

ESCUELA
COLOMBIANA
DE INGENIERÍA
JULIO GARAVITO

**COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS
CÍCLICAS DEL REFORZAMIENTO DE
UNIONES VIGA-COLUMNA DE CONCRETO
REFORZADO CONSTRUIDAS ANTES DEL
CÓDIGO DE 1984 UTILIZANDO CFRP**

Nicolás Alfonso Correa Duarte

Escuela Colombiana de Ingeniería

Maestría en Ingeniería Civil

Bogotá, Colombia

2017

COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS CÍCLICAS DEL REFORZAMIENTO DE UNIONES VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CONSTRUIDAS ANTES DEL CÓDIGO DE 1984 UTILIZANDO CFRP

Nicolás Alfonso Correa Duarte

Tesis presentada como requisito parcial para optar al título de:

Magister en ingeniería civil

Director (a):

Ph.D., Msc, Nancy Torres Castellanos

Codirector (a):

Ph.D., Msc, Gustavo Tumialán

Línea de Investigación:

Comportamiento sísmico de estructuras

Grupo de Investigación:

Estructuras y Materiales

Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito

Maestría en Ingeniería Civil

Bogotá, Colombia

2017

La tesis de maestría titulada “Comportamiento ante cargas cíclicas del reforzamiento de uniones viga-columna de concreto reforzado construidas antes del código de 1984 utilizando CFRP”, presentada por el ingeniero Nicolás Alfonso Correa Duarte, cumple con los requisitos para que se le otorgue el título de Magister en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural.

Nancy Torres Castellanos, M.Sc, Ph.D
Directora de la Tesis

Jurado1

Jurado2

Bogotá, D.C., 21 de Noviembre de 2017.

DEDICATORIA

*A mi madre, que desde el cielo motiva la
totalidad de mi vida.*

Agradecimientos

A la ingeniera Nancy Torres, quien con su empeño, empuje y amor por la investigación motivaron este trabajo de grado.

Al ingeniero Gustavo Tumialán, miembro del comité ACI 440 por su constante colaboración en la asesoría de la investigación.

Al ingeniero Jorge Rendón de SIKA S.A.S. por su aporte técnico y gestión para la donación de los tejidos y cordones de fibra de carbono utilizados para el reforzamiento de los especímenes.

A Cristian, Jairo y Ramón, operarios del laboratorio de estructuras y materiales de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, quienes fueron fundamentales para la construcción de los especímenes y la ejecución de los ensayos.

Resumen

En Colombia existen gran cantidad de edificios aporticados que fueron diseñados y construidos sin tener en cuenta las recomendaciones sísmicas que fueron implementadas hasta el año de 1984 con la llegada del primer código de construcción al país.

El uso de fibras de carbono para el reforzamiento de estructuras existentes ha venido en crecimiento en Colombia. Sin embargo, su implementación en el reforzamiento de uniones viga-columna ha sido mínima, debido a la poca información acerca del comportamiento de las uniones reforzadas con estos materiales, así como la falta de un procedimiento claro para el diseño del reforzamiento.

Esta tesis pretende: 1) investigar las implicaciones que tiene el mal detallado de las uniones interiores viga-columna de concreto reforzado (al no considerarse los efectos sísmicos) en el desempeño sísmico, comparando los resultados con un espécimen construido siguiendo los requisitos del reglamento NSR-10, 2) Evaluar diferentes alternativas de reforzamiento utilizando polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP por sus siglas en inglés).

La eficiencia del reforzamiento con CFRP se investigó mediante ensayos pseudo-dinámicos ejecutados sobre cuatro (4) uniones viga-columna construidas a escala 1:1, aplicando una carga axial constante en la columna y diseñadas de acuerdo a las prácticas de construcción utilizadas antes de la llegada del código de 1984 a Colombia. A continuación se resumen las características de los especímenes:

- (1) Especímen PRE-1984 (construido sin diseño sísmico)
- (2) Especímen FRP-1 (construido sin diseño sísmico pero reforzado con CFRP a cortante en el nudo)
- (3) Especímen FRP-2 (construido sin diseño sísmico pero reforzado con CFRP a cortante en el nudo y por confinamiento en viga y columna)

- (4) Especímen FRP-3 (construido sin diseño sísmico pero reforzado con CFRP a cortante en el nudo, por confinamiento y a flexión en viga y columna).

Estos ensayos fueron comparados con otro espécimen ensayado en otra tesis de investigación llevada a cabo en la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito (Ramírez, 2017), el cual se construyó siguiendo los requisitos del reglamento NSR-10.

Los resultados mostraron la factibilidad de ejecutar el reforzamiento de uniones viga-columna de concreto reforzado que hayan sido diseñadas sin tener en cuenta las recomendaciones sísmicas mediante la utilización de CFRP, alcanzando comportamientos similares al espécimen NSR-10. Además, se logra mejorar considerablemente la capacidad a flexión de las uniones mediante la colocación de cordones de fibra de carbono que atraviesan el nudo de un lado a otro.

Palabras clave:

- 1) Uniones viga-columna 2) CFRP 3) Reforzamiento 4) Rehabilitación 5) Comportamiento sísmico 6) Cortante en nudos

Abstract

In Colombia, there are a lot of buildings designed without seismic recommendations, which were implemented in 1984 with the arrival of the first building code to the country.

The use of carbon fibers for the reinforcement of existing buildings has come in growth in Colombia. However, its implementation in the retrofitting of beam-column joints has been minimal, due to the little information about the behavior of these materials as seismic reinforcement of joints, as well as the lack of a clear procedure for the structural design for this reinforcement alternative.

This Thesis aims to: 1) Investigate the implications of a poor detailing in interior beam-column joints on the seismic performance, comparing the results with a specimen built following the Colombian building code (NSR-10) requirements. 2) Evaluate different retrofitting alternatives using polymers reinforced by carbon fibers (CFRP).

The efficiency of the CFRP reinforcement was investigated through pseudo dynamic tests over four (4) beam-column joints built to 1:1 scale, applying a constant axial load on the top of the column and designed according to the construction practices used before the arrival of the 1984 building code to Colombia.

The characteristics of the specimens are summarized below:

- (1) Specimen PRE-1984 (built without seismic design)
- (2) Specimen FRP-1 (built without seismic design but reinforced for shear with CFRP in the joint)
- (3) Specimen FRP-2 (built without seismic design but reinforced for shear with CFRP in the joint and wrapping the beam and column)
- (4) Specimen FRP-3 (built without seismic design but reinforced for shear with CFRP in the joint , wrapping the beam and column, and reinforced for bending on beam and column)

These tests were compared with other specimen tested in another investigation thesis carried out at the Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito (Ramírez, 2017), which were built following the design requirements of the NSR-10 building code.

The results showed the feasibility of executing reinforcement of beam-column joints that were designed without taking into account the seismic recommendations by using CRFP, reaching similar behaviors than the NSR-10 specimen. In addition, it was proved that the flexural capacity of the beam and column can be improved by placing carbon fiber cords through the joint.

Keywords:

- 1) Beam-Column Joint
- 2) CFRP
- 3) Retrofitting
- 4) Strengthening
- 5) Cyclic Behavior
- 6) Joint Shear

Contenido

	Pág.
Resumen	IX
Lista de figuras	XV
Lista de tablas	XIX
Lista de Símbolos y abreviaturas	XX
Introducción	1
1. Objetivos	5
1.1 Objetivo General.....	5
1.2 Objetivos Específicos	5
2. Antecedentes	7
2.1 Comportamiento de uniones viga-columna de concreto reforzado construidas antes de los años 1970s	7
2.2 Técnicas de reforzamiento de uniones viga-columna	16
2.3 Reforzamiento de uniones viga-columna utilizando FRP.....	17
3. Marco Teórico	45
3.1 Cálculo del cortante en el nudo.....	46
3.2 Resistencia a cortante en uniones interiores sin refuerzo transversal.....	51
3.2.1 Modelo Puntal – Tensor de Kassem.....	53
3.3 Diseño del Reforzamiento a Cortante del Nudo con FRP	55
3.4 Diseño del Confinamiento con FRP	58
3.4.1 Procedimiento para el Cálculo de ϵ_{ccu}	60
3.5 Diseño del Reforzamiento a Flexión	61
4. Programa Experimental	65
4.1 Programa Experimental de Ramírez, 2017	67
4.2 Refuerzo Colocado en las Uniones.....	68
4.2.1 Características de las uniones Pre-1984.....	69
4.2.2 Características de la unión NSR-10.....	70
4.3 Construcción de las uniones viga-columna	71
4.4 Esquemas de reforzamiento	71
4.4.1 Esquema de Reforzamiento No. 1	72
4.4.2 Esquema de Reforzamiento No. 2	73
4.4.3 Esquema de Reforzamiento No. 3.....	74
4.5 Aplicación del Reforzamiento.....	76

4.6	Instrumentación	79
4.6.1	Medición de desplazamientos	79
4.7	Medición de las deformaciones.....	80
4.7.1	Medición de las deformaciones del acero de refuerzo	80
4.7.2	Medición de las deformaciones en el FRP	81
4.8	Procedimiento de Carga.....	83
5.	Resultados Obtenidos	87
5.1	Resultados Cualitativos de Especímenes sin Refuerzo Externo	87
5.1.1	Unión PRE 1984 (E5-01-00)	87
5.1.2	Unión NSR-10 (E2-02-00).....	90
5.2	Resultados Cualitativos de Especímenes Reforzados con CFRP	91
5.2.1	Especímen FRP-1 (E6-01-02).....	91
5.2.2	Especímen FRP-2 (E4-01-00).....	93
5.2.3	Especímen FRP-3 (E7-01-03).....	95
5.3	Resultados Cuantitativos de Especímenes sin Refuerzo Externo	98
5.3.1	Unión PRE 1984.....	98
5.3.2	Especímen PRE-1984	98
5.3.3	Especímen NSR-10.....	99
5.4	Resultados Cuantitativos de Especímenes Reforzados con CFRP.....	100
5.4.1	Especímen FRP-1 (E6-01-02).....	100
5.4.2	Especímen FRP-2 (E4-01-00).....	101
5.4.3	Especímen FRP-3 (E7-01-03).....	102
5.5	Análisis de los Resultados Experimentales	103
5.5.1	Resistencia y Modo de Falla	103
5.5.2	Rigidez y Disipación de Energía	111
5.5.3	Ductilidad	114
5.5.4	Deformación del Nudo.....	114
5.5.5	Deformaciones unitarias de los Tejidos de CFRP	115
5.6	Verificación de la Metodología de Diseño del Reforzamiento.....	121
6.	Conclusiones y recomendaciones	123
6.1	Conclusiones	123
6.1.1	Resistencia	123
6.1.2	Modo de Falla	123
6.1.3	Rigidez	124
6.1.4	Ductilidad	124
6.1.5	Disipación de Energía	125
6.2	Recomendaciones.....	125
A.	Anexo: Cálculo del Reforzamiento a Cortante de Especímenes FRP-1 y FRP-2127	
B.	Anexo: Cálculo del Reforzamiento a Cortante de Especímen FRP-3	133
C.	Anexo: Cálculo del Reforzamiento a Flexión del Especímen FRP-3.....	138
D.	Anexo: Cálculo del Confinamiento de Vigas y Columnas del Especímen FRP-3141	
E.	Anexo: Especificaciones de los tejidos y cordones de CFRP.....	148
	Bibliografía	157

Lista de figuras

	Pág.
Figura 2-1: Colpaso del Edificio Kaiser Permanent durante sismo de Northridge (Taylor, 2014)	7
Figura 2-2: Falla en uniones exteriores durante el sismo de Izmit, Turkía en 1999 (F. Danesh, 2008)	8
Figura 2-3: Detallamiento típico de estructuras de concreto ligeramente reforzadas (Attila Beres et al., 1996)	9
Figura 2-4: Patrones típicos de fisuración en uniones con detallamiento no sísmico. (Beres, A., Pessiki, S. P., White, R. N., and Gergely, 1991)	10
Figura 2-5: Vista frontal de las uniones reforzadas Tipo 2 y Tipo 3 (Prota et al., 2001)	18
Figura 2-6: Vista frontal de las uniones reforzadas Tipo 4 y Tipo 5 (Prota et al., 2001)	19
Figura 2-7: Modo de falla del espécimen T9 (Ghobarah, A., and Said, 2002)	21
Figura 2-8: Modo de falla dúctil de la unión rehabilitada T2R (Ghobarah, A., and Said, 2002)	22
Figura 2-9: Especímenes reforzados con GFRP ensayados por a) Ghobarah y Said (Ghobarah, A., and Said, 2002) y b) El-Amoury y Ghobarah (El-Amoury, T., and Ghobarah, 2002)	23
Figura 2-10: Dimensiones y detallado del refuerzo del espécimen (Clyde, C., Pantelides, C. P., and Reaveley, 2000)	24
Figura 2-11: Esquema del reforzamiento con FRP (Clyde, C., Pantelides, C. P., and Reaveley, 2000)	25
Figura 2-12: Detalle del refuerzo de los especímenes (Antonopoulos et al., 2003)	26
Figura 2-13: (a) Descripción de los especímenes y de los esquemas de refuerzo utilizados (b) colocación de las capas (Antonopoulos et al., 2003)	26
Figura 2-14: Dimensiones y detalles de la sección transversal de los especímenes originales O2, P2, F1 y S1 (dimensiones en mm) (Tsonos, 2004)	28
Figura 2-15: Esquema de reforzamiento de los especímenes FRPF1 y FRPS1 (dimensiones en mm) (Tsonos, 2004)	29
Figura 2-16: (a) fibras cortas para traslapo, (b) fibras largas para traslapo, (c) tejidos CFRP colocados en la superficie inferior de la viga (Pantelides et al., 2008)	30
Figura 2-17: (a) CFRP como refuerzo a cortante del nudo, (b) CFRP como refuerzo a cortante de la viga, (c) CFRP como refuerzo a cortante y de confinamiento de la columna. (Pantelides et al., 2008)	30
Figura 2-18: Dimensiones y refuerzo del espécimen original (Hadi & Tran, 2015)	32

Figura 2-19:	Esquemas y detalles del método de reforzamiento (Hadi & Tran, 2015)	32
Figura 2-20:	(a) Espécimen luego de completar el ensanchamiento circular, (b) Espécimen con reforzamiento completo (Hadi & Tran, 2015)	33
Figura 2-21:	Geometría y refuerzo de dos de las uniones originales ensayadas (S. Pampanin et al., 2002)	34
Figura 2-22:	Esquema de reforzamiento para la unión exterior T1B (Stefano Pampanin et al., 2006)	34
Figura 2-23:	Esquema de reforzamiento para la unión interior C3 (Stefano Pampanin et al., 2006)	35
Figura 2-24:	Geometría y refuerzo del pórtico (Stefano Pampanin et al., 2006)	35
Figura 2-25:	Secciones de vigas y columnas del pórtico (Stefano Pampanin et al., 2006)	36
Figura 2-26:	Evaluación de la jerarquía de resistencias y secuencia de fallas. Gráfica M-N para el nudo exterior luego se der reforzado (T1B) (Stefano Pampanin et al., 2006)	37
Figura 2-27:	Geometría y refuerzo de las uniones exteriores (Stefano Pampanin et al., 2007)	38
Figura 2-28:	Esquema de reforzamiento con GFRP para la unión 3D (Stefano Pampanin et al., 2007)	39
Figura 2-29:	Montaje de ensayo para carga bidireccional (Umut Akguzel, 2011)	40
Figura 2-30:	Detalles del espécimen con losa (U Akguzel, 2012)	40
Figura 2-31:	Esquema de reforzamiento para la unión 3DFS (dimensiones en mm) (U Akguzel, 2012)	41
Figura 2-32:	Esquema del sistema de anclaje con dovelas de FRP propuesto (Umut Akguzel, 2011)	41
Figura 2-33:	Detalles de las dovelas de anclaje de FRP sobre vigas y losa (U Akguzel, 2012)	42
Figura 3-1:	Diagrama de momento en vigas de un pórtico resistente a momentos bajo (a) cargas gravitacionales y (b) cargas gravitacionales y laterales	46
Figura 3-2:	Fuerzas internas actuando en una unión viga-columna de un pórtico con fluencia en las vigas	47
Figura 3-3:	Cortante horizontal y vertical	49
Figura 3-4:	Patrón de fisuras por cortante en un nudo interior de un pórtico resistente a momentos	50
Figura 3-5:	Fuerzas de tensión y compresión actuando sobre el nudo	50
Figura 3-6:	Desarrollo del mecanismo del puntal diagonal de compresión	51
Figura 3-7:	Definición de los parámetros de diseño (Del Vecchio et al., 2015)	56
Figura 3-8:	Confinamiento de la rótula plástica de la columna (American Concrete Institute, 2017)	58
Figura 3-9:	Distribución de esfuerzos internos para una sección rectangular sometida a flexión en el estado límite último	62
Figura 4-1	Montaje para el ensayo de los especímenes	67
Figura 4-2:	Modelo Estructural del Edificio de cinco niveles en SAP 2000 (Ramírez, 2017)	69

