demanda máxima de deformación, μ_{δ_u} es la capacidad última de deformación obtenido con el modelo M2, β es una constante que toma en cuenta el efecto de las demandas acumuladas de deformación plástica en el nivel de daño del elemento de concreto y se

adoptó como 0.15 (Cosenza et al., 1990, citado por Terán-Gilmore, 2001), NE_{Hu} es la energía disipada en cada ciclo normalizada con la fuerza de fluencia V_y y el correspondiente desplazamiento δ_y . Un ID_{PA} menor que 0.4 implica teóricamente daño reparable, de 0.4 a 1.0 daño no reparable, y mayor que 1, falla del elemento.

La Figura 5.17 relaciona la longitud de grietas acumulada por unidad de superficie con el índice de daño, y permite comparar el desempeño de los modelos. Nótese que los modelos con fibras tienen un menor índice de daño que el modelo de control con excepción del modelo M2 y C1 1.56 1.5F 0.0. Por otra parte para un índice de daño de 0.4 los modelos con fibra exhiben mayor cantidad de longitud de grietas que el modelo de control, con excepción del modelo C1 1.56 1F 0.23. Nuevamente comparar directamente en esta gráfica al modelo M2 puede dar cierta inconsistencia por el tipo de aplicación de carga, sin embargo, una lectura combinada con la Figura 5.4a da una idea del daño alcanzado en cada ciclo.

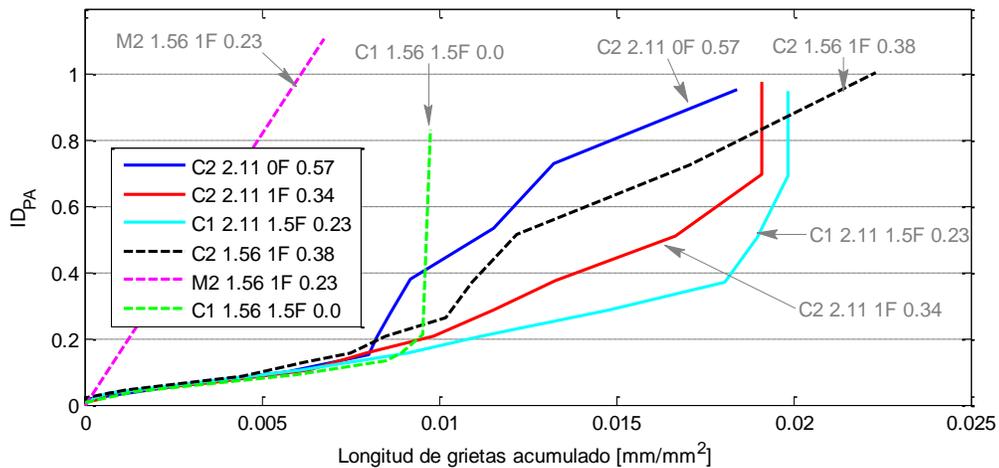


Figura 5.17: Relación entre longitud de grietas por unidad de superficie e índice de daño.

5.5 CONCLUSIONES GENERALES DEL ANÁLISIS DE RESULTADOS

La sinergia de las fibras y el refuerzo transversal frente a cargas cíclicas reversibles se ve claramente reflejado en el control de agrietamiento a flexión y corte. En flexión las reducciones del ancho de grieta vertical oscila entre el 86% y 28% del obtenido en el modelo de control; en corte la reducción de la superficie de agrietamiento diagonal en el último ciclo es extraordinario en el modelo C2 1.56 1F 0.38, donde el modelo de control presentó 3.5 veces mayor superficie de agrietamiento en la grieta diagonal principal que este último modelo. En general, el incremento de volumen de fibra y el incremento de acero de refuerzo transversal mejora notablemente el control del ancho de grieta.

Otro beneficio importante de las fibras se ve reflejado en el cambio del comportamiento de la degradación de rigidez de la relación momento-curvatura, es decir, después del primer agrietamiento la rigidez instantánea de los modelos con fibra incrementan paulatinamente con relación a la rigidez presentada inmediatamente después del primer agrietamiento. Este fenómeno se ve potenciado con el incremento de la fracción de volumen de fibra, por ejemplo, los modelos con $\rho_f=1\%$ alcanzaron en el punto de fluencia incrementos entre el 4% y 27% de la rigidez instantánea que presentaron inmediatamente después del primer agrietamiento, y los modelos con $\rho_f=1.5\%$ desarrollan en el punto de resistencia máxima incrementos entre 28% y 109% de la rigidez inmediatamente después del primer agrietamiento.

Las gráficas de relación de fuerza de corte y rotación ilustran claramente la mejora de la ductilidad de rotación con el incremento de contenido de fibra, donde el modelo C2 1.56 1F 0.38 desarrolló en el sentido positivo 50% mayor ductilidad que el modelo de control. Y una disminución del 40% del acero de refuerzo transversal del modelo de control, representó una reducción del 25% de la ductilidad en el sentido positivo.

En términos de resistencia de corte, sin considerar la ductilidad, se ve un notable incremento de la resistencia con el incremento de contenido de fibra, y este incremento se acentúa si se tiene menor presencia de acero de refuerzo transversal. Por el contrario, si se tiene mayor cantidad de estribos los incrementos de resistencia son muy bajos. Ahora si se incluye en el análisis la ductilidad y la degradación de resistencia de corte, la presencia de las fibras combinado con un mayor contenido de estribos, se refleja en una notable mejora de la resistencia efectiva del concreto.

La similitud de las expresiones de predicción de la resistencia de corte de CRF propuestas por Greenough y Nehdi (2008) con las expresiones de concreto simple del reglamento NTCCDF-2004, y la cercanía con los resultados experimentales de este trabajo, sugiere que en investigaciones futuras se analice esta propuesta con mayor amplitud.

El índice de daño de Park y Ang permite ver con mayor claridad las mejoras que inducen las fibras en este parámetro, y se puede concluir que hay una mejora destacable del comportamiento de disipación de energía de los modelos con la cantidad de volumen de fibra de 1.5% con respecto a los de 1.0%, lo cual indica que el incremento de volumen de fibra mejora el desempeño del concreto y del elemento. Por otro lado, pese a tener una reducción del 40% de refuerzo transversal con respecto al modelo de control, el modelo con fibras exhibe la misma capacidad de disipación de energía hasta la falla.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

Este trabajo estudia experimentalmente el comportamiento de vigas de concreto reforzado con adición de fibras de polietileno macrosintéticas, sujetas a un patrón de flexión-cortante con características de demanda cíclica reversible. La configuración de las seis vigas en voladizo ensayadas, cubre rangos de parámetros poco estudiados en la comunidad científica, y brindan nuevos datos experimentales e información muy útil de la notable contribución de las fibras en el desempeño estructural. En la evaluación del comportamiento de los modelos se dio énfasis en la resistencia cortante, la ductilidad, la degradación de rigidez y la capacidad de disipación de energía. Basado en los resultados experimentales de este estudio se extrae las siguientes conclusiones finales.

- Examinando el agrietamiento, la adición de fibras sin reducción del acero de refuerzo transversal (modelo C2 1.56 1F 0.38) potencia el control de agrietamiento vertical y diagonal; extendiendo la aparición del primer agrietamiento visible en un 172% del valor teórico esperado, más adelante en el punto de fluencia se reduce el ancho de grieta vertical al menos un 58%, y en el desplazamiento último la superficie de la grieta diagonal principal se reduce en 71%, ambas reducciones con respecto al modelo de concreto simple.
- La contribución de las fibras en el comportamiento cortante de los modelos, se refleja en el primer agrietamiento y en la respuesta posagrietamiento, donde las fibras cambian el modo de falla brusco y súbito propio del concreto simple en una falla suavizada, aun en los modelos sin refuerzo transversal.
- A pesar que los modelos con fibra tienen un módulo de elasticidad 10% menor que el modelo de concreto simple sin fibras, de las curvas de relación momento curvatura, se pudo observar que después del primer agrietamiento los modelos con presencia de fibras invierten el desarrollo degradante de la rigidez que tiene el concreto simple, es decir, la rigidez se incrementa paulatinamente con respecto a la rigidez del primer agrietamiento, donde un incremento del contenido de fracción de volumen de

fibra potencia este comportamiento. En general, en el punto de fluencia los modelos de CRF muestran mayor rigidez que el modelo de control, desarrollando un incremento del 5% de la rigidez exhibida por modelo de control.

- Evaluando la ductilidad de rotación en la falla, la adición de 1% de fracción de volumen de fibra al concreto y sin reducir el acero de refuerzo transversal (modelo C2 1.56 1F 0.38) logró una ductilidad de 57% adicional al reportado por el modelo sin fibras, y con una reducción del 40% del refuerzo transversal en la viga de CRF se presenta una disminución de la ductilidad entre 25% y 35% con respecto al modelo de control, por último, reduciendo el 60% del refuerzo transversal e incrementando a 1.5% el contenido de fibra, se logra desarrollar un comportamiento dúctil con reducciones entre 6% y 46% con respecto al modelo sin fibras. Por lo tanto, se concluye que el incremento del contenido de la fracción de volumen de fibra incrementa notablemente la ductilidad.
- Con excepción del modelo C2 1.56 1F 0.38, el esfuerzo cortante v_f de las vigas de CRF se encuentran por encima del límite inferior de esfuerzo cortante de $0.3 \sqrt{f'_c}$ MPa ($0.96 \sqrt{f'_c}$ kgf/cm²) reportado por Parra-Montesinos (2006) y referenciado en el código de edificaciones ACI 318-14. Este comportamiento es muy destacable, ya que este límite inferior fue definido para condiciones menos adversas a las estudiadas.
- Del análisis de las propuestas de estimación del aporte de las fibras a la resistencia cortante, el modelo C2 1.56 1F 0.38 pone en evidencia su baja precisión cuando no se reduce el acero de refuerzo transversal, es decir, en todos los casos se sobreestima la resistencia máxima de corte de este modelo. Sin embargo, se observó que los beneficios de la fibra se reflejan mejor si se estima la tendencia degradante de la resistencia de corte, y en esta comparación se resalta la sinergia de la fibra con los estribos en el parámetro de resistencia efectiva del concreto v .
- La comparación con otras propuestas, que predicen el aporte de la fibra a la resistencia cortante, no fue posible porque entre los reglamentos de diseño aún existen diferencias y variaciones importantes en la caracterización del concreto con fibras, por ejemplo la guía de diseño del JSCE-2008 requiere que se realice el ensayo a tensión directa de hueso de perro.
- El CRF ha demostrado capacidad de soportar una demanda cíclica reversible, incluso con contenidos de acero de refuerzo transversal muy bajos, exhibiendo gran capacidad de disipación de energía con respecto al concreto simple. Y este comportamiento se mejora aún más con el incremento del contenido de fibra.

- Con las características del concreto con adición de fibras empleado en este trabajo de investigación, no es posible sustituir por completo el acero de refuerzo transversal, particularmente en vigas donde el esfuerzo de corte es dominante. Adicionalmente si bien los estribos cercanos a la sección crítica se ven disminuidos en su aporte a la resistencia cortante, su función en la atenuación del pandeo del refuerzo longitudinal sigue siendo vital.
- Es importante resaltar que en este trabajo de investigación se trató de representar las condiciones normales de construcción, con materiales comúnmente empleados en el medio, incluyendo la selección de fibras comunes, y sin el empleo de otros aditivos o adiciones. Es decir, como se describió en el capítulo 2 actualmente hay, matrices de concreto, y fibras estructurales con extraordinarias mejoras tecnológicas que las que se emplearon en este trabajo, no obstante, las mejoras encontradas continúan siendo muy destacables.
- Como se describió en el capítulo 3, para contenidos de fibra elevados es necesario emplear un estricto control en el proceso de compactación del concreto con adición de fibras para contrarrestar la reducción de trabajabilidad, o también se podría encarar este problema utilizando aditivos fluidificantes.

BIBLIOGRAFÍA

ACI 318-14 (2014), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, *American Concrete Institute, Farmington Hill, Michigan, USA.*

ACI 374.1-05 (2005), Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary, American Concrete Institute.

ACI 544.1R-96 (2002), State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete, *American Concrete Institute.*

AIJ (1994). Structural Design Guidelines for reinforced concrete Buildings, *Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan.*

ASTM C39/C 39M (1999), Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, USA.

ASTM C469-94 (1994), Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression, USA.

ASTM C 1018-97 (1997), Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading), USA.

ASTM C 496/C 496M-04 (2004), Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens, USA.

ASTM C78-94 (1994) Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading), USA.

Carnovale D. y Vecchio F. J. (2014), Effect of Fiber Material and Loading History on Shear Behavior of Fiber-Reinforced Concrete, *ACI Structural Journal Technical Paper*, T. No. 111-S105.

Chalioris C. E. (2013), Steel fibrous RC beams Subjected to Cyclic Deformations Under Predominant Shear, *Engineering Structures* 49 104–118, Greece.

CNR-DT 204 (2006), National Research Council, Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures, *Advisory Committee on technical Recommendations for Construction*, Rome, Italy.

Dávila M. (2010), Efecto De La Adición De Fibras Sintéticas Sobre Las Propiedades Plásticas Y Mecánicas Del Concreto, Tesis de Maestría – Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Greenough T. y Nehdi M. (2008), Shear Behavior of Fiber Reinforced Self-Consolidating Concrete Slender Beams, *ACI Materials Journal Technical Paper*, Title No. 105-M54, pp. 468-477.

Hung C. y Chueh C. (2016), Cyclic Behavior of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete Flexural Members Reinforced with High-Strength Steel Rebar, *Engineering Structures* 122 108–120, Tainan City 701, Taiwan.

Izaguirre M., Juárez C., Valdez P. y Durán A. (2004), Capacidad A Cortante Por Tensión Diagonal En Vigas De Concreto Fibroreforzado, *XIV Congreso Nacional De Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, Acapulco, México.

JSCE (2008), Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPRCC), *Concrete Committee, Japan Society of Civil Engineers*.

Karrar A. (2015), Experimental Investigation of Fiber Reinforced Concrete Beams, *Master-Thesis Portland State University*, Oregon, USA.

Lequesne R., Parra-Montesinos G. y Wight J. (2016), Seismic Response of Fiber reinforced coupled walls. *ACI Structural Journal*, T 113 –S36.

Li C. V. et al. (1992), Steel Synthetic Fibers as Shear Reinforcement, *ACI Materials Journal Technical Paper*, Title No. 89 – M54, pp. 499-508.

López J. (2015), Análisis De Las Propiedades Del Concreto Reforzado Con Fibras Cortas De Acero Y Macro-Fibras De Polipropileno, *Tesis de Maestría – Universidad Nacional Autónoma de México*, México.

Luo J. W. (2014), Behaviour and Analysis of Steel Fibre-Reinforced Concrete under Reversed Cyclic Loading, *Thesis for Master degree- University of Toronto*, Toronto.

Luo J. W. y Vecchio F. J. (2016), Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete under Reversed Cyclic Shear, *ACI Structural Journal Technical Paper*, Title No. 113-S07.

Löfgren I. (2005), Fiber-reinforced Concrete for Industrial Construction a Fracture Mechanics Approach to Material Testing and Structural Analysis, *Thesis-Doctoral – Chalmers University of Technology*, Göteborg, Sweden.

Mondo E. (2011), Shear Capacity of Steel Fibre Reinforced Concrete Beams without Conventional Shear Reinforcement, *Master Thesis - Royal Institute of Technology (KTH)*, Stockholm, Sweden.

- Naaman A. (2003), Engineered Steel Fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites, *Japan Concrete Institute-Journal of Advanced Concrete Technology* V1, No. 3, pp. 241-252.
- Narayanan R. y Darwish I. (1987), Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement, *ACI Structural Journal*, V 84 – S23, pp. 216-227.
- Parra-Montesinos G. J., Peterfreund S. W., y Chao S. (2005), Highly Damage-Tolerant Beam-Column Joints Through Use of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites, *ACI Structural Journal*, T 102 –S50.
- Parra-Montesinos G. J. (2006), Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers, *Concrete Internacional*.
- Parra-Montesinos G. J. y Chompreda P. (2007), Deformation Capacity and Shear Strength of Fiber-Reinforced Cement Composite flexural members subjected to displacement reversals, *Journal of Structural Engineering* ASCE 0733-9445(2007)133:3(421).
- Pitcha J. (2013), Evaluation Method for Shear Capacity of Fiber Reinforced Concrete Beams Based on Tension Softening Curves, Thesis-Doctoral, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan.
- Setkit Monthian (2012), Seismic Behavior Of Slender Coupling Beams Constructed With High-Performance Fiber-Reinforced Concrete, *Thesis-Doctoral "The University of Michigan"*.
- Sharma, A. K. (1986), Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams, *ACI Journal Technical Paper*, Vol. 83, No. 4, pp. 624-628.
- Soufeiani L. et al. (2016), Influences of the volume fraction and shape of steel fibers on fiber reinforced subjected to dynamic loading - A review, *Engineering Structures* 124 (2016) 405–417.
- Susetyo J. (2009), Fiber Reinforcement for Shrinkage Crack Control in Prestressed, Precast Segmental Bridges, *Thesis Doctoral University of Toronto, Ontario, Canada*
- Tavallali H. (2011), Cyclic response of concrete beams reinforced with ultrahigh strength steel. *The Pennsylvania State University-Department of Architectural Engineering*. Thesis Doctor of Philosophy.
- Terán-Gilmore A. (2001), Consideraciones de uso de la Energía Plástica en el Diseño Sísmico, *Revista de Ingeniería Sísmica, N° 65, 81-110, Distrito Federal, México*.
- Zarate G. (2014) Análisis del Comportamiento a Tracción del Concreto con Fibras Mediante el Ensayo de Doble Punzonamiento, *Tesis de Licenciatura – Universidad Nacional Autónoma de México, México*.
- Zollo R. F. (1997), Fiber-reinforced Concrete: an Overview after 30 Years of Development, *ELSEVIER Science Ltd. Cement and Concrete Composites* 19, 107-122.