Figura 4-3	Características de las uniones típicas PRE-1984	70
Figura 4-4	Características de la unión NSR-10	71
Figura 4-5:	Esquema de Reforzamiento No. 1 – Reforzamiento a Cortante en el Nudo.	73
Figura 4-6:	Esquema de Reforzamiento No. 2 – Reforzamiento a Cortante en el Nudo y enchaquetamiento de viga y columna.	74
Figura 4-7	Esquema de Reforzamiento No. 3 – Reforzamiento a Cortante en el Nudo, enchaquetamiento de viga y columna y reforzamiento a flexión	75
Figura 4-8:	Procedimiento para la Aplicación del Reforzamiento.....	77
Figura 4-9:	Localización e identificación de los sensores de desplazamiento	79
Figura 4-10	Localización y nomenclatura de las galgas internas	80
Figura 4-11:	Instrumentación con galgas internas adheridas al acero de refuerzo	81
Figura 4-12:	Localización y nomenclatura de galgas externas en espécimen FRP-1 (E6-01-02)	82
Figura 4-13:	Localización y nomenclatura de galgas externas en espécimen FRP-2 (E4-01-00)	82
Figura 4-14	Localización y nomenclatura de galgas externas en espécimen FRP-3 (E7-01-03)	83
Figura 4-15	Protocolo de carga utilizado para los ensayos.....	84
Figura 5-1:	Estado del espécimen PRE-1984 a una deriva del 2.0%	88
Figura 5-2:	Estado del espécimen PRE-1984 a una deriva del 2.5%	89
Figura 5-3:	Estado del espécimen PRE-1984 a una deriva del 3.5%	89
Figura 5-4	Estado final del espécimen NSR-10	90
Figura 5-5:	Estado final del espécimen E6-01-02.....	92
Figura 5-6:	Falla localizada en ambos lados de la viga – Especímen E6-01-02	93
Figura 5-7:	Estado final del espécimen FRP-2	94
Figura 5-8:	Falla localizada en viga y gran deterioro en zona del nudo (FRP-2).....	95
Figura 5-9:	Estado final del espécimen E7-01-03.....	96
Figura 5-10:	Estado final del espécimen E7-01-03 – Condición del nudo	97
Figura 5-11:	Falla localizada en la base de la columna.....	97
Figura 5-12	Curva de histéresis del espécimen PRE-1984.....	99
Figura 5-13	Curva de histéresis del espécimen NSR-10.....	100
Figura 5-14	Curva de histéresis del espécimen FRP-1	101
Figura 5-15	Curva de histéresis del espécimen FRP-2.....	102
Figura 5-16	Curva de histéresis del espécimen FRP-3.....	103
Figura 5-17	Comparación de las envolventes de las curvas de histéresis	104
Figura 5-18	Comparación de envolventes histeréticas de especímenes PRE-1984 y NSR-10	105
Figura 5-19	Comparación de envolventes histeréticas de especímenes PRE-1984 y FRP-3	105
Figura 5-20	Comparación de envolventes histeréticas de especímenes FRP-3 y NSR-10	106
Figura 5-21	Comparación de la Respuesta Fuerza-Desplazamiento de Especímenes Pre-1984 vs NSR-10	106

Figura 5-22	Comparación de la Respuesta Fuerza-Desplazamiento de Especímenes Pre-1984 vs FRP-1	107
Figura 5-23	Comparación de la Respuesta Fuerza-Desplazamiento de Especímenes Pre-1984 vs FRP-2	107
Figura 5-24	Comparación de la Respuesta Fuerza-Desplazamiento de Especímenes Pre-1984 vs FRP-3	108
Figura 5-25	Comparación de la Respuesta Fuerza-Desplazamiento de Especímenes NSR-10 vs FRP-3.....	109
Figura 5-26	Comparación de la Degradación de la Rigidez Lateral pico a pico de todos los especímenes.....	112
Figura 5-27	Comparación de la Degradación de la Rigidez Lateral pico a pico de especímenes PRE-1984 vs NSR-10	113
Figura 5-28	Comparación de la Degradación de la Rigidez Lateral pico a pico de especímenes PRE-1984 vs FRP-3.	113
Figura 5-29	Comparación de la deformación del nudo de los especímenes FRP-2, FRP-3 y NSR-10.....	115
Figura 5-30	Deformación de la Galga Externa 1 – Especímen FRP-1.....	116
Figura 5-31	Deformación de la Galga Externa 2 – Especímen FRP-1.....	116
Figura 5-32	Deformación de la Galga Externa 3 – Especímen FRP-1.....	117
Figura 5-33	Deformación de la Galga Externa 1 – Especímen FRP-2.....	117
Figura 5-34	Deformación de la Galga Externa 2 – Especímen FRP-2.....	118
Figura 5-35	Deformación de la Galga Externa 3 – Especímen FRP-2.....	118
Figura 5-36	Deformación de la Galga Externa 1 – Especímen FRP-3.....	119
Figura 5-37	Deformación de la Galga Externa 2 – Especímen FRP-3.....	119
Figura 5-38	Deformación de la Galga Externa 3 – Especímen FRP-3.....	120

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 4-1	Resumen de especímenes ensayados 66
Tabla 4-2	Resumen de los especímenes ensayados por Ramírez (Ramírez, 2017).. 68
Tabla 4-3	Niveles de desplazamiento alcanzados por ciclo 84
Tabla 5-1	Resumen de los Resultados de los Ensayos..... 111
Tabla 5-2	Comparación de predicciones teóricas con los resultados experimentales. 121

Lista de Símbolos y abreviaturas

Símbolos con letras latinas

Símbolo	Término
T_s	Tensión en el refuerzo
C_s	Compresión en el refuerzo
C_c	Compresión en el concreto
v_j	Cortante unitario
V_{jh}	Cortante horizontal en el nudo
T_{sb}	Tensión en el acero de refuerzo de la viga en el nudo
C_{cb}	Compresión en el concreto viga-nudo
C_{sb}	Compresión en el acero de refuerzo de la viga en del nudo
V_{col}	Cortante en la columna
A_j	Área de la sección transversal de la unión
h_c	Altura de la columna
b_c	Dimensión de la sección transversal de la columna en dirección ortogonal.
P	Fuerza axial promedio por encima y por debajo del nudo
σ	Esfuerzo
f_t	Esfuerzo de tensión en el concreto
f'_c	Esfuerzo nominal de compresión en el concreto
f'_t	Esfuerzo nominal a tensión en el concreto
C_E	Módulo de elasticidad
f_{fu}	Esfuerzo de tensión último de diseño en la fibra de carbono
$f_{f,s}$	Esfuerzo de tensión máximo dentro del rango elástico del elemento
ε	Deformación unitaria (mm/mm)
$\varepsilon * f_u$	Deformación última de rotura del reforzamiento en CFRP dada por el fabricante (mm/mm)
ψ	Factor de reducción de resistencia del CFRP
ϕ	Factor de reducción de resistencia del elemento en concreto reforzado
\varnothing	Rotación (rad)
E_f	Módulo de elasticidad del CFRP (MPa)
M_n	Resistencia nominal a la flexión (N*mm)
M_u	Momento mayorado en la sección de concreto reforzado (N*mm)
ε_{fd}	Deformación por desprendimiento del reforzamiento con CFRP externamente adherido (mm/mm)
ε_{fe}	Deformación efectiva del reforzamiento CFRP (mm/mm)
$\varnothing v_n$	Esfuerzo cortante nominal reducido (MPa)
v_u	Esfuerzo cortante de diseño (MPa)

Símbolo	Término
ϕp_n	Esfuerzo por carga axial nominal reducido (MPa)
A_g	Área bruta de la sección transversal del elemento en concreto reforzado (mm ²)
A_s	Área del refuerzo longitudinal (mm ²)
N	Carga axial aplicada y constante
N_o	Carga axial balanceada
K_o	Rigidez inicial de la estructura no dañada
K_{By}	Rigidez final después de la degradación de la resistencia de la unión.
K_i	Rigidez de la estructura en el estado actual
Δu	Desplazamiento correspondiente al cortante máximo
μ_{Δ}	Ductilidad por desplazamiento
Δm	Deflexión lateral máxima en el rango inelástico
Δy	Deflexión lateral en la primera cedencia
θm	Rotación máxima en el rango inelástico
θy	Rotación en la primera cedencia
μ_{θ}	Ductilidad por rotación
μ_{ϕ}	Ductilidad por curvatura
ϕm	Curvatura máxima en el rango inelástico
ϕy	Curvatura en la primera cedencia
μ_{ϵ}	Ductilidad por deformación
ϵy	Deformación unitaria del acero de refuerzo en la primera cedencia (mm/mm)
ϵm	Deformación unitaria máxima en el rango inelástico (mm/mm)
R	Factor de reducción de fuerza
FE	Relación fuerza sísmica de respuesta elástica
T_o	Periodo natural de la estructura
R_o	Coefficiente de capacidad de disipación de energía básico
F_y	Fuerza de fluencia mínima en el acero
u	Deformación del sistema
ϵ_{res}	Deformación unitaria residual
ϵ_{sm}	Deformación unitaria máxima por tensión en el acero longitudinal
L	Longitud del elemento
D_b	Diametro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal
F_y	Esfuerzo del acero longitudinal a tracción (MPa)
M_c	Momento resistente de la columna (kN*m)
M_b	Momento resistente de la viga (kN*m)
g/cm^3	Densidad de la fibra
t_f	Espesor de la fibra
\circ	Dirección de la fibra
A_f	Área de la sección transversal de la fibra de carbono

Abreviaturas

Abreviatura	Término
CFRP	Polímeros reforzados con fibras de carbono
DES	Disipación Especial de Energía
DMO	Disipación Moderada de Energía
DMI	Disipación Mínima de Energía

Abreviatura	Término
<i>GFRP</i>	Polímeros reforzados con fibras de vidrio
<i>FRP</i>	Polímeros reforzados con fibras
LVDT	Linear Variable Differential Transformer

Introducción

La utilización del concreto reforzado se inició a mediados del siglo 19, con el desarrollo de algunas patentes y el interés por conocer las propiedades y características del material compuesto. Hacia el inicio del siglo 20, publicaciones de artículos, libros y códigos presentaron las técnicas y requerimientos constructivos del concreto reforzado a un gran número de ingenieros, conllevando a una aceleración en el uso de este material compuesto. Muchos ingenieros en este periodo entendían la importancia del detallado para la continuidad del refuerzo, pero los requerimientos generales para obtener una resistencia sísmica eran muy poco conocidos, y la construcción en regiones sísmicamente activas no difería significativamente de la construcción en regiones aparentemente no sísmicas.

Algunos sismos importantes en la historia de la construcción con concreto reforzado han demostrado que la falla en las uniones viga-columna de estructuras aporricadas construidas antes de los años 1970s pueden iniciar y causar el colapso total de la edificación.

A nivel internacional, la época de los años 1970s es reconocida por marcar un punto de quiebre importante en la construcción sismo resistente. A pesar de que ya existían algunos avances en recomendaciones para el detallado de estructuras sismo resistentes, como las plasmados en el libro "Design of Multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions" de Blume, Newmark y Corning (1960), o las indicadas por la Asociación de ingenieros estructurales de California (SEAOC por sus siglas en inglés) desde el año 1963 en adelante, estas aún no se encontraban debidamente establecidas dentro de un código de construcción. Fue entonces hasta el año 1971, cuando ocurrió el sismo de San Fernando en Estados Unidos, donde se comenzaron a demostrar las vulnerabilidades de algunos edificios de concreto ante cargas sísmicas, lo cual llevó a realizar cambios en los códigos de construcción. Para el año 1976, el UBC 1976 (Uniform

Building Code) introdujo muchas de las recomendaciones de Blume y la SEAOC como requisitos del código de construcción.

En Colombia, la primera norma de construcción sismo resistente se expidió mediante el decreto 1400 de 1984, como consecuencia del fuerte terremoto de Popayán en 1983. Este código se basó en el ATC 3 (publicado en 1978), un documento muy importante en el medio norte americano, ya que fue referencia principal para los documentos publicados por la NERPH (National Earthquake Hazards Reduction Program), los cuales fueron base para los códigos BOCA/NBC, SBC, IBC, ASCE 7 de la época. Es entonces a partir del código de 1984 que Colombia adopta oficialmente las recomendaciones para diseñar estructuras sismo resistentes, entre las cuales se encuentra el detallamiento dúctil de estructuras aporricadas.

A nivel internacional, la época de los años 1970s es reconocida por marcar un punto de quiebre importante en la construcción sismo resistente, ya que es en esta época que se comienza a introducir los conceptos de detallado sismo-resistente en las estructuras de concreto. La vulnerabilidad de las edificaciones construidas antes de los años 1970s ha sido motivo de extensas investigaciones, detectándose que las uniones viga-columna son un punto crítico de las estructuras aporricadas de esa época. Dada esta problemática se han realizado estudios para desarrollar métodos de reforzamiento de las uniones, tales como el ensanchamiento de los elementos con concreto, enchaquetamiento con placas de acero y la utilización de FRP como material de refuerzo externo, a partir de las cuales se ha logrado establecer métodos efectivos para repotenciar edificaciones existentes con uniones viga-columna vulnerables.

En Colombia, las uniones viga-columna de pórticos de concreto diseñados antes de la existencia del código de 1984, y que por ende carecen de un detallamiento apropiado, hacen parte de muchas edificaciones existentes en el país, en las que funcionan escuelas, hospitales, entidades públicas y demás estructuras de gran importancia, las cuales en algún momento requerirán ser reparadas y reforzadas para llevarlas a un nivel de desempeño superior, que se traduce en una disminución de la vulnerabilidad ante un evento sísmico.

Un detallamiento inadecuado o no dúctil de las uniones viga-columna de pórticos de concreto reforzado se manifiesta a través de:

- Escaso confinamiento de la zona del nudo (Ausencia de estribos en la intersección de vigas y columnas).
- Deficiente capacidad a cortante en vigas y columnas.
- Deficiente confinamiento en zonas de formación de rotulas plásticas en vigas y columnas.
- Traslapos del Refuerzo deficientes, ubicados en zonas de formación de rótulas plásticas.
- Anclaje deficiente del refuerzo inferior de la viga en el Nudo.

El reforzamiento de edificaciones de concreto, en especial de estructuras cuya importancia y uso requiera reducir al mínimo la suspensión de su normal funcionamiento, requiere plantear alternativas que impliquen una mayor “limpieza” en los trabajos de reforzamiento. Ante este panorama, el uso de CFRP para la rehabilitación de estructuras ha venido en aumento, gracias a sus ventajas en cuanto al bajo peso, alta resistencia a la tensión, fácil instalación (incluso con la estructura en funcionamiento), gran durabilidad, entre otras.

Aunque en Colombia el uso de tejidos CFRP como alternativa de reforzamiento se ha usado en elementos en concreto y básicamente para resistir cargas gravitacionales, la falta de conocimiento en el comportamiento ante cargas cíclicas de este tipo de alternativas influye determinadamente en limitar su uso en los proyectos de reforzamiento ante sollicitaciones sísmicas.

1. Objetivos

1.1 Objetivo General

Evaluar el comportamiento de uniones viga-columna perimetrales interiores de concreto reforzado construidas en Colombia antes del código de 1984 sometidas a cargas cíclicas y reforzadas utilizando CFRP.

1.2 Objetivos Específicos

- Evaluar la ductilidad, capacidad de deformación, resistencia y modo de falla de las uniones ensayadas.
- Determinar el esquema más eficiente para reforzar una unión viga-columna de concreto reforzado construida con un detallamiento no dúctil.
- Comparar el desempeño de cada uno de los especímenes ensayados.
- Evaluar la relación costo beneficio de los esquemas de refuerzo utilizados.

2. Antecedentes

2.1 Comportamiento de uniones viga-columna de concreto reforzado construidas antes de los años 1970s

Muchas fallas de estructuras durante terremotos (Japon, 1978; Algeria, 1980; Italia, 1980; Grecia, 1981; México, 1985; Northridge, 1994; Taiwan, 1999; Turkia, 1999 y 2002) (Figuras 2-1 y 2-2) han mostrado la vulnerabilidad de las uniones viga-columna de concreto reforzado que fueron construidas antes de que se adoptaran los códigos de diseño sísmico o que se construyeron sin tener en cuenta las consideraciones sísmicas, incluso ya existiendo códigos que las exigían.

Figura 2-1: Colpaso del Edificio Kaiser Permanent durante sismo de Northridge (Taylor, 2014)



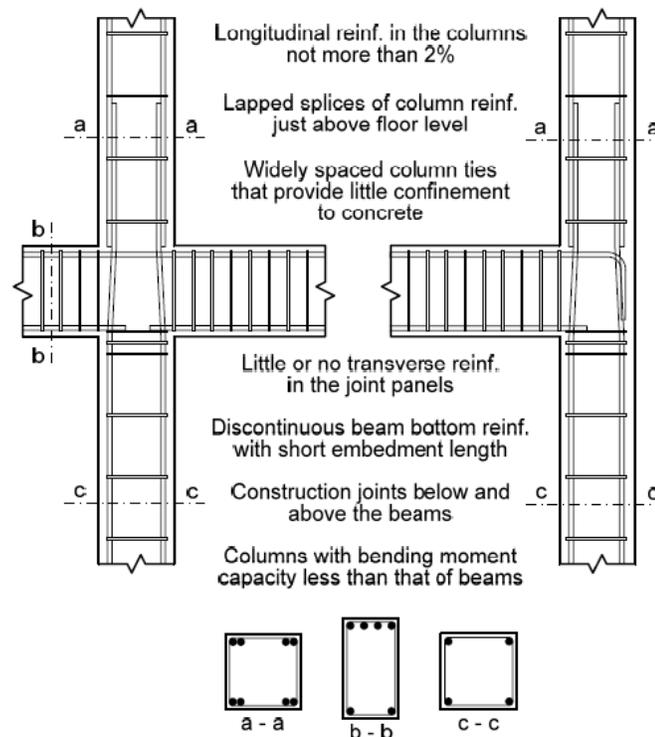
Figura 2-2: Falla en uniones exteriores durante el sismo de Izmit, Turkía en 1999 (F. Danesh, 2008)



Los detalles críticos de pórticos de concreto ligeramente reforzados, y sus efectos en su comportamiento sísmico fueron estudiados por Pessiki et al. (Pessiki, S. P., Conley, C., White, R. N., and Gergely, 1990) y Beres et al. (Beres, A., Pessiki, S. P., White, R. N., and Gergely, 1991; Beres, A., White, R. N., Gergely, P., Pessiki, S. P., and El Attar, 1992; A Beres, El-Borgi, White, & Gergely, 1992; Attila Beres, Pessiki, White, & Gergely, 1996). Tras la revisión de manuales de detallamiento y de los códigos de diseño de las pasadas 5 décadas, y tras consultar con ingenieros en ejercicio, ellos identificaron siete detalles

típicos y potencialmente críticos para la seguridad de estructuras diseñadas para cargas gravitacionales cuando se ven sometidas a un sismo, tal y como se muestra en la figura 2-3.