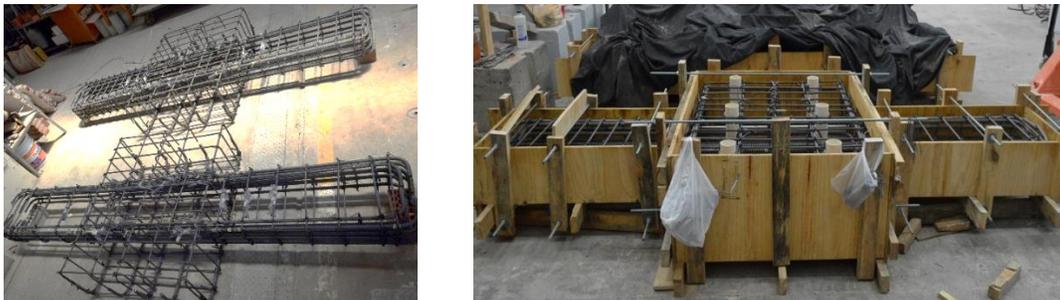
APÉNDICE 1

CONSTRUCCIÓN DE MODELOS

A1.1 Proceso constructivo



Figura A.1: a) Colocado del deformímetro b) Protección contra el agua c) Protección contra golpes



a) Vista final del armado b) Armado de cimbra, puesto en sitio de acero de refuerzo.



c) Viga lado sur b) Elemento rígido central con ductos.

Figura A.2: Construcción de las vigas antes del colado.



Figura A.3: Moldes de probetas prismáticas



b) Curado de probetas con telas húmedas



c) Protección de probetas con nylon.



c) Curado de los modelos



d) Curado de probetas.

Figura A.4: Colado del concreto y proceso de curado

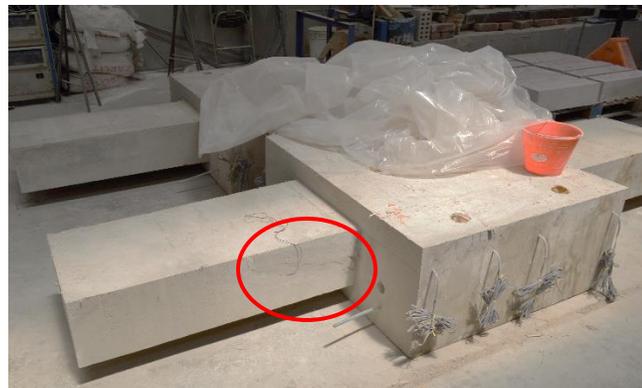


Figura A.5: a) Ejemplo de oquedad en viga C1 2.11 1.5F 0.23. c) Reparación de oquedades en M2 1.56 1F 0.23.

APÉNDICE 2

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

En el laboratorio de estructuras grandes del CENAPRED se ensayó las probetas de acero y concreto, siguiendo las recomendaciones de los técnicos del laboratorio y las guías de ensayo. La instalación de los instrumentos y el registro de datos se realizaron de forma similar a las vigas.

A2.1 Concreto

Ensayo del cilindro de concreto a compresión y módulo de elasticidad: Para evaluar la resistencia a compresión y el comportamiento a compresión del concreto. Se realizó de forma simultánea el ensayo de resistencia mecánica a compresión del concreto de acuerdo a la guía ASTM C39, y el ensayo de módulo de elasticidad y relación de Poisson de acuerdo a la guía ASTM C469. En la Tabla A.1 se presenta el resumen del promedio para cada grupo de probetas ensayadas, y en la Figura A.6 se muestra las curvas esfuerzo-deformación del ensayo a compresión a 31 y 68 días de edad del concreto.

Tabla A.1: Resumen de promedios ensayo a compresión.

| N° de probetas | ρ_f [%] | Edad [días] | f_c [MPa] | E_c [MPa] | ϵ_o [$\times 10^{-6}$] |
|----------------|--------------|-------------|-------------|-------------|-----------------------------------|
| 4 | 0.0 | 31 | 35.2 | 21776.1 | 2358 |
| 4 | 1.0 | 31 | 33.3 | 20023.0 | 2457 |
| 4 | 1.5 | 31 | 34.8 | 17701.7 | 2771 |
| 2 | 0.0 | 68 | 40.1 | 27762.7 | 2688 |
| 2 | 1.0 | 68 | 32.5 | 24974.8 | 2676 |
| 2 | 1.5 | 68 | 35.1 | 25942.7 | 2513 |

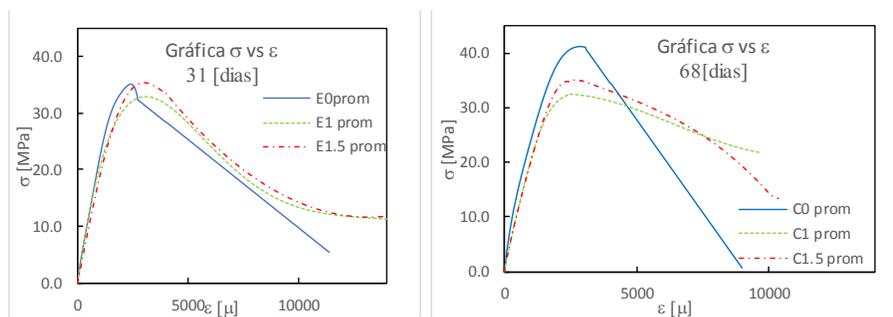


Figura A.6: Curvas esfuerzo-deformación del ensayo a compresión a 31 y 68 días de edad del concreto.

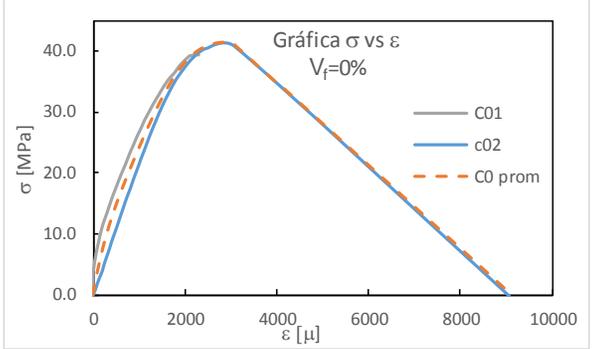
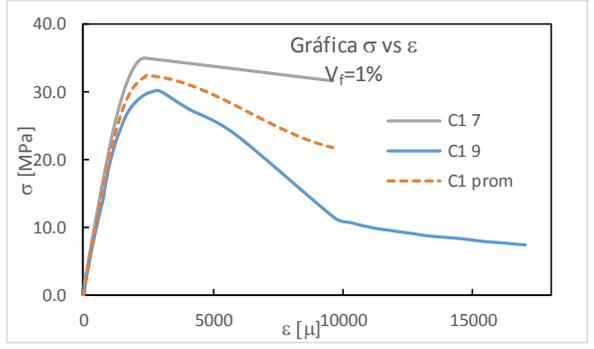
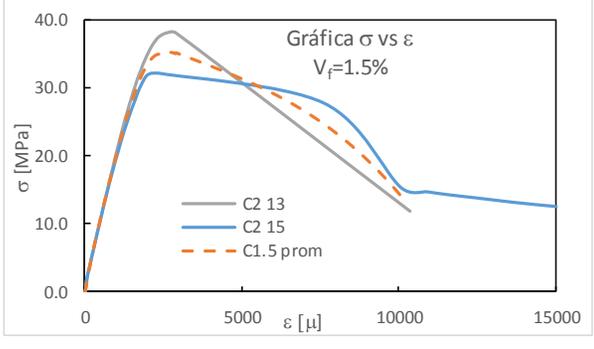
Tabla A.2: Resumen de resultado del ensayo de resistencia a compresión de especímenes cilíndricos de concreto. Parte I