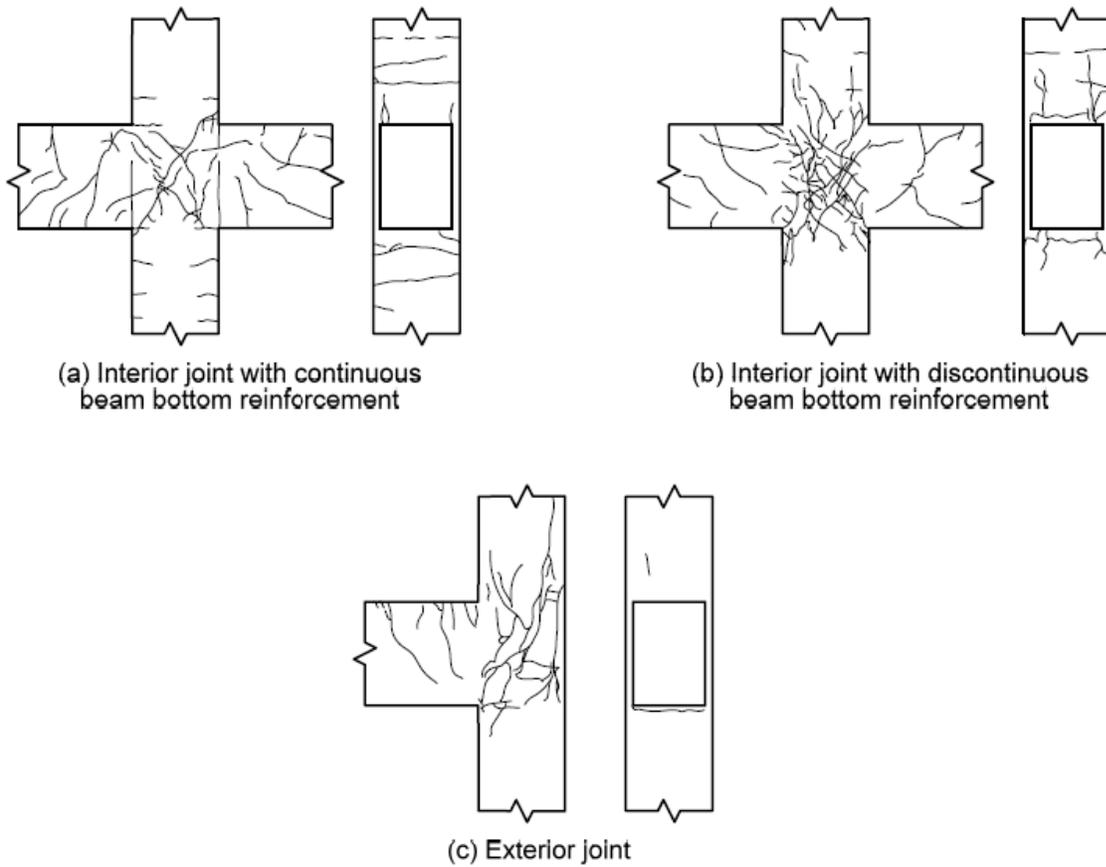
Figura 2-3: Detallamiento típico de estructuras de concreto ligeramente reforzadas (Attila Beres et al., 1996)



Su programa experimental incluyó el ensayo ante cargas cíclicas de 34 uniones viga-columna construidas a escala 1:1 (20 de ellas correspondían a nudos interiores y 14 a nudos exteriores). Igualmente incluyeron ensayos en mesa vibratoria de un edificio de 3 pisos a escala 1/8. Observaron en los ensayos que en los nudos interiores en los que el refuerzo inferior de la viga era continuo, en algunos casos la falla fue debida a un gran daño en el nudo y en la columna, y en otros casos se debió a una falla por tracción en la viga (figura 2-4a). La colocación de estribos dentro del nudo cambió la falla, trasladándola desde el nudo hacia la región de la columna donde se ubicaba el traslape del refuerzo, con el daño concentrándose debajo del primer estribo de la columna. Las fisuras y la pérdida del recubrimiento no se extendían a lo largo del traslape; sin embargo, la pérdida del recubrimiento provocó el pandeo de las barras de la columna en dos especímenes.

El tamaño de las barras de la columna y su disposición no afectaron la resistencia máxima del nudo. En el caso en que el refuerzo inferior de la viga era discontinuo dentro del nudo, aparecieron fisuras en la zona donde el refuerzo se discontinuaba, las cuales posteriormente se unían con otras grietas diagonales o se extendían verticalmente (Figure 2.4b). Estas barras se arrancaron a 2/3 de su esfuerzo de fluencia. La resistencia al arrancamiento fue independiente de los dos tamaños de las barras y de los dos niveles de carga axial de la columna que se utilizaron en los ensayos.

Figura 2-4: Patrones típicos de fisuración en uniones con detallamiento no sísmico. (Beres, A., Pessiki, S. P., White, R. N., and Gergely, 1991)



En los ensayos de los nudos exteriores, se observó que las fisuras iniciales alrededor de la zona de anclaje del refuerzo de la viga se desarrollaban diagonalmente hacia la zona de traslape de la columna, y se extendieron hacia abajo por la columna, ocasionando el descascamiento de una parte importante de la columna y abriendo las barras superiores de la viga. (Figure 2.4c).

Con un incremento en la carga axial de la columna se aumentó de la resistencia máxima (entre un 15% a un 25%) tanto de los nudos exteriores como interiores, se redujo la degradación de resistencia en los especímenes exteriores, y se retardó la aparición de fisuras por cortante proporcionando un mejor confinamiento de las barras discontinuas. Los máximos esfuerzos de corte experimentales (0.42 a 1.08 MPa [5 a 13 psi]) fueron un 30 a 40% menores que las capacidades máximas permitidas por el ACI 352R-91 [2.12] para utilizarse en el diseño de construcciones nuevas (cuyos valores corresponden a nudos debidamente detallados). La conclusión principal del ensayo del edificio a escala 1/8 con la mesa vibratoria fue que las estructuras de concreto ligeramente reforzadas son muy flexibles y pueden presentar efectos importantes P- Δ .

Aycardi et al. (Aycardi, L. E., Mander, J. B., and Reinhorn, 1994) presentaron los resultados de ensayos unidireccionales con carga lateral cuasi-estática de una unión viga-columna interior y otra exterior construidas a escala 1/3 y diseñadas solo para cargas gravitacionales. Los especímenes incluían una losa y vigas transversales en ambos lados. El nudo exterior mostró un daño progresivo empezando en la viga, por causa del arranque de las barras inferiores discontinuas dentro del nudo, y posteriormente se presentaba daño en las columnas. Se evidenció un comportamiento de columna fuerte – viga débil con un esfuerzo a cortante máximo de 0.87 MPa (10.5 psi). El Nudo interior no tenía refuerzo transversal en la zona del nudo y mostró un daño progresivo solo en las columnas con un pequeño daño de las vigas. Se observó una falla con una columna débil – viga fuerte con un esfuerzo a cortante máximo en el nudo de 1.04 MPa (12.5 psi). Para ambos especímenes, la resistencia máxima se presentó entre el 2 y 3% de deriva.

Los resultados de Aycardi et al. (Aycardi, L. E., Mander, J. B., and Reinhorn, 1994) fueron utilizados por Bracci et al (Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., and Mander, 1995) para evaluar el desempeño sísmico de un modelo de 3 pisos construido a escala 1/3 y diseñado solo para cargas verticales, previamente ensayado por Beres et al (Beres, A., White, R. N., Gergely, P., Pessiki, S. P., and El Attar, 1992) a una escala de 1/8. Al ensayarse sobre una mesa vibratoria, el modelo a escala 1/3 mostró un patrón idéntico de rótulas plásticas al modelo a escala 1/8, mientras que se observaron algunas diferencias en la demanda de cortante en la base y derivas de piso. Bracci et al. (Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., and

Mander, 1995) concluyó que “1) estructuras diseñadas para cargas verticales fueron dominadas por comportamientos de columnas débiles – vigas fuertes; 2) la respuesta de estas estructuras pueden predecirse con un conocimiento adecuado del comportamiento de cada uno de los componentes; y 3) estas estructuras pueden resistir sismos leves sin daño considerable, pero sismos moderados y fuertes causan deformaciones laterales considerables, excediendo los límites recomendados”. Ambos estudios (Aycardi, L. E., Mander, J. B., and Reinhorn, 1994; Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., and Mander, 1995) concluyeron que técnicas simples de reforzamiento para columnas interiores y para uniones viga-columna podrían mejorar el comportamiento histerético de las estructuras y prevenir la formación de mecanismos de falla en columnas.

De otro lado, Kunnath et al. (Kunnath, S. K., Hoffmann, G., Reinhorn, A. M., and Mander, 1995a) realizaron análisis inelásticos tiempo-historia de edificios de 3, 6 y 9 pisos diseñados para cargas verticales, utilizando un programa computacional. Se estudiaron los efectos de la discontinuidad del refuerzo inferior de la viga, la ausencia del refuerzo transversal en el nudo, y el nivel del confinamiento en vigas y columnas. Se modelaron detalles no dúctiles por medio de varias simplificaciones en las secciones críticas, y se obtuvo un comportamiento histerético de los ensayos previos realizados por Aycardi et al. (Aycardi, L. E., Mander, J. B., and Reinhorn, 1994) y Pessiki et al. (Pessiki, S. P., Conley, C. H., Gergely, P., and White, 1990). Se usaron cuatro registros de distintos terremotos y tres diferentes comportamientos histeréticos. Kunnath et al. (Kunnath, S. K., Hoffmann, G., Reinhorn, A. M., and Mander, 1995a) concluyeron que los edificios estudiados soportarían sismos moderados con daños reparables; sin embargo, serían susceptibles a daños severos si se sometían a movimientos sísmicos fuertes. En la segunda parte de este estudio, Kunnath et al. (Kunnath, S. K., Hoffmann, G., Reinhorn, A. M., and Mander, 1995b) utilizó las mismas herramientas de análisis para evaluar 16 diferentes mejoras en el detallamiento de los elementos (para cada edificio y cada sismo evaluado) incluyendo la continuidad o anclaje suficiente de las barras inferiores de la viga, refuerzo transversal colocado dentro del nudo, y confinamiento adicional en la zona de rótulas plásticas en vigas y columnas. Encontraron que brindando continuidad a las barras inferiores de la viga, aumentaba su capacidad a flexión, incrementando las fallas en el nudo; la continuidad de las barras también cambió la secuencia del daño presentado en los especímenes, que pasó de comenzar en las vigas a comenzar en las columnas; a su vez

se incrementaron las derivas. Por ende, haber mejorado únicamente la continuidad de las barras de las vigas fue considerado como perjudicial debido a que aumentó la demanda de resistencia en los elementos. El confinamiento adicional en la zona de rótulas plásticas, sin realizar alguna otra mejora, no fue efectivo para prevenir fallas no dúctiles. Como era de esperarse, la combinación de las tres estrategias de mejoras del detallamiento demostraron producir los mejores beneficios.

Hakuto et al. (Hakuto, S., Park, R., and Tanaka, 2000) evaluó el desempeño de tres uniones interiores (O1, O4, y O5) y dos exteriores (O6 y O7) diseñadas de acuerdo con las prácticas anteriores a los años 1970s en Nueva Zelanda. Las barras inferiores de la viga fueron continuas dentro de los nudos interiores, los estribos de las vigas fueron ampliamente espaciados, y los ganchos de las barras longitudinales de la viga fueron doblados por fuera del núcleo del nudo en una de las uniones exteriores. En una unión interior con la viga considerablemente más fuerte que la columna, la falla fue debido a los esfuerzos de adherencia a lo largo de las barras longitudinales de la viga en el núcleo del nudo, seguida por una falla a cortante en el nudo. Las uniones con columnas más fuertes exhibieron una falla por corte en la viga. En cuanto a las uniones exteriores sin refuerzo transversal dentro del nudo, se presentó rotulación de las vigas cuando los ganchos de las barras de la viga se doblaron dentro del núcleo del nudo, mientras que la unión en el que los ganchos se doblaron por fuera del núcleo del nudo, se presentó falla por corte en el nudo.

Walker et al. (Walker, S. G., Yeargin, C. M., Lehman, D. E., and Stanton, 2002) ensayaron nudos interiores sin refuerzo transversal. Para estudiar únicamente las influencias de la demanda de esfuerzos de cortante dentro del nudo y la historia de desplazamientos, sus especímenes se crearon a partir de edificios reales que fueron diseñados solo para cargas verticales en los que las barras inferiores de las vigas eran continuas. A su vez, se mantuvo una baja demanda de adherencia sobre las barras de las vigas, y se dispusieron configuraciones de columna fuerte – viga débil. Se utilizaron dos niveles de esfuerzos cortantes (0.75 y 1.29 MPa) [9 y 15.5 psi] y cuatro historias distintas de desplazamientos. Dentro del contexto de ingeniería basada en desempeño, se identificaron cinco estados de daño y se correlacionaron con la deriva de piso. Las primeras fisuras del nudo se observaron a una deriva del 0.5% y aproximadamente a un esfuerzo cortante de 0.5 MPa (6 psi). La fluencia de las barras de la viga ocurrió a una

deriva del 1.1 y 1.5% para demandas bajas y altas de cortante en el nudo, respectivamente, con una diferencia no marcada para la historia de desplazamientos. Una mayor demanda de cortante en el nudo influyó adversamente el daño de este. En el caso en que se tenía una demanda baja de corte en el nudo, el daño se inició en el centro del nudo a una deriva del 3% y el núcleo se dañó completamente a una deriva del 4%, mientras que para el caso en que se tenía una demanda alta de corte, los valores de deriva anteriores pasaron a ser de 2 y 3%, respectivamente. El daño en el nudo de concreto estuvo en función del número de ciclos y de la amplitud de la deriva. La falla final se debió a la pérdida significativa de concreto en el nudo seguida por el pandeo de las barras longitudinales de la columna.

Como parte de un estudio experimental de uniones exteriores con diferente detallado, Clyde y Pantelides (Clyde, C., Pantelides, C. P., and Reaveley, 2000) definieron cinco niveles de desempeño para dos niveles de carga axial aplicada sobre la columna, similar a aquellos identificados por Walker et al. (Walker, S. G., Yeargin, C. M., Lehman, D. E., and Stanton, 2002) para nudos interiores. Basados en los resultados de cuatro ensayos cíclicos de uniones viga-columna, se definió cada nivel de desempeño en términos de la deriva de piso, del ancho de fisuras, y del factor de resistencia a cortante del nudo (γ). Durante los ensayos, los patrones de fisuramiento fueron muy similares a los encontrados anteriormente para otros ensayos de nudos exteriores. En el caso de la mayor carga axial, se observó un incremento del 3 al 13% en γ y una disminución del 20% en la capacidad de disipación de energía; los niveles definidos de desempeño, con unas pocas excepciones, fueron alcanzados a derivas más pequeñas, con anchos de fisuras y factores de resistencia a cortante del nudo más grandes.

Las investigaciones mencionadas hasta el momento fueron realizadas sobre especímenes con vigas cuyos anchos eran aproximadamente los mismos que el de las columnas. En posteriores investigaciones (Li, B., Wu, Y., and Pan, 2002, 2003) se prestó atención a uniones con vigas angostas y columnas anchas cuyo detallado del refuerzo no contenía criterios de sismo resistencia. En la parte experimental de dichas investigaciones se ensayaron cuatro uniones interiores con vigas angostas y columnas anchas, con la viga llegando por la parte ancha de la columna en dos de los especímenes, utilizando una configuración de columna fuerte-viga débil para todos los

especímenes. Las variables de los ensayos fueron la cantidad de refuerzo transversal en los nudos y los detalles de empalmes por traslapo para las barras de la columna y de la viga. Todos los especímenes presentaron gran fisuramiento diagonal en el nudo después de ensayados. Li et al. (Li, B., Wu, Y., and Pan, 2002) determinaron que más del 74% de la fuerza cortante en el nudo puede ser soportada por el puntal diagonal del concreto. Las columnas permanecieron intactas excepto para un espécimen en el cual falló el empalme por traslapo ubicado en la parte superior del nudo (dentro de la zona de rotulación plástica). El empalme por traslapo de las barras inferiores de la viga ubicado dentro del nudo no afectó el desempeño. Al añadirse cierta cantidad de refuerzo transversal dentro del nudo, siguiendo las especificaciones de la norma NZS 3101:1995, no se incrementó la resistencia del nudo, pero sí se mejoró la ductilidad y la disipación de energía, pasando de un factor de disipación de energía de 2 para las uniones sin refuerzo transversal a un factor de disipación de energía de 3 para especímenes con refuerzo transversal dentro del nudo.

Pampanin et al (S. Pampanin, Calvi, & Moratti, 2002) construyeron seis uniones viga-columna, correspondientes a dos uniones exteriores de cubierta (unión en L), dos uniones exteriores de un piso intermedio (uniones en T) y dos uniones interiores, asimilando las prácticas constructivas que se tenían en Italia entre los años 1950s – 1970s. Así, las uniones se caracterizaban por utilizar barras lisas, por no tener refuerzo transversal dentro del nudo, por tener deficiencias en el anclaje del refuerzo (escasa longitud de ganchos), por tener traslapos del refuerzo de la columna en la zona de rotulación plástica, y por no tener ninguna filosofía de diseño sísmico. Los dos especímenes de la unión en L mostraron una falla por flexión en la columna, ocasionada principalmente por el deslizamiento de las barras longitudinales de la columna promovido por el inadecuado anclaje (longitud de gancho inadecuado) de las barras; sin embargo, se lograron niveles altos de deriva (alrededor del 3.5%). La unión en T mostró una falla frágil por corte en el nudo combinada con el deslizamiento de las barras de la viga (lo que generó una fuerza concentrada de compresión en el gancho de las barras). Como consecuencia, una cuña de concreto tendió a descascararse, produciendo una falla frágil y una consecuente pérdida de carga. La unión interior presentó grandes deformaciones plásticas, con una falla por flexión en la columna. El nudo no presentó grandes daños, debido a que la columna era el eslabón más débil (el espécimen tenía una configuración de columna débil-viga fuerte). La principal conclusión de esta investigación fue que en los

nudos en T, a diferencia de lo que se encontraba en la literatura para uniones con barras corrugadas, la primera fisura en la zona del nudo de estos especímenes se presentó a un esfuerzo de $0.19\sqrt{F'_c}$, y que a partir de allí se empezaba a reducir drásticamente la resistencia del nudo debido a que no se podían desarrollar los mecanismos de resistencia a cortante. Los nudos interiores presentan un comportamiento histerético mucho más estable luego de presentarse la primera fisura, demostrando que el daño del nudo es más crítico para uniones exteriores que para interiores.

2.2 Técnicas de reforzamiento de uniones viga-columna

Se han realizado varias investigaciones enfocadas tanto a la reparación como al reforzamiento de uniones viga-columna de concreto reforzado construidas antes de la implementación de los requisitos de detallamiento sísmico. Las técnicas de reparación incluyen procedimientos como la inyección epóxica y el reemplazo total del área dañada, mientras que las técnicas de reforzamiento involucran métodos como el ensanchamiento de los elementos con concreto, el enchaquetamiento con elementos metálicos, y la utilización de FRP como refuerzo externo. Cada uno de los métodos de reforzamiento tiene sus ventajas y desventajas.