| Código | Edad [días] | Masa/vol [kg/m ³] | f _c [MPa] | E _c [MPa] | ε _c [x10 ⁻⁶] | Patrón de agrietamiento | Gráficas |
|--------|-------------|-------------------------------|----------------------|----------------------|-------------------------------------|---|--|
| E0-1 | 31 | 2248.7 | 38.5 | 20162.7 | 2667 | <p>C0-1 C0-2 C0-3 C0-4</p> | <p>Gráfica σ vs ε ρ_f=0%</p> |
| E0-2 | 30 | 2231.4 | 38.6 | 22235.5 | 2700 | | |
| E0-3 | 31 | 2241.0 | 34.5 | 24013.2 | 2042 | | |
| E0-4 | 31 | 2233.7 | 29.4 | 20692.8 | 2022 | | |
| E() | | 2238.7 | 35.2 | 21776.1 | 2358 | | |
| σ | | 7.8 | 4.3 | 1731.3 | 23.6 | | |
| CV | | 0.3% | 12% | 8% | 1% | | |
| E1-1 | 30.0 | 2174 | 32.1 | 18578.4 | 2537 | <p>C1-1 C1-2 C1-3 C1-4</p> | <p>Gráfica σ vs ε ρ_f=1%</p> |
| E1-2 | 31.0 | 2171 | 33.7 | 22106.2 | 2242 | | |
| E1-3 | 31.0 | 2169 | 32.8 | 20971.9 | 2348 | | |
| E1-4 | 31.0 | 2168 | 34.5 | 18435.5 | 2700 | | |
| E() | | 2171 | 33.3 | 20023.0 | 2457 | | |
| σ | | 3 | 1.1 | 1811.8 | 203 | | |
| CV | | 0% | 3% | 9% | 8% | | |
| E1.5-1 | 30.0 | 2184 | 36.1 | 18136.6 | 2995 | <p>C1.5-1 C1.5-2 C1.5-3 C1.5-4</p> | <p>Gráfica σ vs ε ρ_f=1.5%</p> |
| E1.5-2 | 31.0 | 2175 | 34.3 | 17574.6 | 2767 | | |
| E1.5-3 | 31.0 | 2176 | 34.7 | - | - | | |
| E1.5-4 | 31.0 | 2196 | 34.2 | 17393.9 | 2552 | | |
| E() | | 2183 | 34.8 | 17701.7 | 2771 | | |
| σ | | 9 | 0.9 | 8856.5 | 222 | | |
| CV | | 0% | 2% | 50% | 8% | | |

E() = Valor esperado (promedio) s = Desviación estándar

CV = Coeficiente de variación

Tabla A.3: Resumen de resultado del ensayo de resistencia a compresión de especímenes cilíndricos de concreto. Parte II

| Código | Edad [días] | Masa/vol [kg/m ³] | f _c [MPa] | E _c [MPa] | ε _c [x10 ⁻⁶] | Patrón de agrietamiento | Gráficas |
|---------|-------------|-------------------------------|----------------------|----------------------|-------------------------------------|--|--|
| C0-1 | 68 | 2243.7 | 39.4 | 27527.8 | 2293 |  <p>C0-1 C0-2</p> |  <p>Gráfica σ vs ε V_f=0%</p> |
| C0-2 | 68 | 2260.5 | 40.8 | 27997.5 | 3083 | | |
| E() | | 2252.1 | 40.1 | 27762.7 | 2688 | | |
| σ | | 11.9 | 1.0 | 332.2 | 559 | | |
| CV | | 0.5% | 2.4% | 1.2% | 20.8% | | |
| C1-7 | 68 | 2211.5 | 35.0 | 25920.8 | 2407 |  <p>C1-7 C1-9</p> |  <p>Gráfica σ vs ε V_f=1%</p> |
| C1-9 | 68 | 2204.5 | 30.0 | 24028.7 | 2945 | | |
| E() | | 2208.0 | 32.5 | 24974.8 | 2676 | | |
| σ | | 4.9 | 3.5 | 1337.9 | 381 | | |
| CV | | 0.2% | 10.7% | 5.4% | 14.2% | | |
| C1.5-13 | 68 | 2210.0 | 38.0 | 27032.0 | 2890 |  <p>C1.5-13 C1.5-15</p> |  <p>Gráfica σ vs ε V_f=1.5%</p> |
| C1.5-15 | 68 | 2190.8 | 32.1 | 24853.5 | 2135 | | |
| E() | | 2200.4 | 35.1 | 25942.7 | 2513 | | |
| σ | | 13.6 | 4.2 | 1540.4 | 534 | | |
| CV | | 0.6% | 11.9% | 5.9% | 21.2% | | |

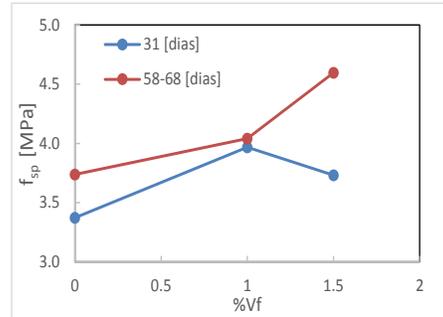
E() = Valor esperado (promedio) s = Desviación estándar

CV = Coeficiente de variación

Ensayo de concreto a tensión por compresión diametral: El ensayo se realizó de acuerdo a la guía ASTM C496, donde el arreglo se muestra en las imágenes siguientes.

Tabla A.4: Resumen de resultados de ensayo a tensión por compresión diametral

| N° de probetas | %Vf | Edad [días] | Masa/vol [kg/m ³] | Pmax | f _{sp} |
|----------------|-----|-------------|-------------------------------|----------|-----------------|
| | | | | [N] | [MPa] |
| 2 | 0 | 31 | 2224.2 | 238791.9 | 3.4 |
| 1 | 1 | 31 | 2187 | 280470 | 3.97 |
| 1 | 1.5 | 31 | 2185 | 264780 | 3.73 |
| 3 | 0 | 58 | 2241.1 | 265760.2 | 3.7 |
| 3 | 1 | 68 | 2214.8 | 285210.1 | 4.0 |
| 3 | 1.5 | 68 | 2183.0 | 327869.0 | 4.6 |



Ensayo de concreto a flexión: El ensayo de flexión conocido también como el módulo de ruptura, se realizó de acuerdo a los procedimientos descritos en la guía ASTM C1609. Las dimensiones y el arreglo de carga se muestran en las siguientes imágenes.

Tabla A.5: Resumen de resultados del ensayo a flexión del concreto.

| Código | %ρ _f | b [mm] | d [mm] | Masa/Vol [kg/m ³] | f _{cr} [MPa] | δ _{cr} [mm] |
|--------|-----------------|--------|--------|-------------------------------|-----------------------|----------------------|
| E() | 0 | 151.7 | 153.5 | 2253.1 | 3.9 | 0.5 |
| E() | 1 | 149.6 | 152.7 | 2193.3 | 4.4 | 0.5 |
| E() | 1.5 | 153.1 | 152.9 | 2236.7 | 4.2 | 0.5 |

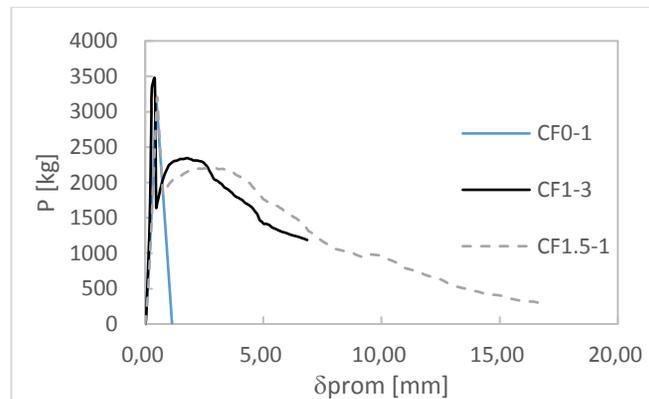
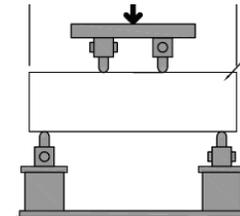


Figura A.7: a) Configuración del ensayo b) Relación fuerza y deflexión.