El ensanchamiento de los elementos con concreto reforzado incrementa la resistencia del nudo, cambia el modo de falla a uno más dúctil (generalmente lo traslada a las vigas), e incrementa la resistencia lateral de la edificación y su capacidad de disipar energía. Sin embargo, posee ciertas desventajas que se anotan a continuación:

- Los procedimientos constructivos resultan ser laboriosos, como por ejemplo perforar la losa de piso, ejecutar perforaciones a través de las vigas para la colocación de estribos en la zona del nudo, doblar en sitio el refuerzo transversal en la zona del nudo, entre otras.
- El ensanchamiento de las columnas conllevan a una reducción de los espacios arquitectónicos, así como a un aumento de la masa del edificio.
- La construcción del reforzamiento perturba a los ocupantes del edificio, por lo cual puede requerirse que se interrumpa el funcionamiento del mismo.
- El aumento de las secciones de las columnas cambian las características dinámicas del edificio, aumentando su rigidez y por ende la capacidad de cortante

sísmico en la base. Estos cambios pueden incrementar los requerimientos de resistencia en elementos y lugares no deseados, y puede requerir un re análisis cuidadoso.

El enchaquetamiento con elementos metálicos permite reducir el tiempo de construcción con respecto al ensanchamiento con concreto. Sin embargo, tiene varias desventajas importantes que la hacen poco viable para el refuerzo de uniones viga-columna, como lo son:

- Su gran vulnerabilidad ante la corrosión,
- El difícil manejo de los pesados elementos metálicos,
- Antiestética del elemento reforzado,
- A su vez, con este tipo de refuerzo se obtienen incrementos excesivos en la capacidad de los elementos, y crean modos de falla inesperados [2.34].

Más allá de estas desventajas, la implementación de esquemas de reforzamiento con acero en uniones reales es compleja, dada la difícil manejabilidad del acero para adecuarse a las dimensiones de los elementos existentes.

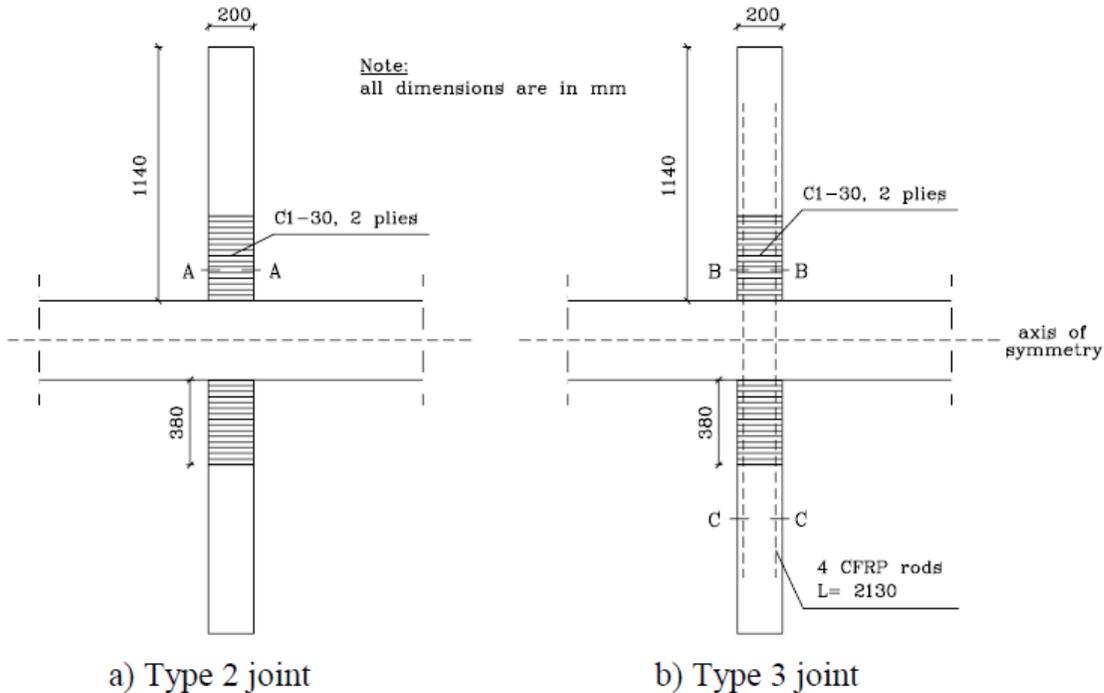
2.3 Reforzamiento de uniones viga-columna utilizando FRP

Desde hace ya algunos años se han venido desarrollando investigaciones concentradas en el reforzamiento de uniones viga-columna utilizando polímeros reforzados con fibras (FRP), ya sea utilizándolos en forma de tejidos adheridos, platinas o barras. Los altos costos de este tipo de materiales es contrarrestado con sus grandes ventajas, como la alta relación resistencia/peso, resistencia a la corrosión, limpieza en la ejecución de la intervención (incluso sin requerir un cierre funcional de la edificación), bajos costos de mano de obra, y la obtención de elementos reforzados cuyas dimensiones no se incrementan significativamente. (Antonopoulos, C. P., and Triantafillou, 2002; Ghobarah, A., and Said, 2002).

A continuación, se presentan algunas de las investigaciones más representativas realizadas hasta el momento con respecto a la utilización de FRP como refuerzo externo de uniones viga-columna.

Prota et al. (Prota, Nanni, Manfredi, & Cosenza, 2001) realizaron 11 especímenes de uniones viga-columna de concreto construidos con algunos de los defectos típicos de las construcciones anteriores a los años 1970s. Los especímenes fueron reforzados utilizando tejidos y/o barras de CFRP. Las variables estudiadas fueron el nivel de carga axial de las columnas (3 niveles distintos), el tipo de reforzamiento implementado (tejidos CFRP, barras CFRP, o ambas) y la cantidad de material de refuerzo utilizado. Las uniones de control (aquellas que no tenían ningún tipo de reforzamiento) presentaron una falla en la columna debida al aplastamiento del concreto (falla por compresión). Al reforzar las columnas envolviéndolas en tejidos CFRP (Esquema de reforzamiento tipo 2, figura 2-5a), cuando se tenía una carga axial baja la falla siguió siendo en la columna, pero pasó de presentarse por compresión a generarse por tensión, mientras que al tener una carga axial más grande, se presentó una falla combinada entre el nudo y la columna. Al adicionar barras CFRP al esquema anterior como refuerzo a flexión de la columna (esquema de reforzamiento tipo 3, figura 2-5b), la falla se movió de la columna al nudo (ocurrió una falla por corte en el nudo).

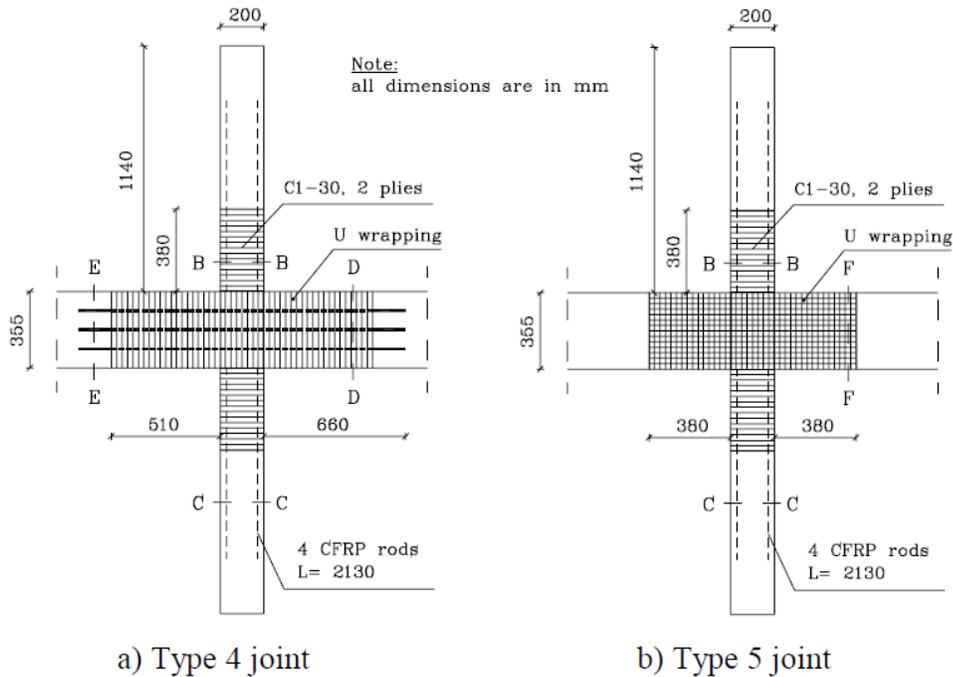
Figura 2-5: Vista frontal de las uniones reforzadas Tipo 2 y Tipo 3 (Prota et al., 2001)



Cuando se reforzó también la zona del nudo y los extremos de la viga (esquema de reforzamiento tipo 4, figura 2-6a), la falla se presentó en la interface columna-nudo. En cuanto a la resistencia de los especímenes reforzados con respecto a los especímenes sin reforzar, para el esquema tipo 2 la ganancia fue del 7% para el caso de carga axial baja y alrededor del 30% para el caso de carga axial alta; para el esquema tipo 3, la ganancia fue del 39% para carga axial baja y del 62% para carga axial alta, mientras que para el esquema tipo 4, la ganancia fue del 37% para carga axial baja y del 83% para carga axial alta.

En cuanto a la capacidad de deformación de los elementos reforzados con respecto a los elementos sin reforzar, representada con la deriva máxima alcanzada durante los ensayos tanto para carga axial baja como para carga axial alta, los cambios fueron del -11% y +25% para el esquema tipo 2, +6% y -14% para el esquema tipo 3 y +73% y 51% para el esquema tipo 4, donde los valores negativos indican una pérdida en la ductilidad. Del esquema tipo 5 (figura 2-6b) no se obtuvieron resultados por problemas con la información resultante del ensayo, pero su modo de falla fue similar a la del esquema tipo 4.

Figura 2-6: Vista frontal de las uniones reforzadas Tipo 4 y Tipo 5 (Prota et al., 2001)



De la investigación se determinó que, si se refuerza la columna únicamente, se gana en términos de resistencia, pero debido a la falla frágil que se presenta en el nudo, no se mejora la ductilidad del espécimen (ocurrido con los esquemas tipo 2 y 3). En cambio, al reforzarse la zona del nudo (esquema tipo 4), se aumentó la capacidad de deformación del nudo e incrementó considerablemente la ductilidad del espécimen). Aunque nunca se logró obtener un modo de falla que iniciara por una falla en la viga, si se logró mover el modo de falla a uno menos perjudicial.

Así mismo, Ghobarah y Said (Ghobarah, A., and Said, 2002) construyeron cuatro uniones exteriores viga-columna, tratando de simular las prácticas constructivas empleadas en las edificaciones anteriores a los años 1970s (figura 2-9a). Las uniones fueron diseñadas de tal manera que las vigas y columnas tuviesen la misma sección (25x40cm), sin embargo, la viga estaba más reforzada que la columna, resultando en una configuración de columna débil/viga fuerte. A su vez, no se colocó refuerzo transversal dentro del nudo. Por lo anterior, se pretendió que el espécimen presentase un modo de falla por cortante en el nodo. De los cuatro especímenes, los T1 y T2 se ensayaron sin ningún tipo de refuerzo para dos valores distintos de carga axial constante en la columna, 600 y 300 kN (20% y 10% de la capacidad de la columna) respectivamente. Estos especímenes de control fueron posteriormente reparados y reforzados con tejidos GFRP en forma de U, los cuales fueron nuevamente ensayados bajo los nombres T1R y T2R. En el espécimen T1R, se utilizó un solo tejido GFRP con fibras bidireccionales tejidas a ± 45 grados colocado solo en el área del nudo, mientras que en el T2R se utilizaron 2 capas de GFRP unidireccionales, las cuales se extendieron arriba y abajo del nudo y luego fueron rodeadas por fibras que envolvían la columna. En ambos especímenes, se adicionaron anclajes mecánicos en los finales de las fibras que consistían en platinas metálicas fijadas por medio de varillas roscadas que atravesaban el nudo, cuyo objetivo era el de permitir el desarrollo de la capacidad total de la fibra y prevenir su delaminación prematura. Los especímenes T4 y T9 correspondieron a uniones reforzadas sin existir ningún daño en ellas. El T4 se reforzó similar al T1R, con la diferencia de que este no tenía el anclaje mecánico (las platinas ancladas) en la fibra del nudo. El reforzamiento del espécimen T9 consistía en tres capas de tejido GFRP unidireccionales, las cuales fueron colocadas diagonalmente a ± 45 grados (figura 2-7).

Tal y como se esperaba, los especímenes T1 y T2 tuvieron una falla por corte en el nudo, y la influencia de la carga axial no fue representativa. Los resultados del espécimen T4, el cual estaba reforzado con fibras sin anclaje alguno, fueron similares a los del espécimen T1, lo cual sugiere que el colocar fibras sin anclaje no es efectivo como reforzamiento del nudo. Con los demás esquemas, se logró cambiar el modo de falla a uno más dúctil (rotulación plástica en la viga), por lo que los especímenes T1R, T2R y T9 presentaron una mayor disipación de energía que los especímenes de control, siendo el T2R el que mejor comportamiento presentó (figura 2-8). El estudio resalta la importancia de proveer un anclaje de las fibras de refuerzo, dada la poca área que representa el nudo y en la cual se debe desarrollar la resistencia total de las fibras.

Figura 2-7: Modo de falla del espécimen T9 (Ghobarah, A., and Said, 2002)

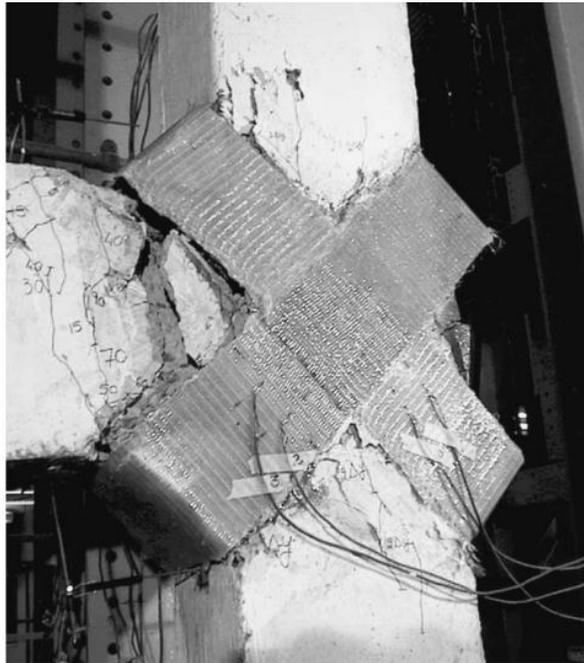
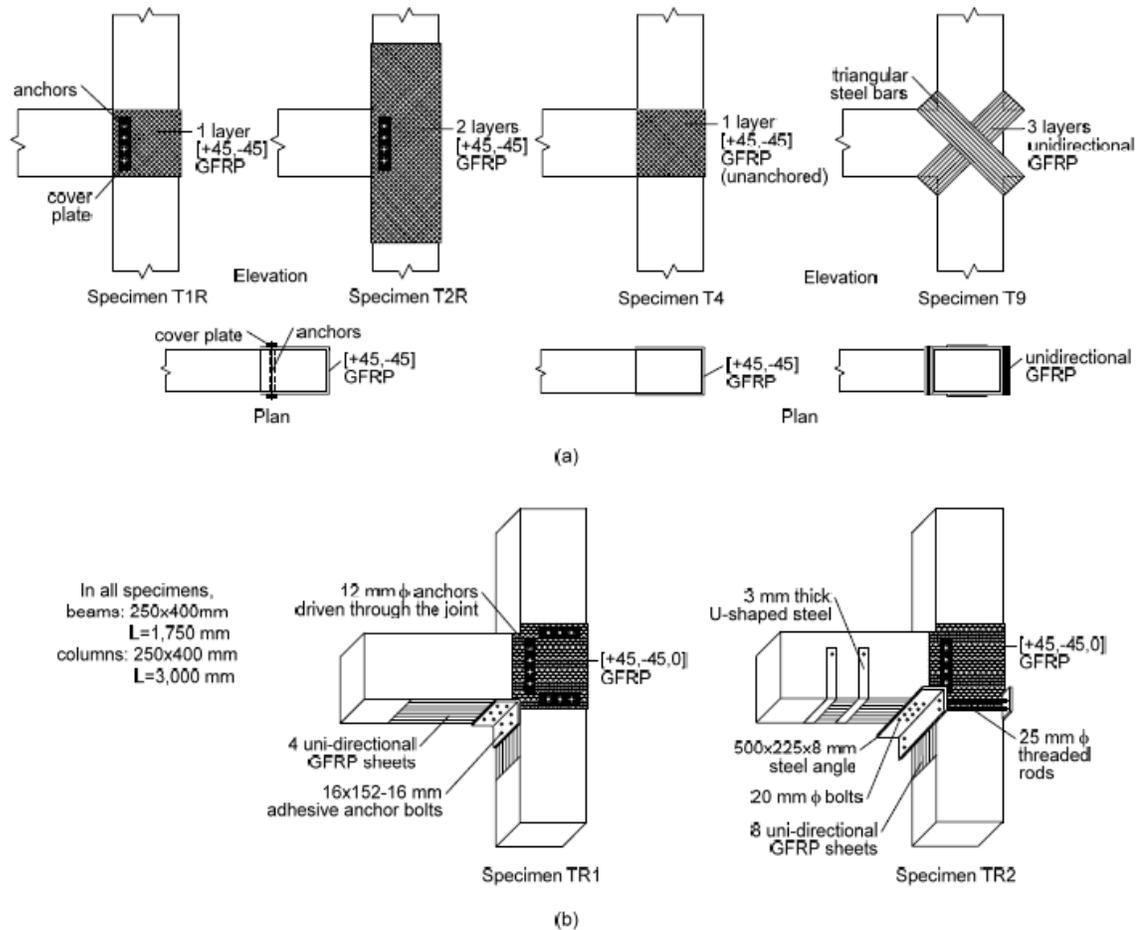


Figura 2-8: Modo de falla dúctil de la unión rehabilitada T2R (Ghobarah, A., and Said, 2002)



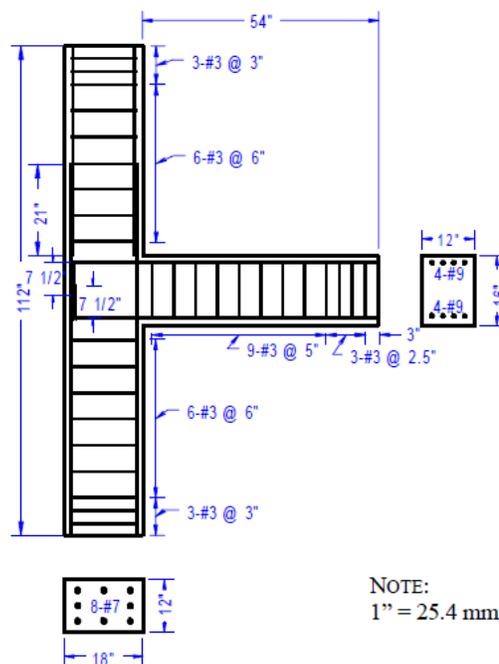
Por otro lado, El-Amoury y Ghobarah (El-Amoury, T., and Ghobarah, 2002) reforzaron dos uniones exteriores en las que el refuerzo inferior de la viga tenía un anclaje inadecuado dentro de la unión y sin refuerzo transversal dentro del nudo. Los esquemas utilizados se muestran en la figura 2-9; ambos presentaron un incremento alrededor del 100% en la carga lateral soportada; Los especímenes reforzados TR1 y TR2 disiparon tres y seis veces la energía disipada por los especímenes de control, respectivamente. Lo anterior se atribuyó al uso de platinas de acero para dar anclaje a las fibras colocadas en la parte inferior de la viga. De nuevo se constató la importancia de proveer anclaje eficiente a las fibras de refuerzo.