Tabla A.6: Resultados de los ensayos a tensión por compresión diametral.

| Codigo | Edad [dias] | h [mm] | d [mm] | Masa/vol [kg/m ³] | Pmax | f _{sp} | Patrón de agrietamiento | | | |
|---------------------------------|-------------|--------|--------|-------------------------------|----------|-----------------|--|---|---|-------|
| | | | | | [N] | [MPa] | | | | |
| CT0-5 | 30 | 300.9 | 150.0 | 2226 | 228495 | 3.22 |  |  | CT0-5 | CT0-6 |
| CT0-6 | 31 | 300.0 | 150.1 | 2223 | 249089 | 3.52 | | | | |
| E() | | | | 2224.2 | 238791.9 | 3.4 | | | | |
| σ | | | | 1.9 | 14562.1 | 0.2 | | | | |
| CV | | | | 0.1% | 6.1% | 6.3% | | | | |
| CT1-6 | 31 | 299.9 | 150.1 | 2187 | 280470 | 3.97 | |  | | |
| E() | | | | | | | | | | |
| σ | | | | | | | | | | |
| CV | | | | | | | | | | |
| CT1.5-6 | 31 | 301.3 | 149.9 | 2185 | 264780 | 3.73 | |  | | |
| E() | | | | | | | | | | |
| σ | | | | | | | | | | |
| CV | | | | | | | | | | |
| CT 0-4 | 58 | 301.2 | 151.1 | 2226 | 257915 | 3.61 |  |  |  | |
| CT 0-5 | 58 | 299.8 | 150.7 | 2238 | 271644 | 3.83 | | | | |
| CT 0-6 | 58 | 300.1 | 150.4 | 2260 | 267722 | 3.78 | | | | |
| E() | | | | 2241.1 | 265760.2 | 3.7 | | | | |
| σ | | | | 17.0 | 7071.7 | 0.1 | | | | |
| CV | | | | 0.8% | 2.7% | 3.1% | | | | |
| CT 1-10 | 68 | 301.0 | 149.7 | 2207 | 278999 | 3.94 |  |  |  | |
| CT 1-11 | 68 | 299.8 | 149.8 | 2214 | 279490 | 3.96 | | | | |
| CT 1-12 | 68 | 299.8 | 149.6 | 2224 | 297141 | 4.22 | | | | |
| E() | | | | 2214.8 | 285210.1 | 4.0 | | | | |
| σ | | | | 8.8 | 10335.8 | 0.2 | | | | |
| CV | | | | 0.4% | 3.6% | 3.8% | | | | |
| CT 1.5-16 | 68 | 301.1 | 149.6 | 2208 | 342252 | 4.84 |  |  |  | |
| CT 1.5-17 | 68 | 301.9 | 149.9 | 2206 | 312832 | 4.40 | | | | |
| CT 1.5-18 | 68 | 301.8 | 152.2 | 2135 | 328523 | 4.55 | | | | |
| E() | | | | 2183.0 | 327869.0 | 4.6 | | | | |
| σ | | | | 41.4 | 14720.9 | 0.2 | | | | |
| CV | | | | 1.9% | 4.5% | 4.8% | | | | |
| E() = Valor esperado (promedio) | | | | σ = Desviación estandar | | | CV = Coeficiente de variación | | | |

Tabla A.7: Resultados del ensayo a flexión del concreto.

| Código | b [mm] | d [mm] | Masa/Vol [kg/m ³] | f _{cr} [MPa] | δ _{cr} [mm] | Patrón de agrietamiento | Gráficas | |
|--------|--------|--------|-------------------------------|-----------------------|----------------------|-------------------------|----------|--|
| CF0-1 | 155.5 | 154.7 | 2083.4 | 3.80 | 0.47 | | | |
| CF0-2 | 150.0 | 153.1 | 2425.4 | 4.86 | 0.92 | | | |
| CF0-3 | 150.3 | 153.1 | 2202.9 | 3.67 | 0.24 | | | |
| CF0-4 | 151.0 | 153.0 | 2300.6 | 3.40 | 0.45 | | | |
| E() | 151.7 | 153.5 | 2253.1 | 3.94 | 0.52 | | | |
| σ | 2.5 | 0.8 | 145.2 | 0.64 | 0.29 | | | |
| CV | 1.7% | 0.5% | 6.4% | 16.3% | 55.6% | | | |
| CF1-1 | 150.3 | 152.7 | 2170.2 | 4.23 | 0.50 | | | |
| CF1-2 | 149.9 | 152.5 | 2198.5 | 4.66 | 0.25 | | | |
| CF1-3 | 150.2 | 152.9 | 2202.7 | 4.36 | 0.406 | | | |
| CF1-4 | 148.0 | 152.5 | 2201.8 | 4.42 | 0.887 | | | |
| E() | 149.6 | 152.7 | 2193.3 | 4.4 | 0.5 | | | |
| σ | 1.1 | 0.2 | 15.5 | 0.2 | 0.3 | | | |
| CV | 0.7% | 0.1% | 0.7% | 4.1% | 53.1% | | | |
| CF2-1 | 149.6 | 151.5 | 2592.8 | 4.10 | 0.51 | | | |
| CF2-2 | 157.2 | 155.2 | 2046.3 | | | | | |
| CF2-3 | 149.7 | 152.3 | 2170.5 | | | | | |
| CF2-4 | 156.0 | 152.5 | 2137.2 | 4.35 | 0.436 | | | |
| E() | 153.1 | 152.9 | 2236.7 | 4.2 | 0.5 | | | |
| σ | 4.0 | 1.6 | 243.1 | 0.2 | 0.1 | | | |
| CV | 2.6% | 1.0% | 10.9% | 4.1% | 11.2% | | | |

A2.2 Acero de refuerzo

Se ensayó a tensión directa diez probetas de varillas de acero de 800 *mm* de longitud siguiendo la configuración de la Figura A.8, donde, para obtener la curva completa de esfuerzo-deformación se utilizó cuatro formas de medición de la deformación: 1) deformímetros eléctricos tipo *FLA-3-11-3LT¹*, 2) extensómetro, 3) transductor externo CDP100 y 4) medición de longitud inicial y final. Los métodos 1) y 2) son los más precisos, sin embargo, los deformímetros se despegan poco después de alcanzada la deformación de fluencia y los extensómetros se desacoplan intencionalmente de la probeta con el fin de conservar la integridad del instrumento, los métodos 3) y 4) se utilizan para estimar aproximadamente la deformación final.

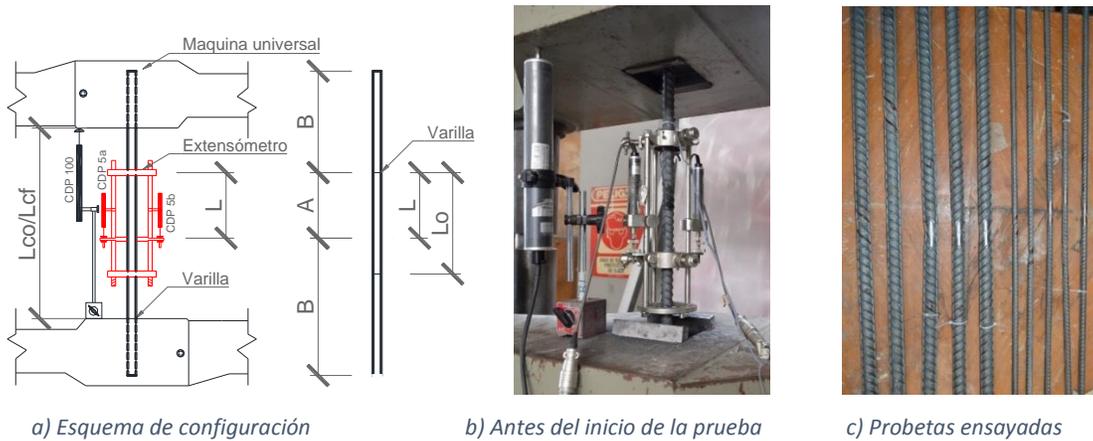


Figura A.8: Ensayo de tensión directa en varillas de acero

En la Figura A.9 se muestra una comparación de la curva esfuerzo deformación promedio de los dos tipos de varilla.