Figura 2-9: Especímenes reforzados con GFRP ensayados por a) Ghobarah y Said (Ghobarah, A., and Said, 2002) y b) El-Amoury y Ghobarah (El-Amoury, T., and Ghobarah, 2002)



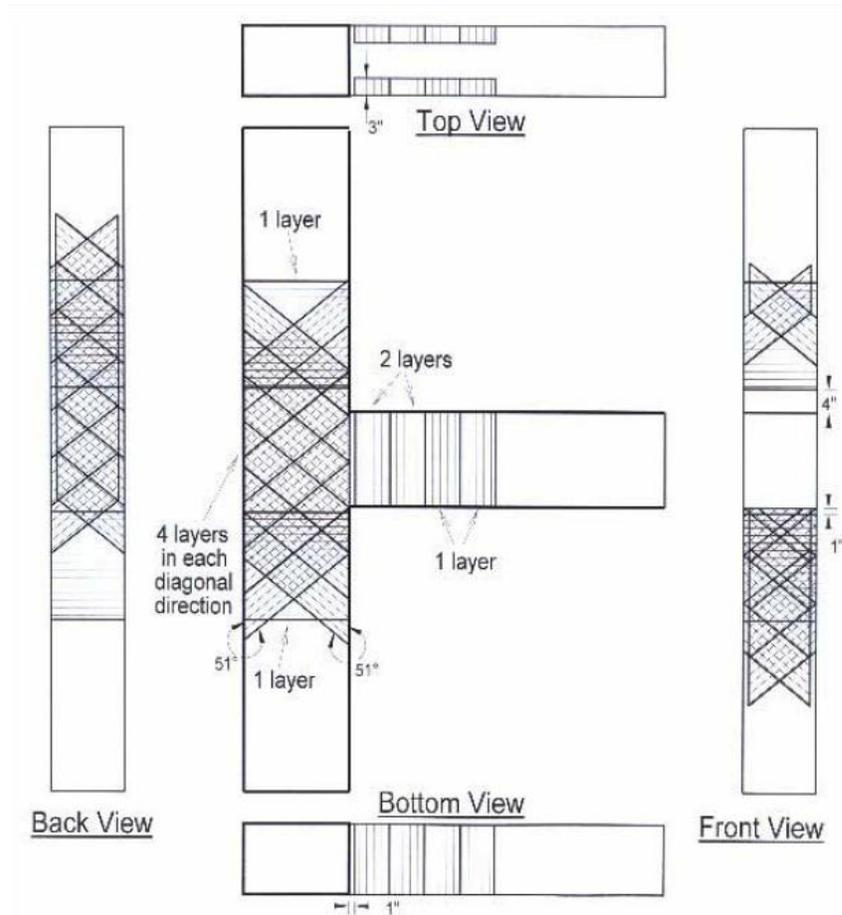
Clyde y Pantelides (Clyde, C., Pantelides, C. P., and Reaveley, 2000) construyeron dos uniones viga-columna con características similares a las de un edificio en Los Ángeles, California, construido en el año 1964, el cual había sufrido daños considerables durante varios sismos, entre ellos el de San Francisco en 1971 y el de Northridge en 1994. El espécimen no poseía refuerzo transversal dentro del nudo, el anclaje del refuerzo de la viga dentro de la unión era inadecuado, y el traslapeo del refuerzo de la columna, que estaba ubicado en la zona de rotulación plástica, poseía una longitud insuficiente (figura 2-10).

Figura 2-10: Dimensiones y detallado del refuerzo del espécimen (Clyde, C., Pantelides, C. P., and Reaveley, 2000)



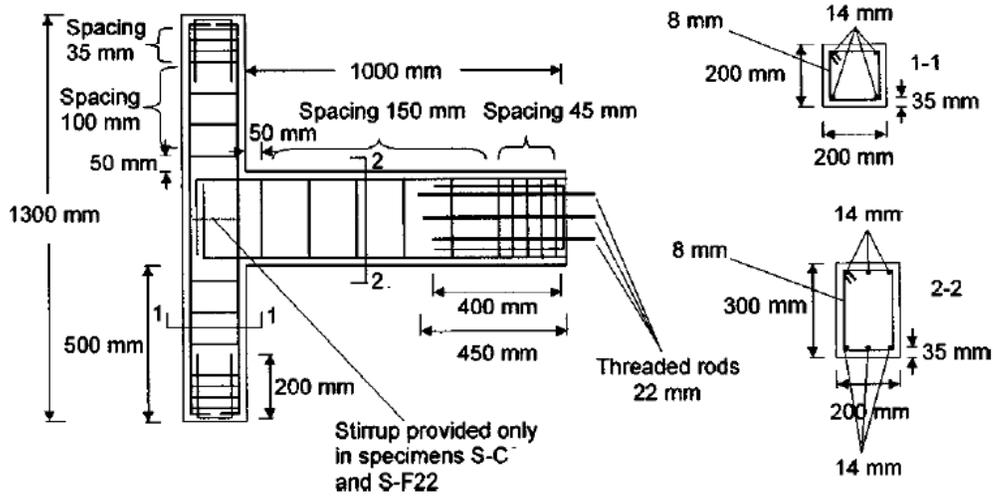
Uno de los especímenes se reforzó utilizando 4 capas inclinadas de CFRP como refuerzo de cortante en el nudo, diseñado para aumentar su capacidad a tensión en un 25%. A su vez, se utilizaron tejidos CFRP para envolver la columna y la viga en sus extremos, en la zona de rotulación plástica, para aumentar el confinamiento del concreto en dichas zonas (figura 2-11). En la unión sin reforzar, la primera fluencia ocurrió en una barra de la columna, y se obtuvo un factor de ductilidad aproximado de 2.5 al momento de la falla última, observándose una gran cantidad de fisuras por cortante en el nudo. En la unión reforzada, la primera fluencia ocurrió en una barra longitudinal de la viga, y se obtuvo un factor de ductilidad de 4.2, que corresponde a un aumento del 68%. A su vez, se incrementó la resistencia del sistema en un 20%, se duplicó su capacidad de deformación, y la resistencia a cortante en el nudo se aumentó en un 45%.

Figura 2-11: Esquema del reforzamiento con FRP (Clyde, C., Pantelides, C. P., and Reaveley, 2000)



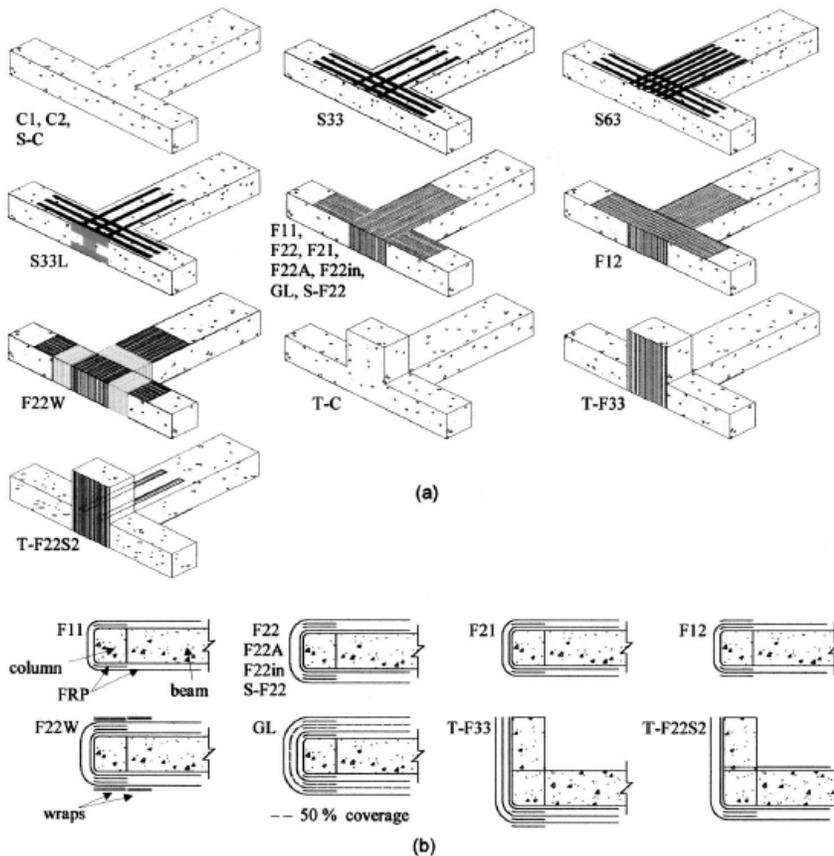
Igualmente, Antonopoulos y Triantafillou (Antonopoulos, Triantafillou, & Asce, 2003) investigaron la influencia de ciertos parámetros en la eficiencia del reforzamiento con FRP, ensayando 18 uniones viga-columna exteriores construidas a escala 2/3 y reforzadas con un detallamiento no dúctil (figura 2-12). Todas las uniones fueron diseñadas de manera que la falla que presentarían fuese por cortante en el nudo, de tal manera que se lograra estudiar la contribución del FRP en la resistencia a cortante del nudo. Las variables a investigar eran: Efectividad de tejidos vs platinas de FRP; número de capas de tejidos o número de platinas FRP; tipo de fibra (de carbón o de vidrio); anclajes mecánicos; nivel de carga axial en la columna; daño existente en el nudo antes de reforzarse; y el efecto de la presencia de una viga transversal.

Figura 2-12: Detalle del refuerzo de los especímenes (Antonopoulos et al., 2003)



Los esquemas de refuerzo utilizado se muestran en la figura 2-13.

Figura 2-13: (a) Descripción de los especímenes y de los esquemas de refuerzo utilizados (b) colocación de las capas (Antonopoulos et al., 2003)

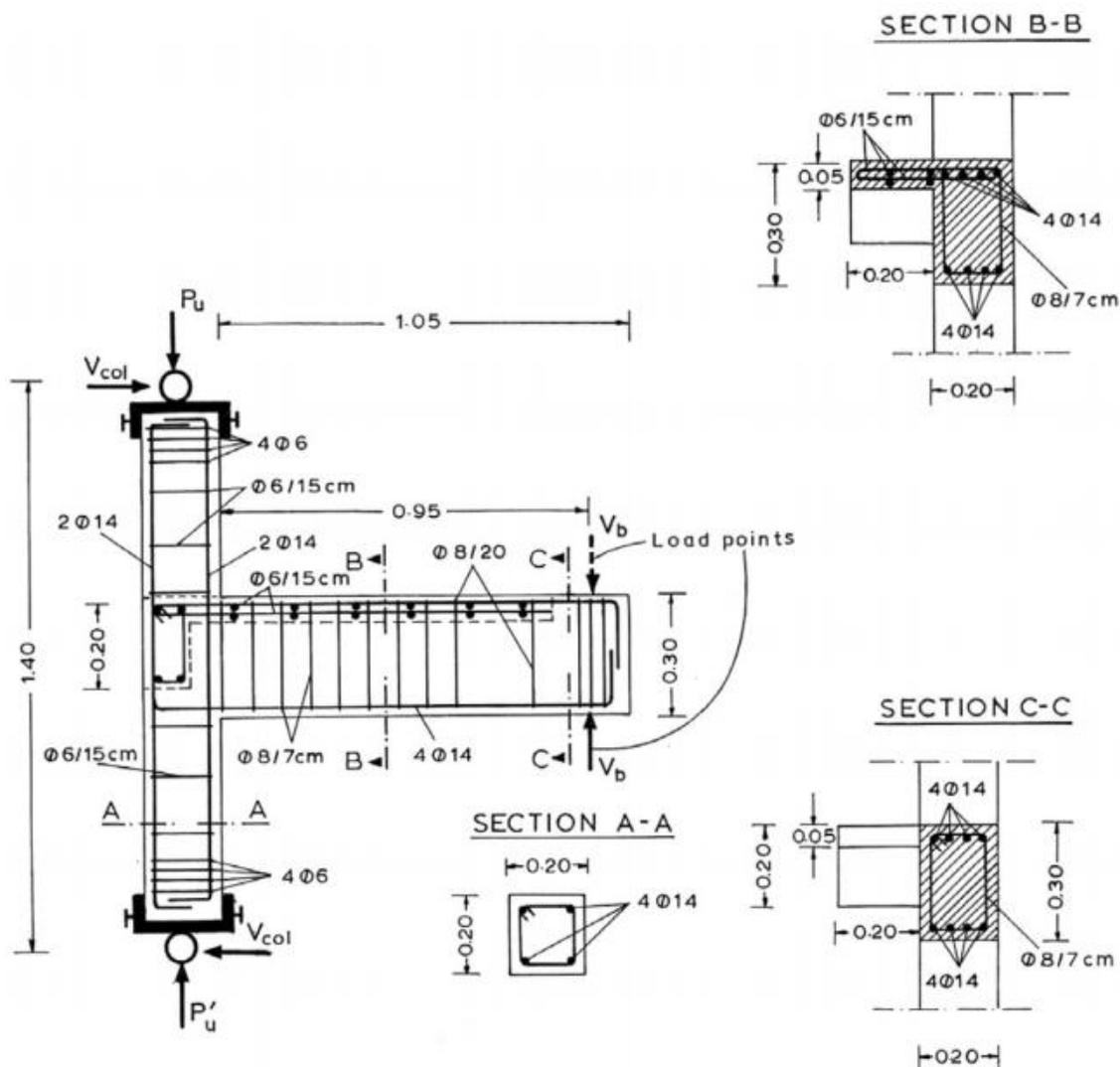


Este estudio concluyó lo siguiente:

- El anclaje de las fibras es determinante para obtener resultados eficientes en el reforzamiento.
- Envolver las fibras con las que se reforzó el nudo mediante fibras ubicadas transversalmente en vigas y columnas resultó ser un método efectivo de anclaje.
- Los tejidos son más eficientes que las platinas.
- Tanto la resistencia como la capacidad de disipación energía se incrementaron considerablemente, pero no proporcionalmente (debido al desprendimiento prematuro de las fibras), con el número de capas de FRP utilizadas.
- El aumento de la carga axial en la columna resulta positivo para la resistencia a cortante del nudo
- Si el nudo se encuentra previamente dañado y se refuerza sin hacer ninguna otra reparación, los materiales FRP son menos eficientes en términos de disipación de energía (solo logra aumentarla en un 15%, mientras que en un espécimen reforzado sin daño el aumento llegaba a ser del 50%), y el aumento de la resistencia también disminuye (pasa del 60% logrado con un espécimen reforzado sin daño a un 40%).
- Las fibras de vidrio resultaron ser más eficientes que las fibras de carbono, aunque se determinó comparando un solo espécimen, por lo que se requiere de una investigación más profunda en este tema.
- La efectividad del FRP incrementaba a medida que se disminuía el refuerzo transversal dentro del nudo.
- La efectividad del FRP se reduce cuando hay presencia de una viga transversal en el sistema.

Tsonos (Tsonos, 2004) comparó el desempeño de uniones viga-columna exteriores reforzadas con FRP y reforzadas con enchaquetamiento de concreto. Los especímenes se construyeron con un detallado no dúctil y con la presencia de una losa de piso (figura 2-14).

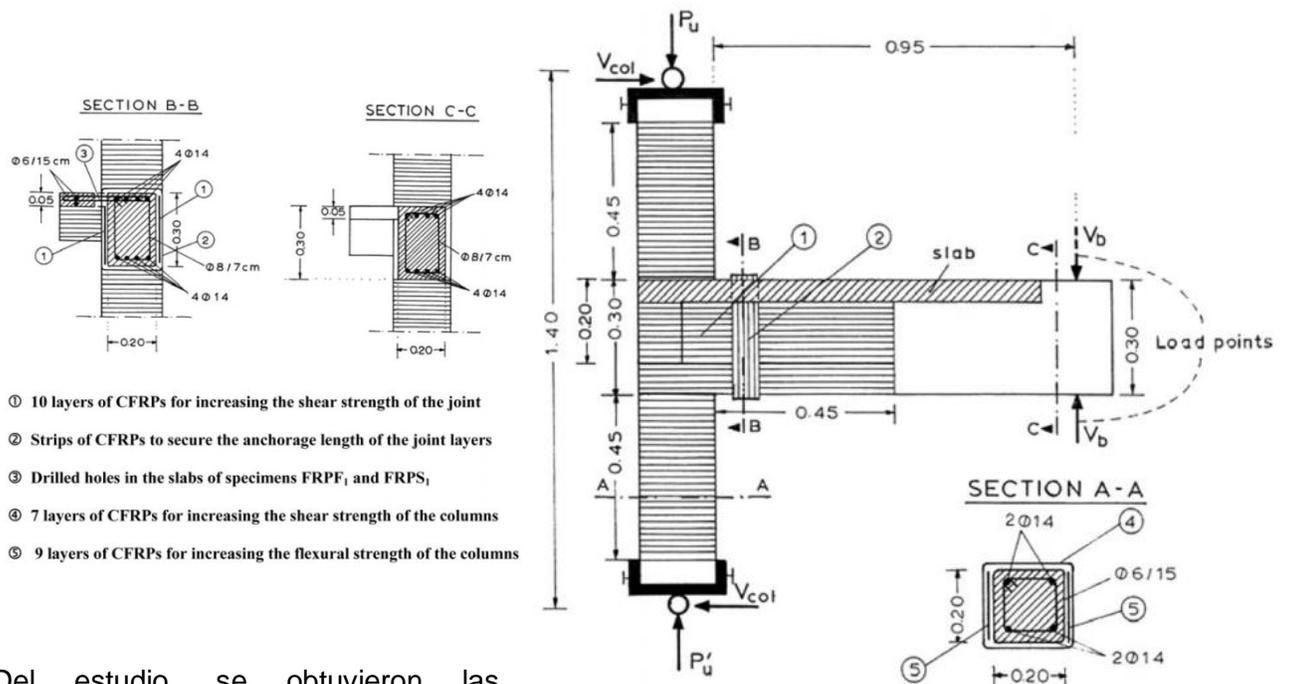
Figura 2-14: Dimensiones y detalles de la sección transversal de los especímenes originales O2, P2, F1 y S1 (dimensiones en mm) (Tsonos, 2004).