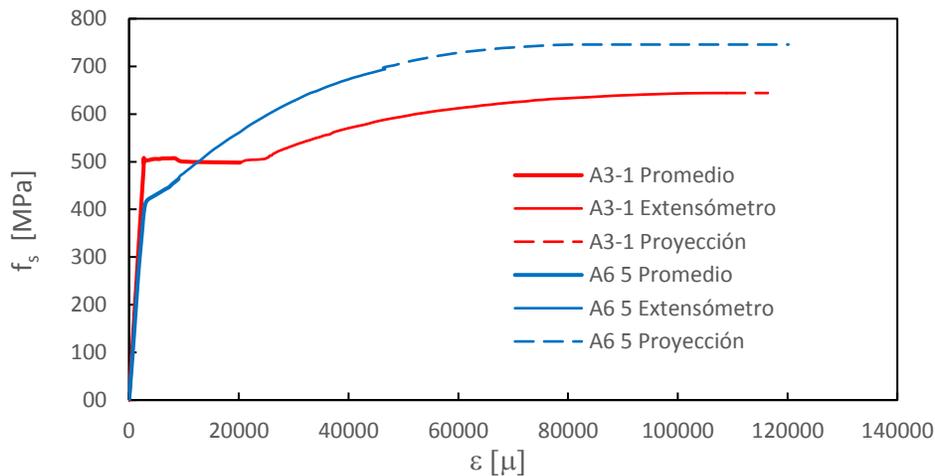


Figura A.9: Curva esfuerzo-deformación promedio de las varillas ensayadas

¹ Se instrumentaron seis probetas con deformímetros eléctricos.

La *Tabla A.8* muestra el resumen de las propiedades mecánicas de cada probeta y su gráfica correspondiente, en la gráfica se distingue tres etapas; el primer trazo corresponde al promedio de los datos del deformímetros y el extensómetro, el segundo trazo más delgado solo toma en cuenta los datos del extensómetro. Finalmente, el trazo tres es una proyección de la curva hasta la capacidad última de la probeta.

Tabla A.8: Resumen de propiedades mecánicas de las varillas de acero

| Código | Pu (kgf) | E _s [kgf/cm ²] | f _y [kgf/cm ²] | ε _{sy} [x10 ⁻⁶] | f _{su} [kgf/cm ²] | ε _{su} [x10 ⁻⁶] | Gráficas | |
|--------|----------|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|--|--------------------------------------|----------|--|
| A6-1 | 21 800 | 1 770 200 | 4 201 | 2 373 | 7 649 | 89 065 | | |
| A6-2 | 21 450 | 1 991 700 | 4 224 | 2 121 | 7 526 | 131 939 | | |
| A6-3 | 21 150 | 1 654 800 | | | 7 420 | 117 544 | | |
| A6-4 | 21 000 | 1 584 400 | 4 192 | 2 646 | 7 368 | 110 537 | | |
| A6-5 | 21 675 | 1 522 300 | 4 342 | 2 852 | 7 605 | 120 158 | | |
| E() | 21 415 | 1 704 680 | 4 240 | 2 498 | 7 513 | 113 849 | | |
| s | 338.9 | 184 994 | 69.4 | 318.9 | 118.9 | 15 858 | | |
| CV | 1.6% | 10.9% | 1.6% | 12.8% | 1.6% | 13.9% | | |
| A3-1 | 4 680 | 1 892 200 | 5 156 | 2 725 | 6 568 | 116 410 | | |
| A3-2 | 4 600 | 1 828 600 | 5 146 | 2 814 | 6 456 | 103 146 | | |
| A3-3 | 4 700 | 1 828 600 | 5 132 | 2 807 | 6 596 | 113 710 | | |
| A3-4 | 4 720 | 2 020 300 | 5 087 | 2 518 | 6 624 | 124 128 | | |
| A3-5 | 4 720 | 1 913 200 | 5 100 | 2 666 | 6 624 | 124 128 | | |
| E() | 4 684 | 1 896 580 | 5 124 | 2 706 | 6 574 | 116 304 | | |
| s | 49.8 | 78 811 | 29.5 | 121.6 | 69.9 | 8 693 | | |
| CV | 1.1% | 4.2% | 0.6% | 4.5% | 1.1% | 7.5% | | |

APENDICE 3 CÁLCULOS ADICIONALES

A3.1 Ancho de grieta de vertical en sección crítica

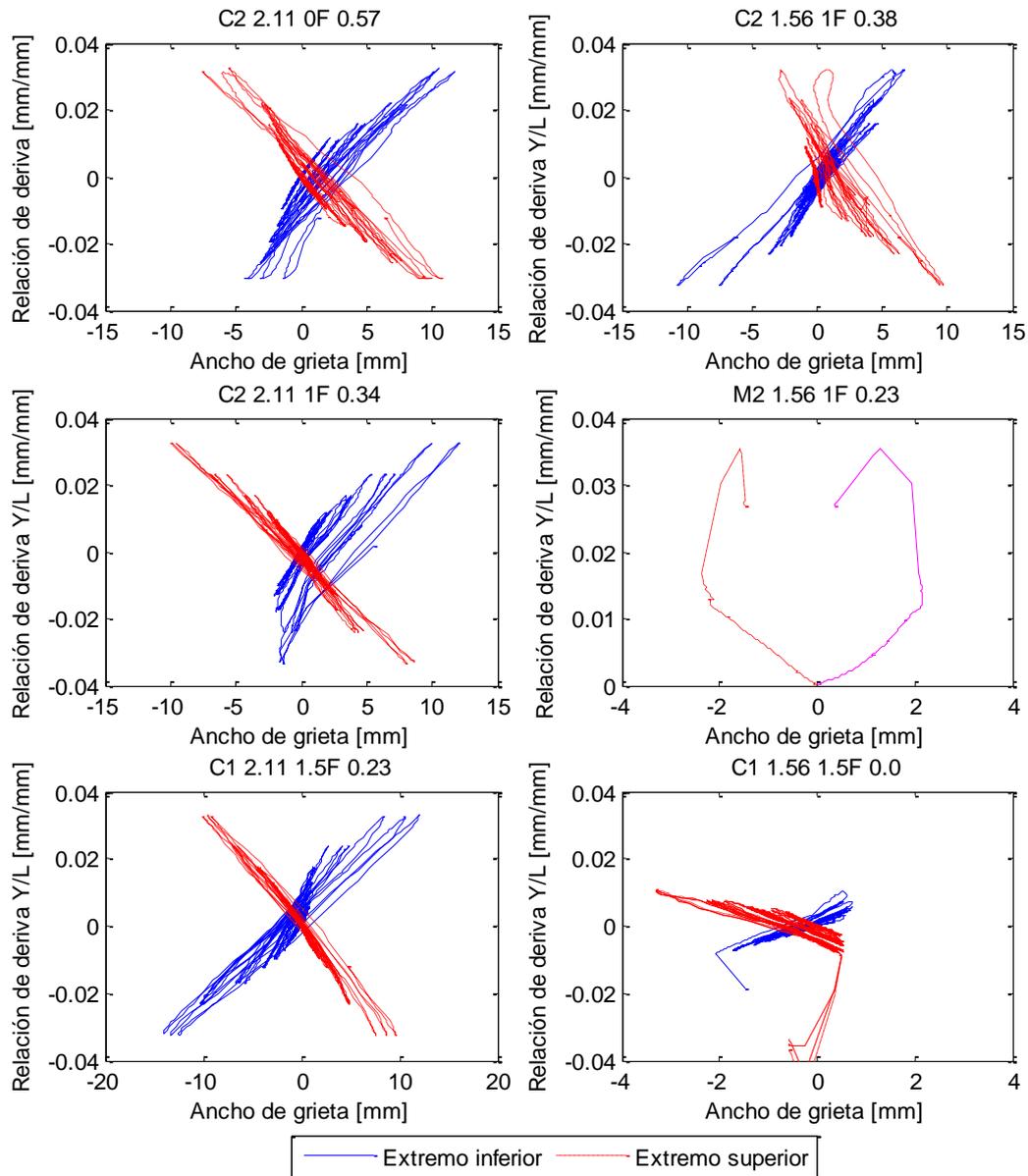
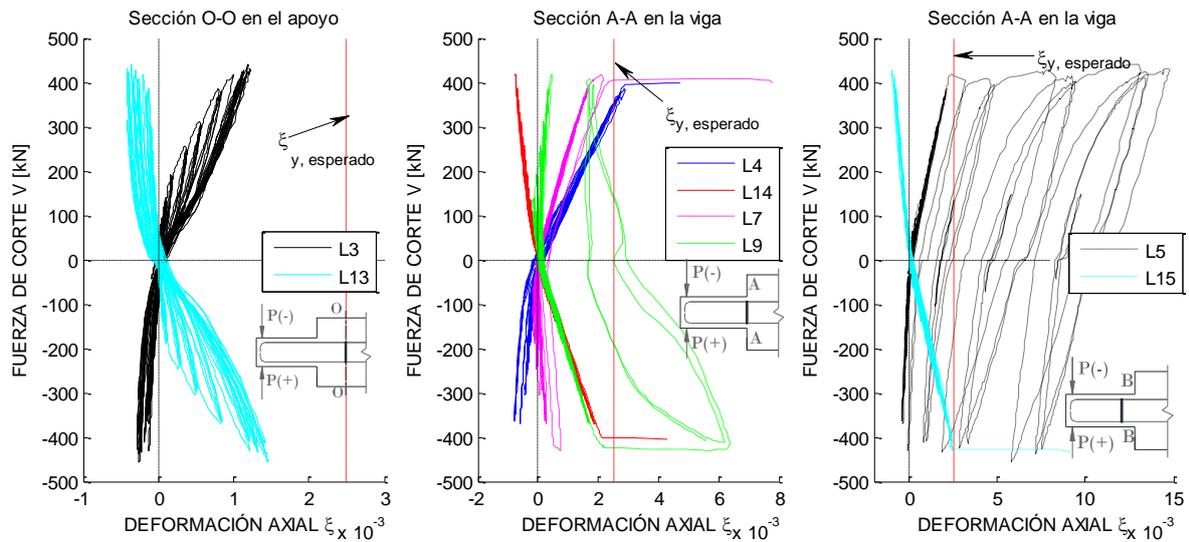


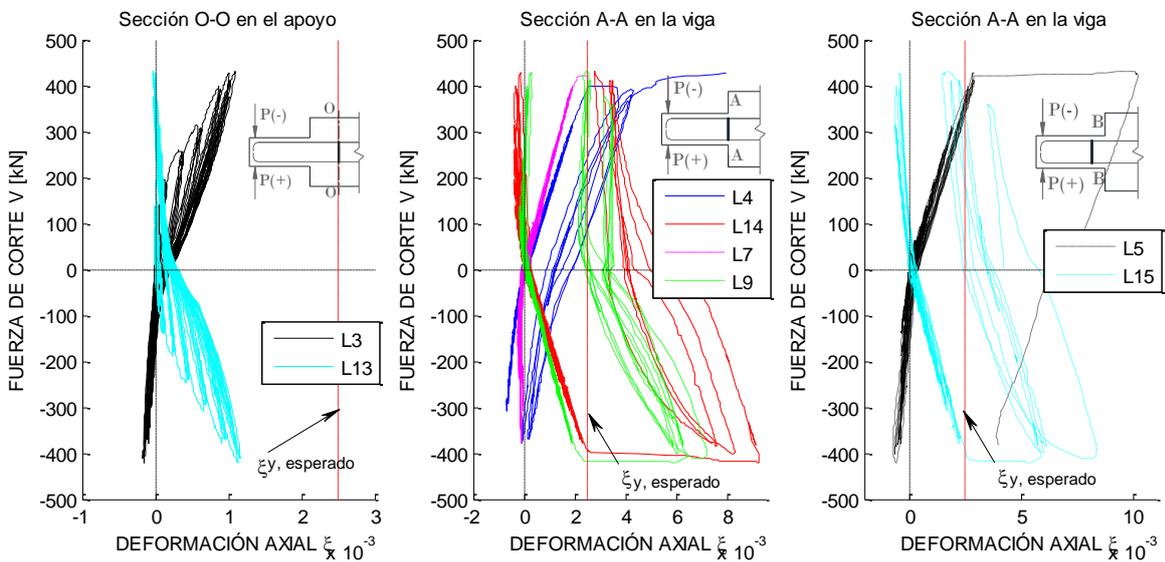
Figura A.10: Ancho de grieta en flexión

A3.2 Deformación del Acero

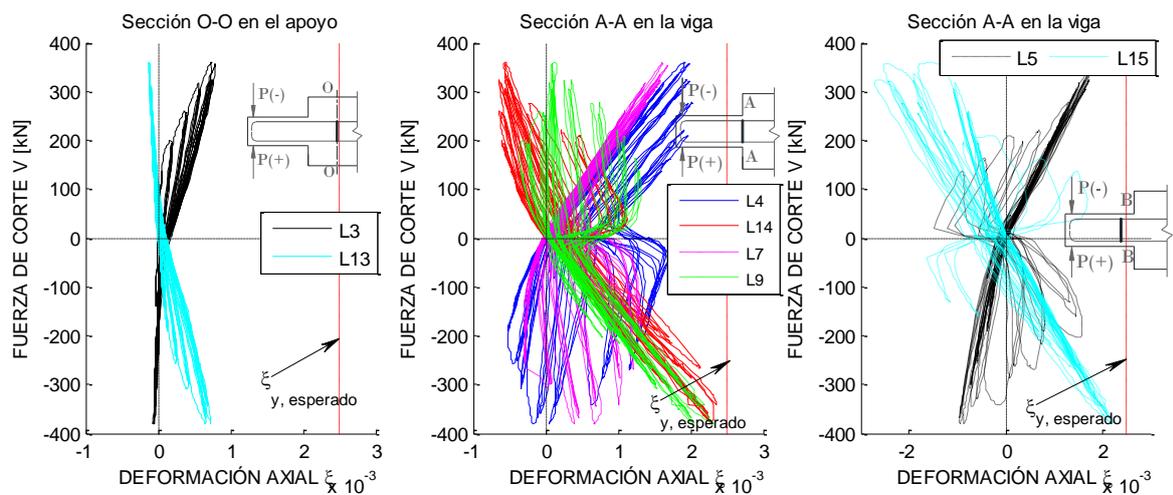
Antes del inicio de la prueba se identificó que los deformímetros L1, L11 y E1 del modelo C2 1.56 1F 0.38, E4 y E5 del modelo C2 2.11 0.0F 0.57, y E1 del modelo C2 1.56 1.0F 0.38 tenían problemas de funcionamiento, por tanto, no se registró las deformaciones en estos puntos.



a) Modelo C2 2.11 0.0F 0.57

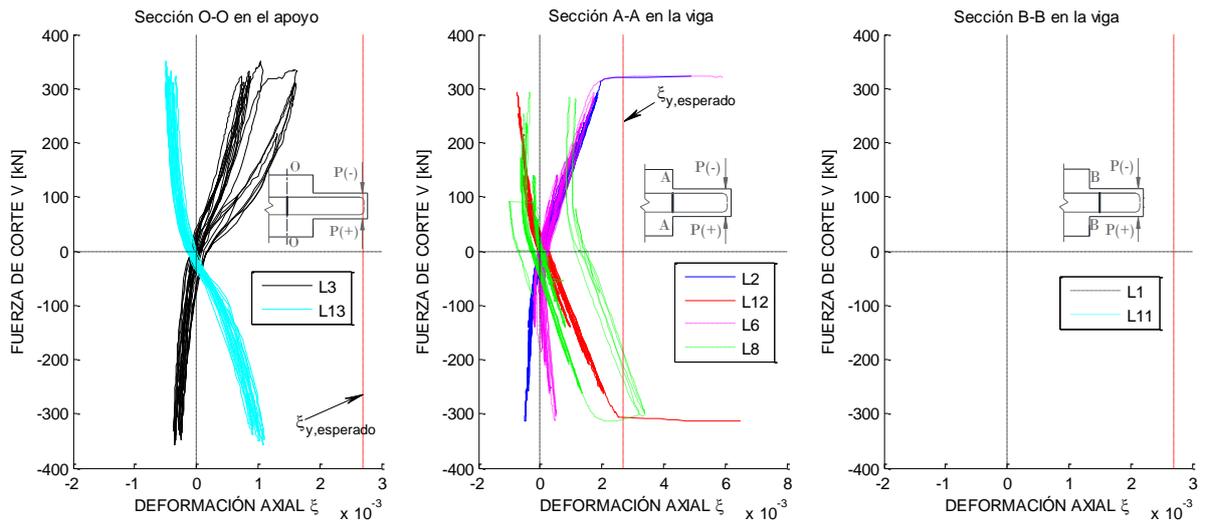


b) Modelo C2 2.11 1F 0.34.