Las uniones F1 y O2 fueron previamente sometidas a movimientos cíclicos que simulaban un sismo severo. Luego la unión F1 se reforzó con FRP y la O1 ensanchando la sección con concreto (especímenes FRPF1 y SO1). Los especímenes S1 y P2 fueron reforzados sin someterse a daños previos, con FRP y con ensanchamiento de sección, respectivamente (especímenes FRPS1 y SP2). Para el reforzamiento por ensanchamiento de la sección con concreto, se utilizaron estribos diagonales en el nudo como refuerzo a cortante. Para el reforzamiento de los especímenes FRPF1 y FRPS1 se utilizaron 10 capas de CFRP como refuerzo del nudo, orientadas horizontalmente (paralelas al eje de la viga); a su vez, se colocaron fibras transversales en la viga como sistema de anclaje envolviendo las fibras horizontales del nudo (se requirió perforar la

losa para pasar estas fibras); como refuerzo a flexión de la columna, se dispusieron 9 capas de CFRP en las dos caras opuestas de la columna que sufren esfuerzos durante el ensayo (por la dirección de la carga), y también se envolvió la columna con 7 capas de CFRP para aumentar su resistencia a cortante (figura 2-15).

Figura 2-15: Esquema de reforzamiento de los especímenes FRPF1 y FRPS1 (dimensiones en mm) (Tsonos, 2004)



Del estudio, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Los ensayos de los especímenes F1 y O2 mostraron un pobre desempeño, presentando una falla por corte en el nudo.
- Al re-ensayarse los especímenes anteriores luego de reforzarse, los resultados mostraron que ambos métodos de reforzamiento utilizados fueron efectivos para mover la falla frágil por cortante en el nudo de los especímenes originales en una falla más dúctil con el desarrollo de rótulas plásticas en las vigas.
- Tanto el ensanchamiento con concreto como la aplicación de CFRP mostraron ser efectivos para reforzamientos antes y después de un sismo.

- El enchaquetamiento en concreto resultó ser más efectivo que el refuerzo con CFRP en el reforzamiento realizado en los especímenes previamente dañados. Sin embargo, en el reforzamiento de la unión sin daño, ambos métodos resultaron ser igualmente efectivos.

Pantelides et al. (Pantelides, Okahashi, & Reaveley, 2008) ensayaron dos tipos de uniones viga-columna interiores construidas sin refuerzo transversal dentro del nudo y con el refuerzo inferior de la viga entrando tan solo 12.7cm en el nudo. La diferencia entre los dos tipos era la altura de la viga, donde el nudo Tipo I tenía una configuración columna débil-viga fuerte y el tipo II no. Se construyeron cuatro especímenes para cada tipo de unión. Para el Tipo I, dos uniones se ensayaron sin refuerzo y las otras dos se reforzaron con CFRP. Para el Tipo II, una sola unión se ensayó sin refuerzo y las otras tres fueron reforzadas., las uniones fueron reforzadas con los esquemas mostrados en las figuras 2-16 y 2-17.

Figura 2-16: (a) fibras cortas para traslazo, (b) fibras largas para traslazo, (c) tejidos CFRP colocados en la superficie inferior de la viga(Pantelides et al., 2008).

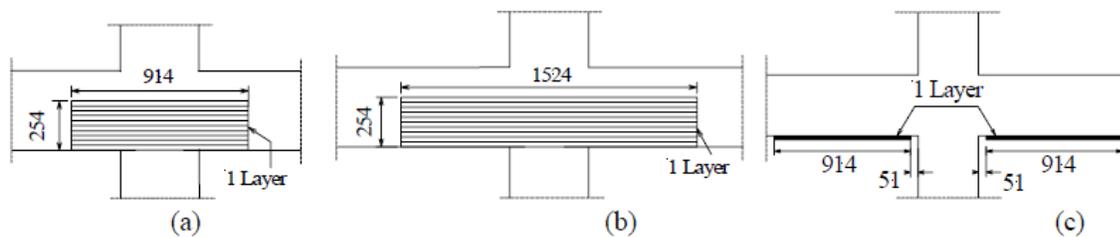
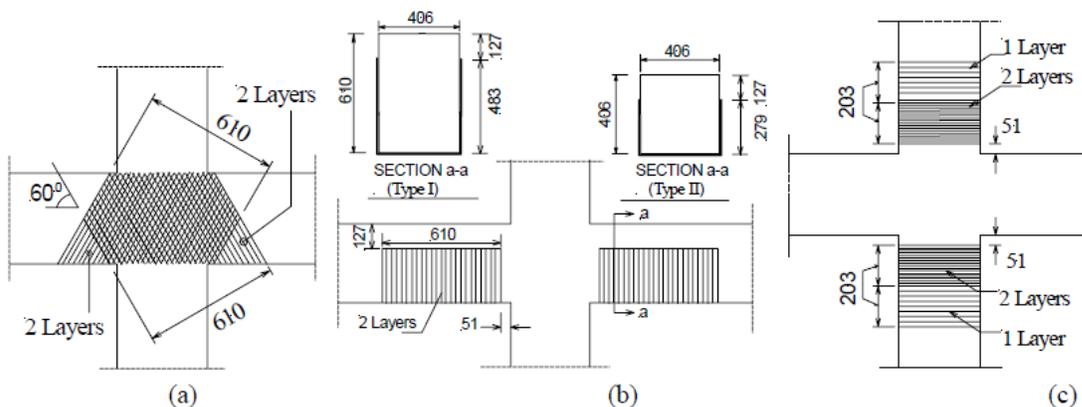


Figura 2-17: (a) CFRP como refuerzo a cortante del nudo, (b) CFRP como refuerzo a cortante de la viga, (c) CFRP como refuerzo a cortante y de confinamiento de la columna. (Pantelides et al., 2008)



En el esquema propuesto se implementó una técnica para solventar la discontinuidad de las barras inferiores de la viga, utilizando fibras orientadas en el sentido de las barras (figura 2-16(a) y 2-16(b)); se colocó una capa de FRP en la parte inferior de la viga para aumentar la capacidad a flexión en esta zona; el refuerzo a cortante del nudo constaba de dos capas de CFRP inclinadas; se adicionaron fibras en forma de U en las vigas como refuerzo por corte y se envolvieron las columnas para aumentar su confinamiento y resistencia a cortante.

Los resultados mostraron que los elementos reforzados aumentaron en 2.2 y 2.7 veces su capacidad de deformación para las uniones tipo I y Tipo II respectivamente. En todos los casos, la causa inicial de la falla se dio por la delaminación del FRP. En ningún caso se logró pasar la falla a la viga, pero sí se logró retardar la ocurrencia de la falla frágil. El esquema utilizado consiguió proveer confinamiento en la zona del nudo, de tal manera que el concreto allí localizado lograra resistir adecuadamente fuerzas de compresión luego de desarrollarse el agrietamiento del mismo.

Hadi y Tran (Hadi & Tran, 2015) ensayaron cuatro uniones viga-columna exteriores (Conexión en forma de T) construidas sin refuerzo transversal en el nudo y con configuración columna débil-viga fuerte (figura 2-18).

Se utilizó una unión como espécimen de control (T0) y las otras tres se reforzaron con una técnica especial que consistía en ensanchar la columna de manera que quedara con forma circular y posteriormente envolver el espécimen con CFRP (TS, TS1 y TS2) (Figura 2-19 y 2-20). Las diferencias entre los tres especímenes reforzados era la cantidad de CFRP colocada. Los resultados de los ensayos mostraron que el método de reforzamiento propuesto no solo ayuda a mejorar la resistencia a cortante de la conexión, sino que también mejora el comportamiento sísmico del sistema. La forma circular que toma la columna ayuda a mejorar el efecto del confinamiento proporcionado por el FRP, haciéndola mucho más efectiva. A su vez, se demostró que este método ayuda a reubicar la falla, corriéndola del nudo a la viga.

Figura 2-18: Dimensiones y refuerzo del espécimen original (Hadi & Tran, 2015)

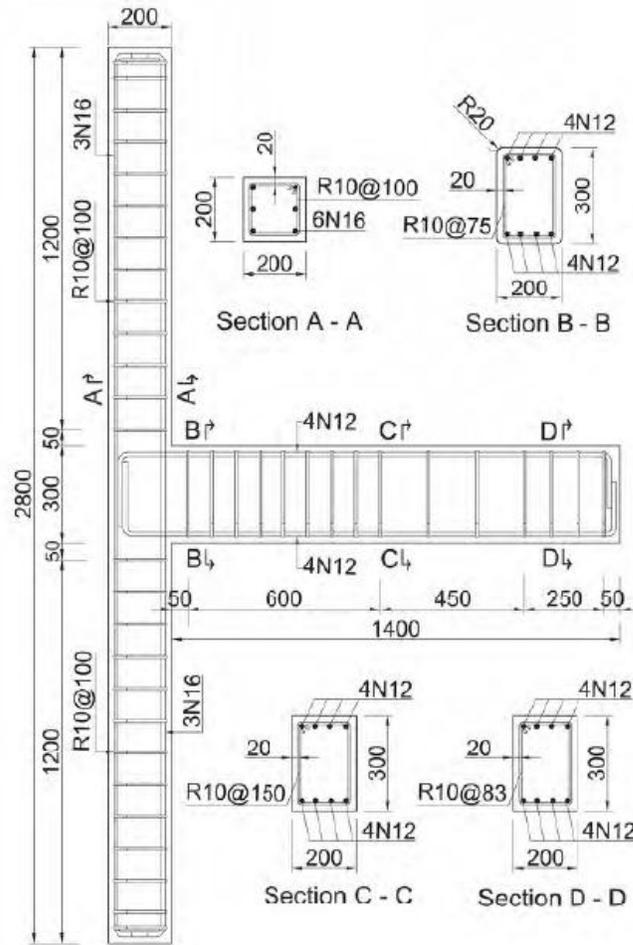


Figura 2-19: Esquemas y detalles del método de reforzamiento (Hadi & Tran, 2015)

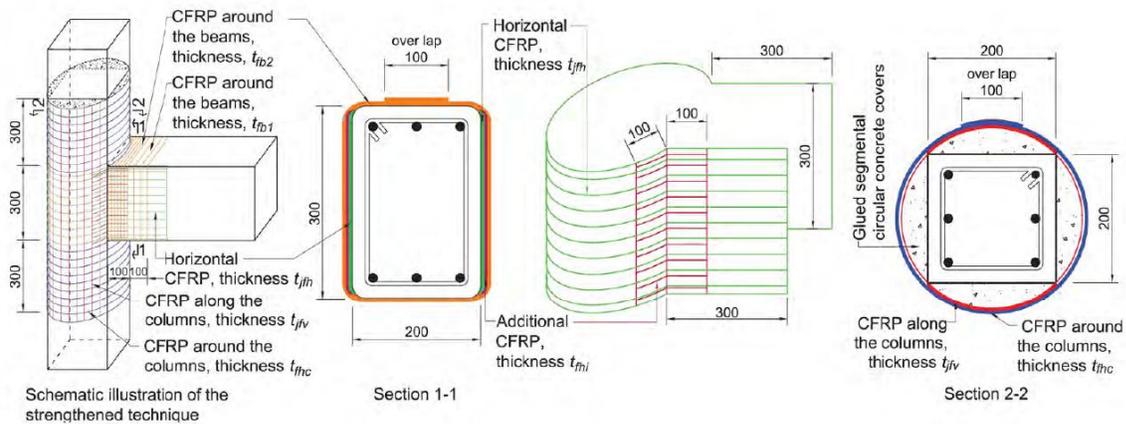


Figura 2-20: (a) Espécimen luego de completar el ensanchamiento circular, (b) Espécimen con reforzamiento completo (Hadi & Tran, 2015)



(a)

(b)

A su vez, se desarrolló un modelo analítico para estimar la resistencia a cortante de las uniones exteriores reforzadas con CFRP, para lo cual se compararon los resultados de 32 conexiones reforzadas de la manera convencional con CFRP, demostrando la precisión del modelo desarrollado.

Pampanin et al (Stefano Pampanin, Bolognini, & Pavese, 2006) construyeron tres uniones viga-columna, correspondientes a dos uniones exteriores en T (especímenes T1B y T2B) y a una unión interior (especímen C3), similares a las ensayadas en una investigación anterior (S. Pampanin et al., 2002) (ver figura 2-21). Las uniones fueron reforzadas con CFRP, con los esquemas mostrados en las figuras 2-22 y 2-23.

Figura 2-21: Geometría y reforzamiento de dos de las uniones originales ensayadas (S. Pampanin et al., 2002)

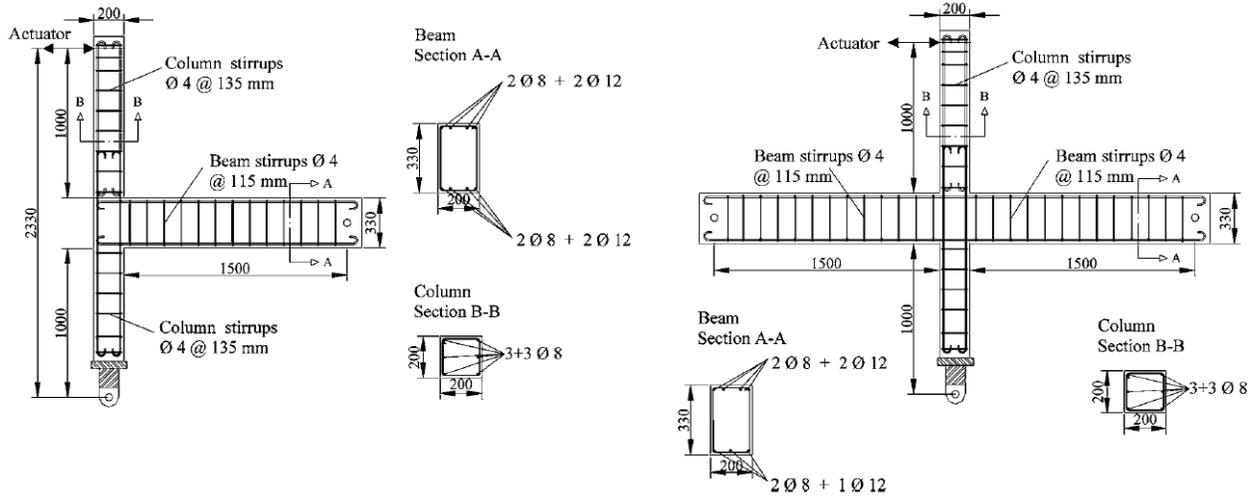


Figura 2-22: Esquema de reforzamiento para la unión exterior T1B (Stefano Pampanin et al., 2006)

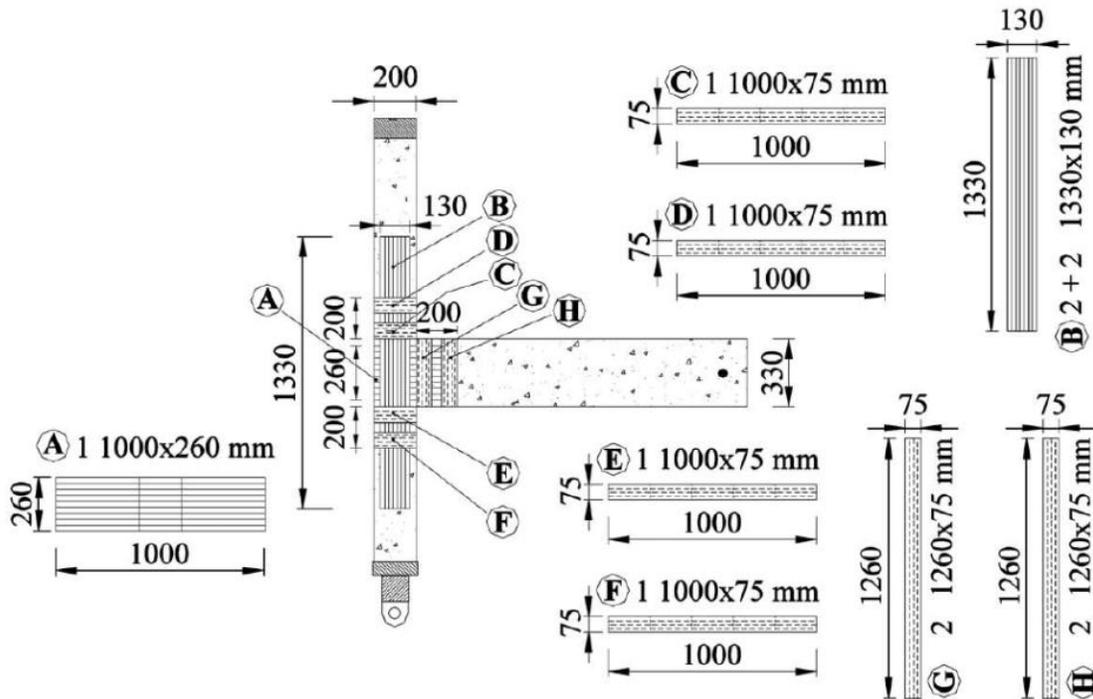
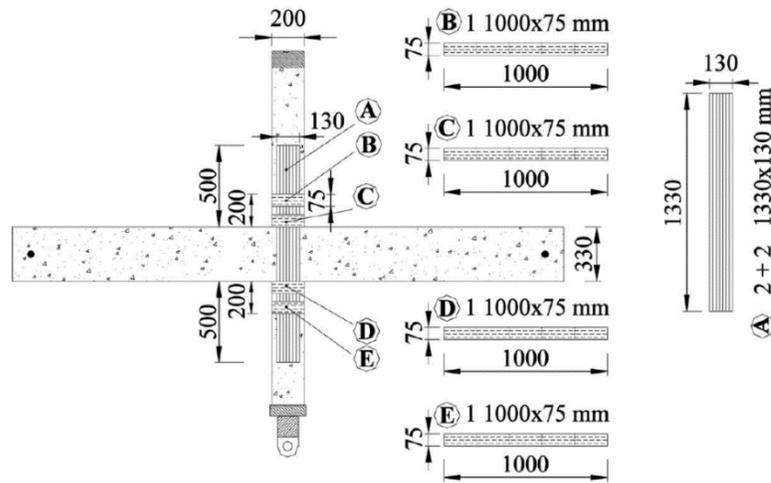


Figura 2-23: Esquema de reforzamiento para la unión interior C3 (Stefano Pampanin et al., 2006)



Adicionalmente, se construyeron dos pórticos de tres pisos y tres vanos, de los cuáles uno fue reforzado con CFRP y posteriormente ensayado, mientras que el otro se ensayó sin ningún reforzamiento. Para el ensayo del pórtico, se utilizaron bloques de concreto para simular la carga gravitacional aplicada sobre la estructura. La geometría y refuerzo de los elementos del pórtico se muestran en las figuras 2-24 y 2-25.