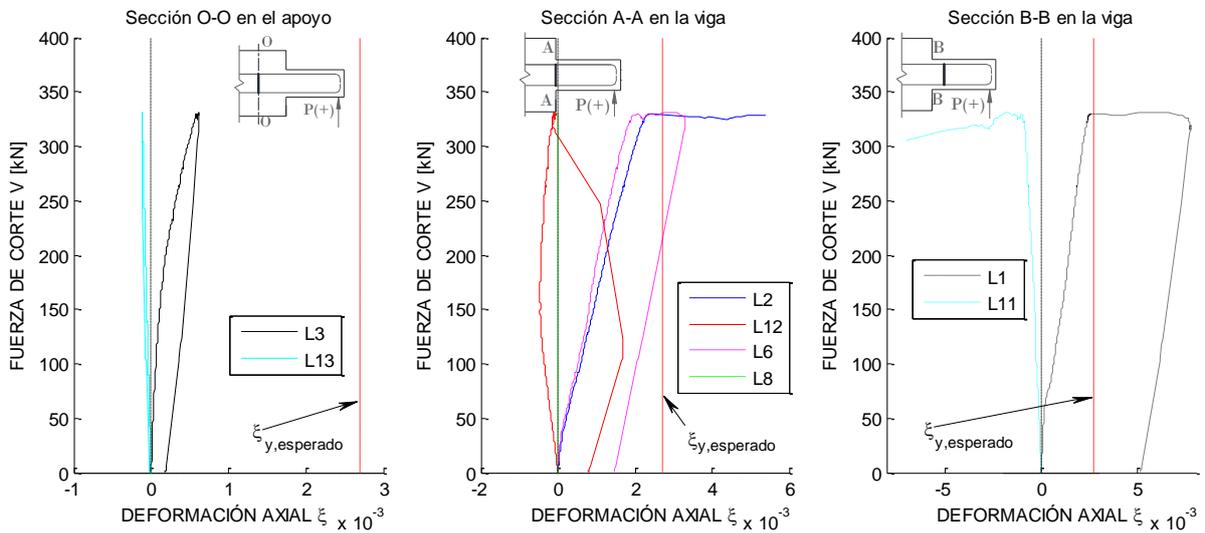


c) Modelo C1 2.11 1.5F 0.23

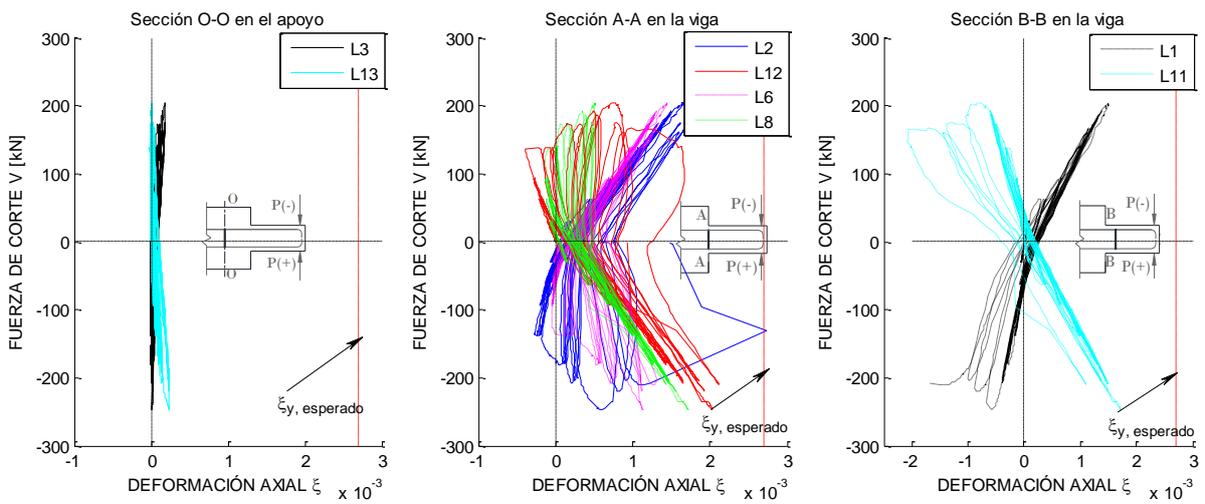
Figura A.11: Deformación axial del acero de refuerzo longitudinal y fuerza cortante, en tres secciones de cada modelo.



d) Modelo C2 1.56 1.0F 0.38



e) Modelo M2 1.56 1.0F 0.23



f) Modelo C1 1.56 1.5F 0.0

Figura A.11: Deformación axial del acero de refuerzo longitudinal y fuerza cortante, en tres secciones de cada modelo.

A3.3 Distorsión

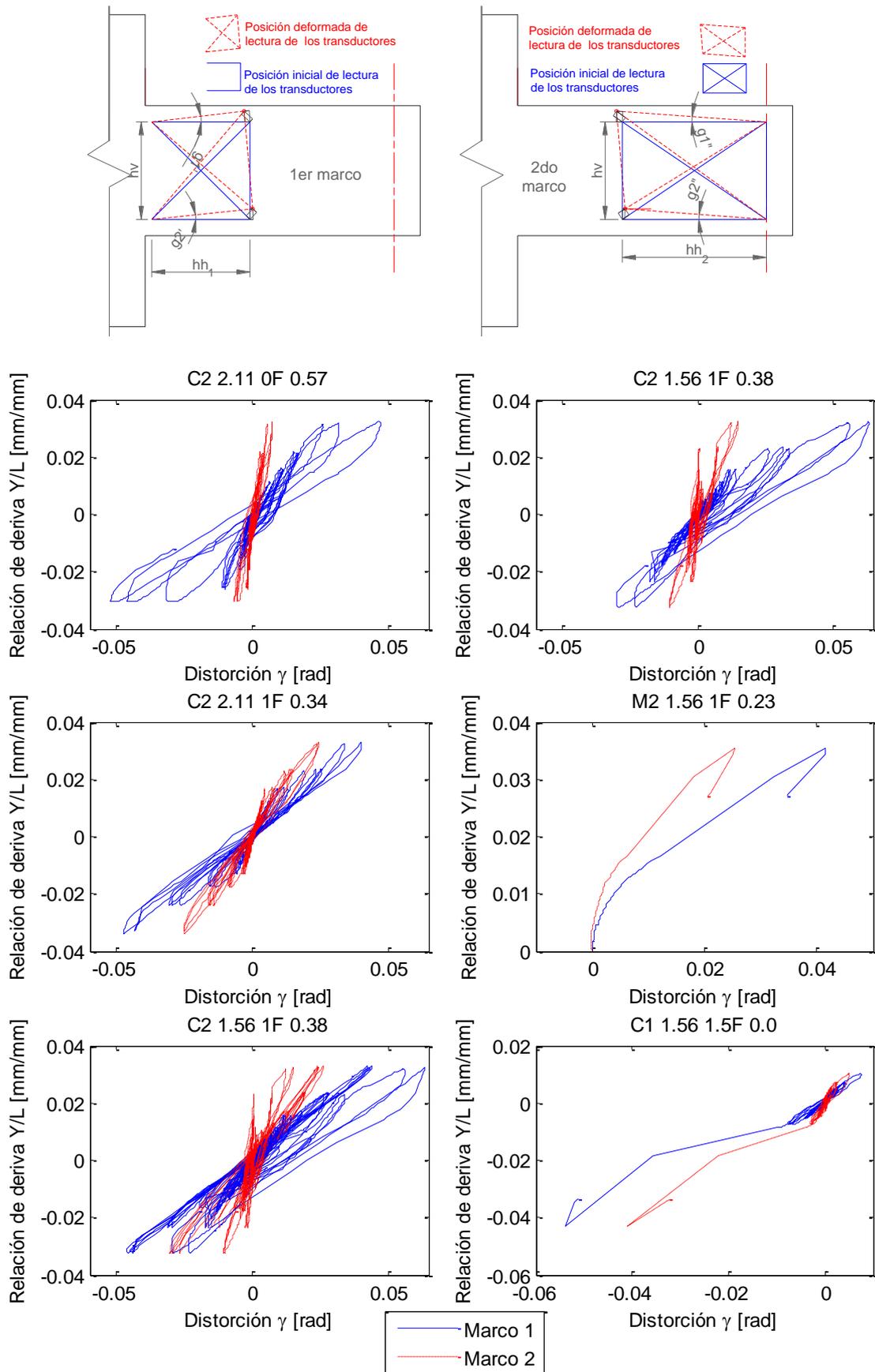


Figura A.12: Distorsión de los modelos.