Figura 2-24: Geometría y refuerzo del pórtico (Stefano Pampanin et al., 2006).

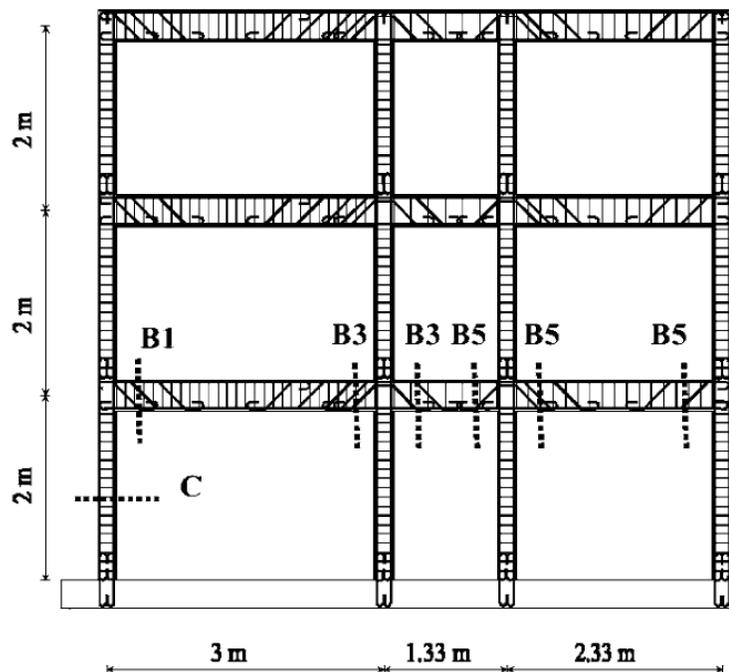
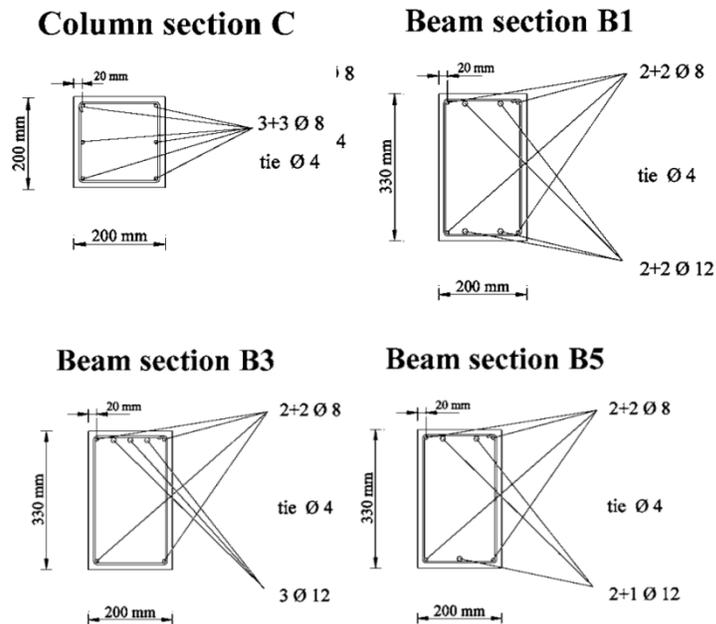


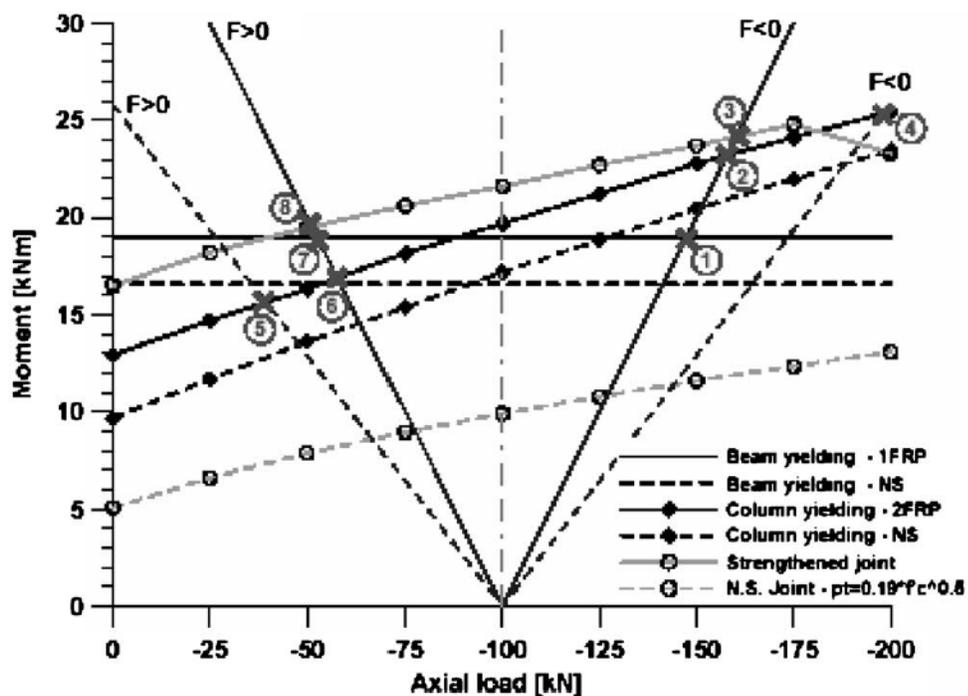
Figura 2-25: Secciones de vigas y columnas del pórtico (Stefano Pampanin et al., 2006).



Para el ensayo de las uniones, se aplicó una carga axial sobre la columna que variaba a medida que aumentaba la carga lateral. Para el pórtico se utilizó una estrategia de reforzamiento basada en desempeño, con dos niveles de reforzamiento definidos: el primer nivel se denomina un reforzamiento completo, que consiste en proteger todos los nudos y desarrollar rótulas plásticas en vigas, para lo cual se debe garantizar una configuración columna fuerte-viga débil; el segundo nivel se denomina un reforzamiento parcial, que consiste en proteger la zona del nudo de las uniones exteriores de manera que se desarrollen rótulas plásticas en las vigas que llegan a las columnas exteriores, mientras se permite la formación de rótulas en las columnas interiores o se tolera cierto grado de daño en el nudo de uniones interiores (cuando las características de la edificación posean una configuración muy marcada de viga fuerte-columna débil, la cual sea difícil o imposible de cambiar).

En esta investigación se implementó un método para el diseño óptimo del reforzamiento de las uniones, basado en gráficas de interacción entre el momento de la columna y la carga axial (ver figura 2-26); en dichas gráficas, para cada valor de carga axial se definían los valores de momento en la columna para los cuáles se presentaba la falla de cada uno de los miembros que componen la unión (viga, columna y nudo), lo cual permite predecir la secuencia de falla que tendrá la unión (permite predecir cual elemento fallará primero). El reforzamiento entonces se diseña para alcanzar alguno de los dos niveles de desempeño definidos anteriormente.

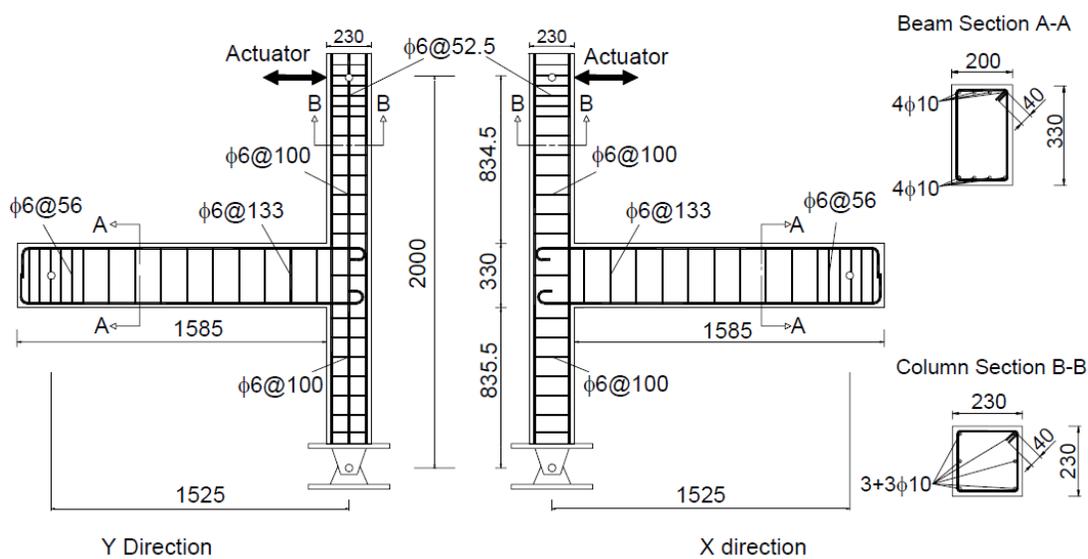
Figura 2-26: Evaluación de la jerarquía de resistencias y secuencia de fallas. Gráfica M-N para el nudo exterior luego se der reforzado (T1B) (Stefano Pampanin et al., 2006)



Los resultados de la investigación demostraron la eficiencia de los esquemas de reforzamiento adoptados en los ensayos realizados. El diseño del reforzamiento utilizando la metodología del control de la secuencia de fallas por medio de las gráficas M-N mostró muy buenos resultados por medio de los ensayos experimentales; El pórtico fue diseñado contemplando un nivel de reforzamiento parcial, con lo que se consiguió mejorar su desempeño y evitar fallas frágiles en los nudos (a pesar de admitir rótulas en las columnas interiores).

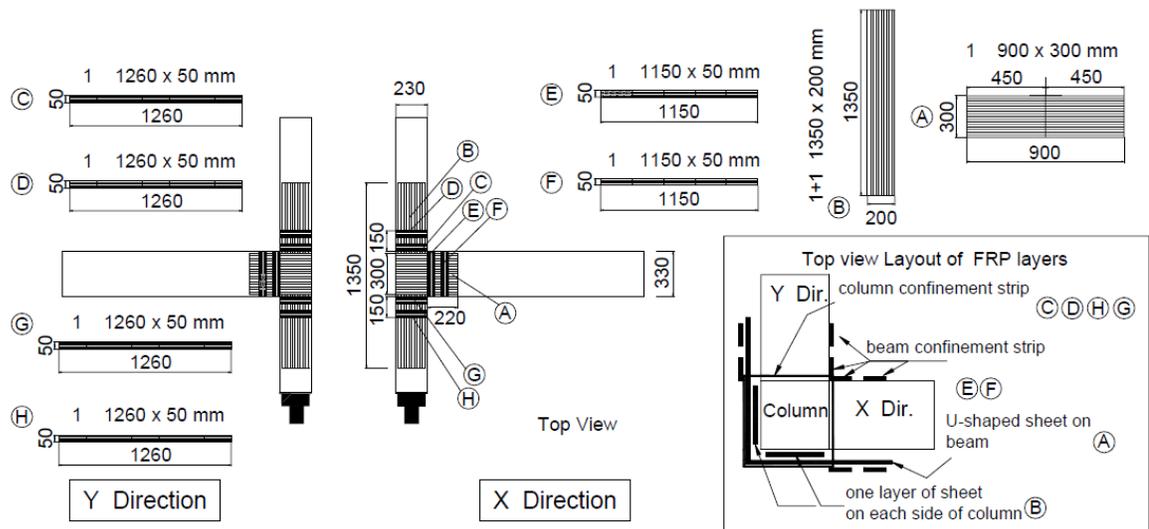
Pampanin et al. (Stefano Pampanin, Akguzel, & Attanasi, 2007) construyeron dos uniones viga-columna exteriores con detallado característico al de las construcciones previas a los años 1970s, una de las cuales fue reforzada con GFRP. Las dos uniones poseían vigas en ambos sentidos (uniones 3D), y fueron ensayadas ante cargas cíclicas en las dos direcciones (bi-direccionales). Las dimensiones y refuerzo de los especímenes se muestran en la figura 2-27

Figura 2-27: Geometría y refuerzo de las uniones exteriores (Stefano Pampanin et al., 2007)



A pesar de que los ensayos se realizaron con una carga axial constante, en esta investigación se reitera la importancia de tener en cuenta la variación que puede sufrir la carga axial a medida que aumenta la carga lateral, ya que puede afectar la jerarquía de resistencias del sistema, causando modos de falla indeseables. Al tratar con uniones en 3D con cargas bidireccionales, los efectos de la variación de la carga axial sobre la respuesta del sistema son aún más marcados. El diseño del reforzamiento se realizó con la metodología de la secuencia de fallas con las curvas M-N, introducida por Pampanin (Stefano Pampanin et al., 2006). El esquema de reforzamiento utilizado se muestra en la figura 2-28.

Figura 2-28: Esquema de reforzamiento con GFRP para la unión 3D (Stefano Pampanin et al., 2007)



Los resultados del ensayo de la unión reforzada fueron, en general, satisfactorios. La zona del nudo fue protegida de manera adecuada, con la mayor parte de la deformación inelástica concentrada en las vigas, específicamente en dos puntos: en la interface viga-nudo y en el punto donde se terminaba la fibra horizontal. Se detectó el desprendimiento del FRP al momento de producirse la falla, por lo que se propone mejorar aún más el anclaje de las fibras en futuras investigaciones.

Akguzel et al. (Umut Akguzel, 2011) ensayó cuatro uniones viga-columna exteriores sometidas a cargas cíclicas bi-direccionales, es decir simulando cargas sísmicas actuando en las dos direcciones principales (ver figura 2-29). A su vez, se aplicó una carga axial sobre la columna que variaba a medida que se aumentaba la carga lateral durante el ensayo. Los especímenes fueron construidos a escala 2/3 con las características típicas de construcciones previas a los años 1970s. El espécimen 2DB correspondía a una unión exterior sin viga transversal, es decir una unión en dos dimensiones. Las demás fueron construidas en 3D, es decir con vigas transversales en las dos direcciones. La 3DB era una unión en 3D sin reforzarse, la 3DF era una unión en 3D reforzada con GFRP, y la 3DFS era una unión 3D reforzada con GFRP y con la presencia de una losa de piso. La figura 2-30 muestra las dimensiones y refuerzo de la unión 3DFS, cuyas características son similares a las demás uniones, pero sin la losa.

Figura 2-29: Montaje de ensayo para carga bidireccional (Umut Akguzel, 2011)

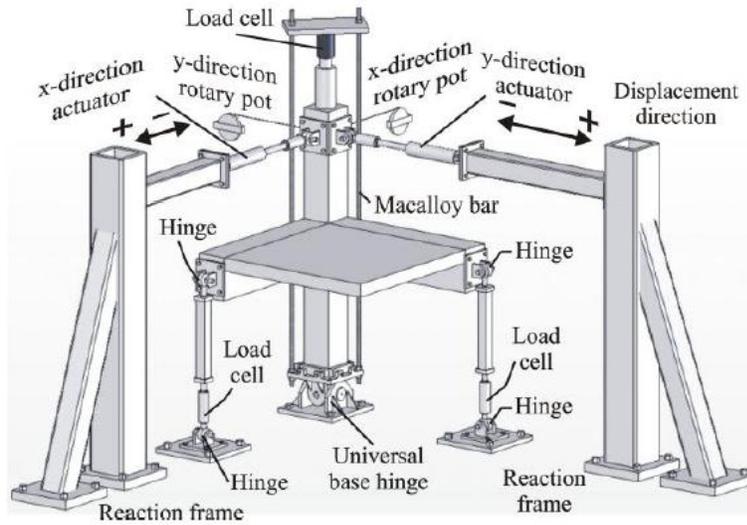
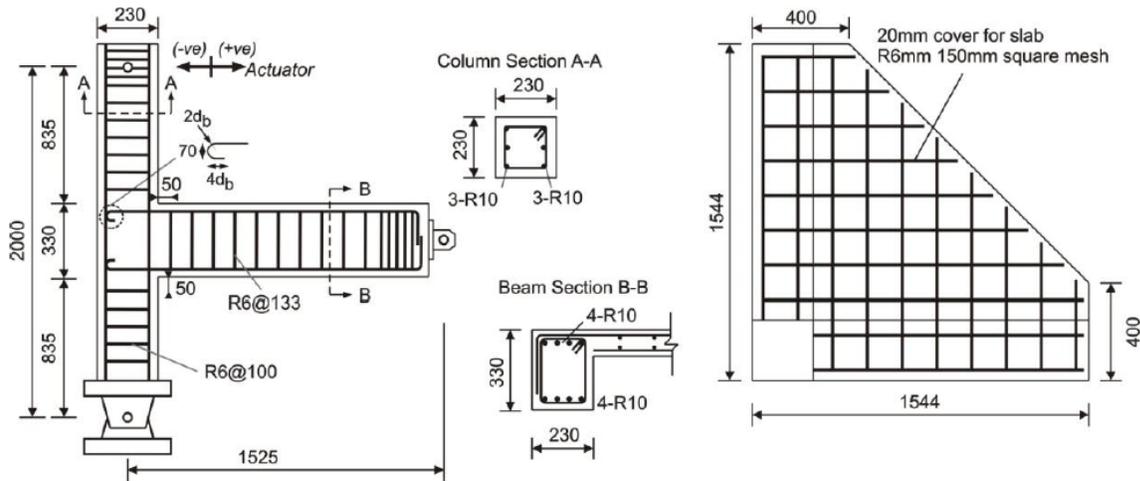


Figura 2-30: Detalles del espécimen con losa (U Akguzel, 2012)



La secuencia de aplicación del esquema de reforzamiento utilizado para el espécimen 3DFS se muestra en la figura 2-31. Para las uniones 3DF y 3DFS los dos primeros pasos del reforzamiento fueron similares. El primer paso consistió en colocar fibras verticales en las caras exteriores de las columnas, con el fin de aumentar su capacidad a flexión, mientras que en el paso 2 se colocaron fibras horizontales en el nudo como refuerzo a cortante del mismo. Para el espécimen 3DF, a las fibras colocadas en los pasos 1 y 2 se les dio anclaje envolviendo las vigas y columnas con GFRP (similar al paso 6 de la figura 2-31, pero envolviendo también las vigas). Sin embargo, se adicionó un sistema de

anclaje por medio de “dovelas” de FRP para tratar de minimizar al máximo los problemas del desprendimiento de las fibras presentado en ensayos anteriores, similar a como se muestra en la figura 2-32.

Figura 2-31: Esquema de reforzamiento para la unión 3DFS (dimensiones en mm) (U Akguzel, 2012)

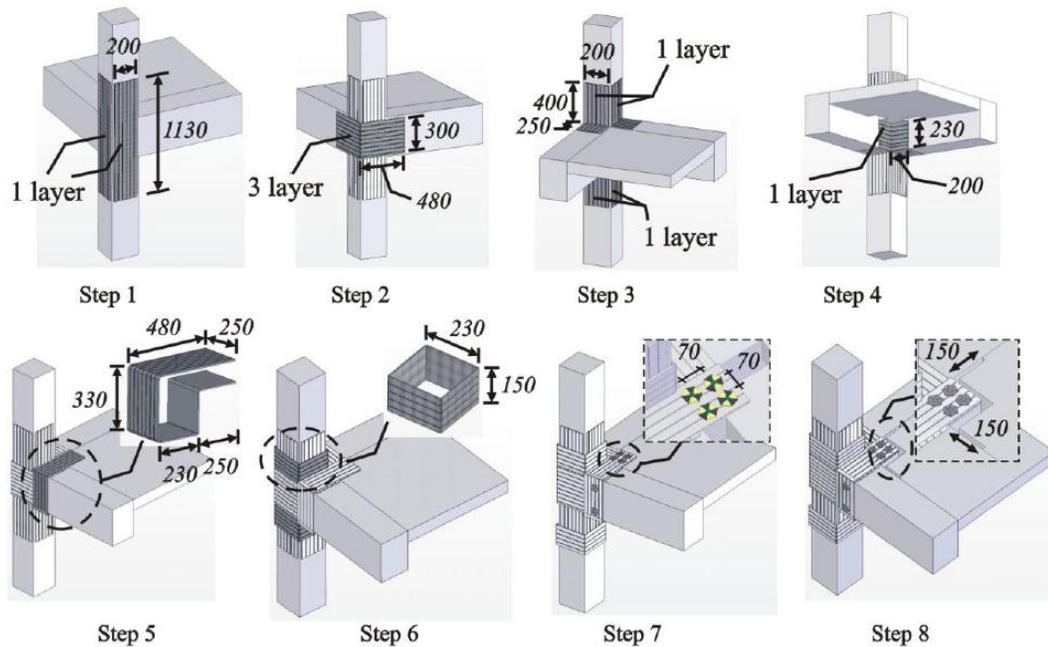
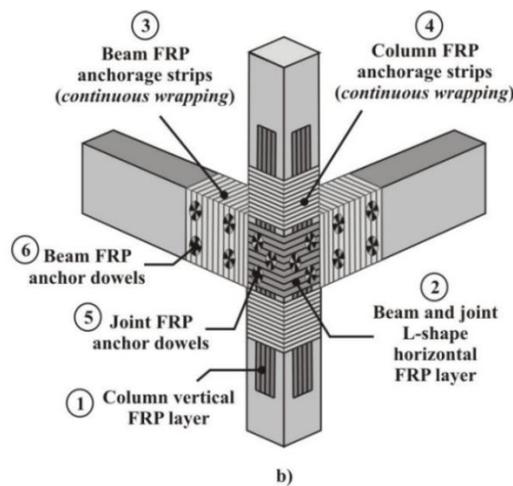


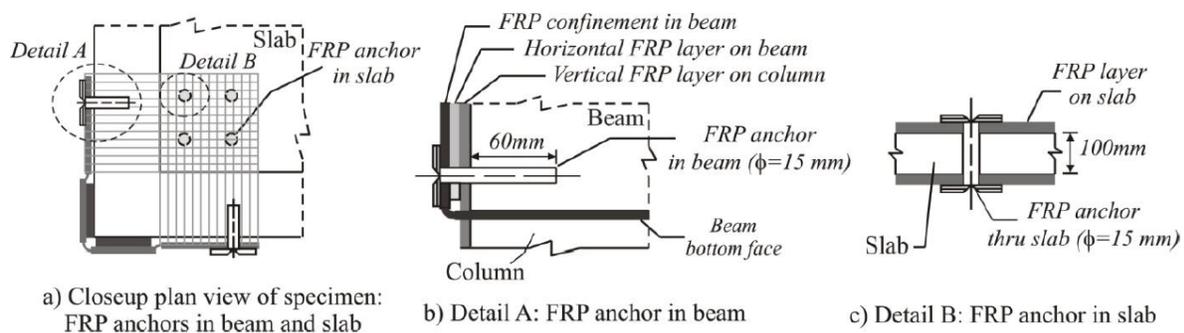
Figura 2-32: Esquema del sistema de anclaje con dovelas de FRP propuesto (Umut Akguzel, 2011)



El sistema de anclaje con dovelas de FRP se utilizó también en el espécimen con losa de piso (ver paso 7 de la figura 2-31). Estas dovelas de anclaje fueron preparadas retorciendo las tiras del tejido de GFRP, doblándola en dos y llenando con epóxico

agujeros previamente perforados en vigas y losa. Luego, las dovelas de anclaje de GFRP, saturadas con epóxico, fueron introducidas en los agujeros por medio de alambres. Los extremos de las dovelas de anclaje que quedaban por fuera de los agujeros, tanto en el nudo como en la viga, fueron pegados a los tejidos GFRP previamente colocados en las caras de las vigas y nudo, para proporcionarles un adecuado anclaje. Los detalles de este sistema de anclaje se muestran en la figura 2-33.

Figura 2-33: Detalles de las dovelas de anclaje de FRP sobre vigas y losa (U Akguzel, 2012)



Como último paso en el procedimiento de reforzamiento del espécimen 3DFS, el refuerzo a flexión de la losa fue cortado en el perímetro de las capas de GFRP para reducir los efectos de sobre resistencia y reducir la demanda de deformación (ver paso 8 de la figura 2-31). Los resultados de los ensayos mostraron que el espécimen 3DB (especimen en 3D sin reforzarse) fue el que peor comportamiento tuvo; la aplicación de cargas laterales bidireccionales junto con una variación de la carga axial durante el ensayo generaron una mayor demanda de resistencia y deformación sobre el espécimen, observándose también una caída drástica de la resistencia junto con una menor disipación de energía después de generarse la primera fisura en la zona del nudo, a una deriva del 0.5%. El espécimen 3DF mostró muy buenos resultados en cuanto a su desempeño sísmico; con el sistema de anclaje utilizado se lograron eliminar los problemas de desprendimiento y pandeo que presentaron las fibras en el ensayo de la investigación anterior (Stefano Pampanin et al., 2007). El desempeño del espécimen 3DFS fue considerablemente mejor al reportado para especímenes construidos con la presencia de losa de piso, caracterizados por tener desempeños sísmicos muy pobres. La investigación concluyó que los esquemas de reforzamiento aquí presentados, que incluían un sistema de anclaje

para las fibras usando dovelas de FRP, es bastante eficiente para reforzar uniones viga-columna con o sin la presencia de losas de piso, considerando que estarán sometidas a cargas bidireccionales y a una carga axial que variará durante el movimiento lateral.

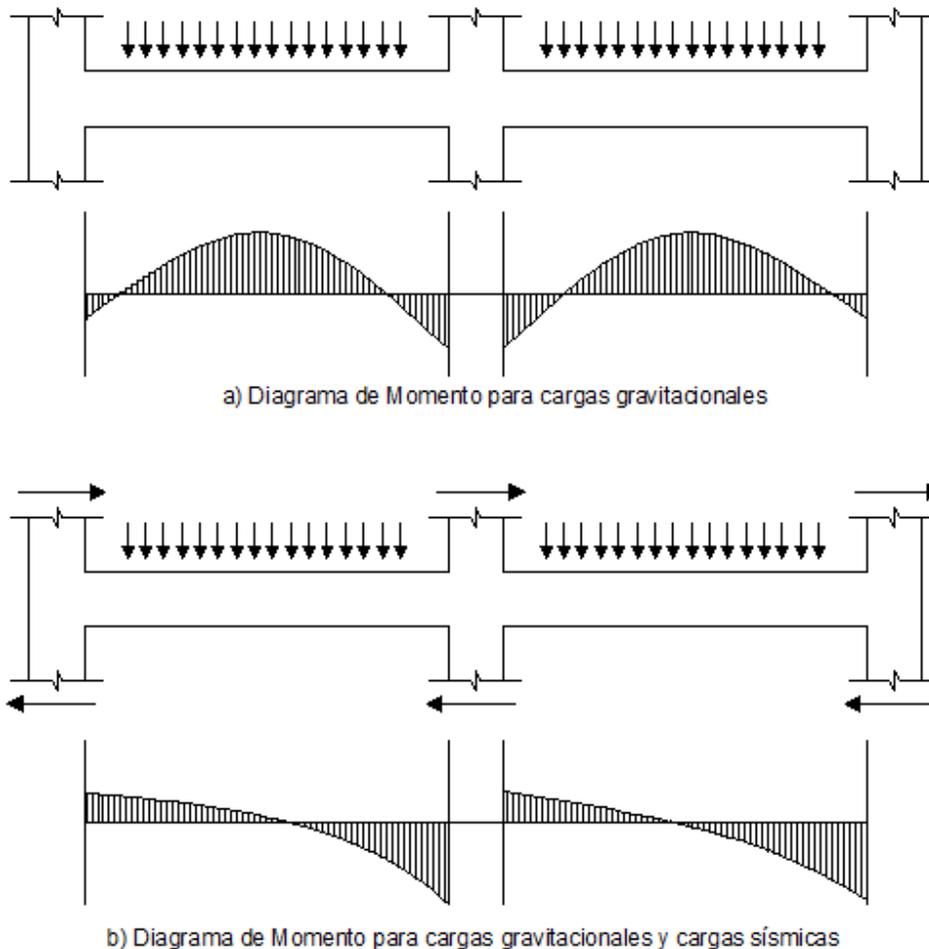
3. Marco Teórico

Las uniones viga-columna son puntos críticos dentro de los pórticos resistentes a momento de concreto reforzado. Es allí donde se transmiten las fuerzas internas de vigas y columnas generadas tanto por cargas gravitacionales como por cargas sísmicas. Sin embargo, son estas últimas las que ejercen una mayor demanda sobre la unión.

Las cargas gravitacionales por lo general producen un diagrama de momentos similar al mostrado en la figura 3-1. Estos momentos son balanceados o casi balanceados en una unión interior, por lo que la función principal de dicha unión será la de transmitir la carga axial de la columna y las fuerzas de tensión y compresión de la viga a través del nudo. En condiciones normales, el nudo es capaz de transmitir dichas fuerzas sin mayores complicaciones. En las uniones exteriores, el momento de la viga debe ser transmitido hacia la columna a través del nudo. Aunque no se logran balancear los momentos como en una unión interior, los valores de momento de uniones exteriores son de magnitud pequeña, por lo que pueden ser transmitidos con común facilidad.

Por el contrario, las cargas laterales producen momentos en vigas y columnas que deben ser transmitidos por medio de todos los nudos del sistema. En nudos interiores, los momentos poseen magnitud inversa a cada lado, imposibilitando la condición de balanceo. La transferencia de los momentos debidos a cargas laterales genera esfuerzos de cortante altos en el área del nudo.

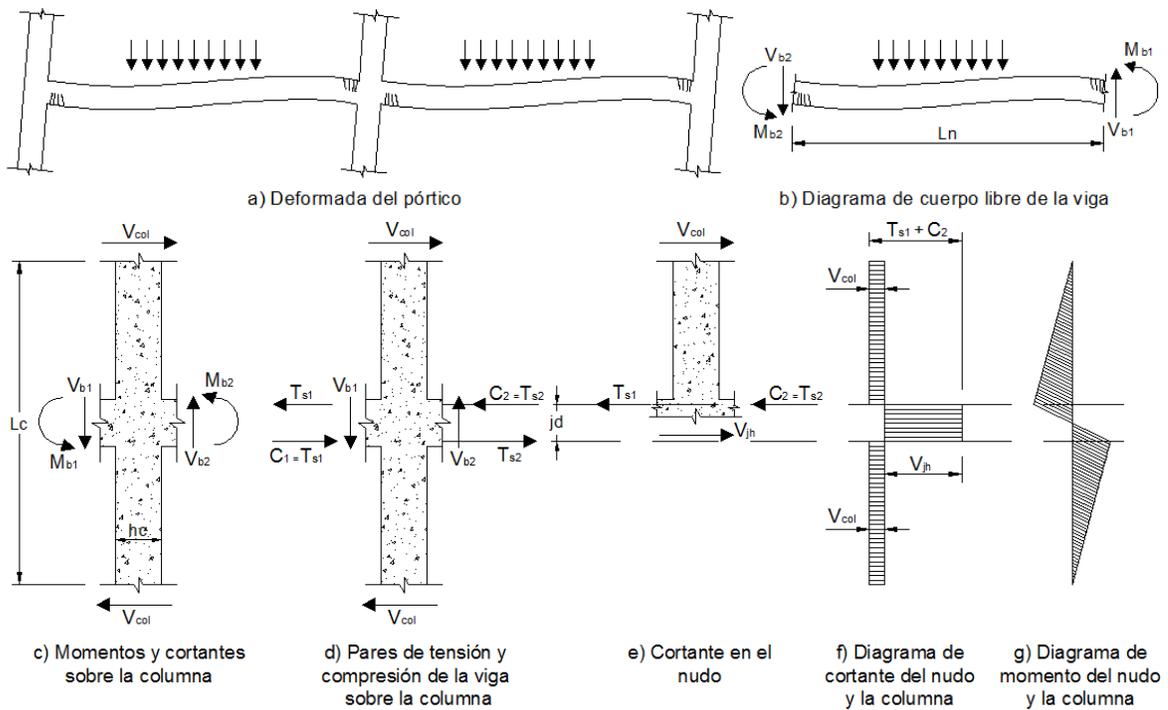
Figura 3-1: Diagrama de momento en vigas de un pórtico resistente a momentos bajo (a) cargas gravitacionales y (b) cargas gravitacionales y laterales



3.1 Cálculo del cortante en el nudo

El cálculo del cortante que actúa en el nudo puede realizarse con el análisis de las fuerzas que convergen allí, las cuales deben estar en equilibrio. Si se analiza un tramo de un pórtico como el mostrado en la figura 3-2, en el que el tramo de columna escogido está comprendido entre sus dos puntos de inflexión (asumidos en el centro de su altura), y en el que se cortan las vigas justo en las caras de la columna, se logra observar el diagrama de cuerpo libre con las fuerzas que actúan sobre el nudo.

Figura 3-2: Fuerzas internas actuando en una unión viga-columna de un pórtico con fluencia en las vigas



Si se realiza un equilibrio de momentos en el diagrama de cuerpo libre mostrado en la figura 3-2 (c), se obtiene el siguiente resultado:

$$V_{col} = \frac{1}{l_c} \left[M_{b1} + M_{b2} + (V_{b1} + V_{b2}) \frac{h_c}{2} \right] \quad (\text{Ec. 3-1})$$

Los momentos de las vigas se traducen en fuerzas internas de tensión (T_s) y compresión (C), actuando con un brazo de palanca jd (ver figura 3-2 (d)). El valor máximo de la fuerza T_s corresponde a la fuerza de tensión en el acero cuando la viga desarrolla su máxima resistencia probable a flexión. Esta fuerza puede expresarse como $\alpha A_s f_y$, donde α puede ser mayor que 1.0 para tener en cuenta la resistencia real del acero. La figura 3-2 (e) muestra el diagrama de cuerpo libre mediante un corte dentro del nudo. Haciendo sumatoria de fuerzas horizontales, se logra obtener el valor del cortante en el nudo V_{jh} :

$$V_{jh} = T_{s1} + C_2 - V_{col} \quad (\text{Ec. 3-2})$$

El diagrama de cortante en la columna es mostrado en la figura 3-2 (f), donde se observa que el cortante en el nudo es opuesto y mucho mayor que el cortante en la columna. Se

estima que el cortante en el nudo puede ser entre 3 a 7 veces mayor que el cortante en la columna (Paulay, T., 1992). El diagrama de momento de la columna se muestra en la figura 3-2 (g), el cual presenta una pendiente más pronunciada en la zona del nudo, lo que es consistente con los cortantes actuantes en dicha zona.

Hasta el momento se trató el cortante actuando de manera horizontal en el nudo, pero para que haya equilibrio se requiere también de un cortante actuando verticalmente. La figura 3-3 (a) muestra el diagrama de fuerzas que actúan sobre una unión interior. En la figura 3-3 (b) se reemplazan los momentos y cargas axiales por las resultantes de tensión y compresión de cada uno de los miembros que convergen en la unión. La figura 3-3 (c) muestra un corte horizontal en el nudo, similar a lo analizado anteriormente. Si se realiza un corte vertical como en la figura 3-3 (d), el cortante vertical en el nudo es:

$$V_{jv} = T_{sc1} + C_{c2} - V_{b1} \quad (\text{Ec. 3-3})$$

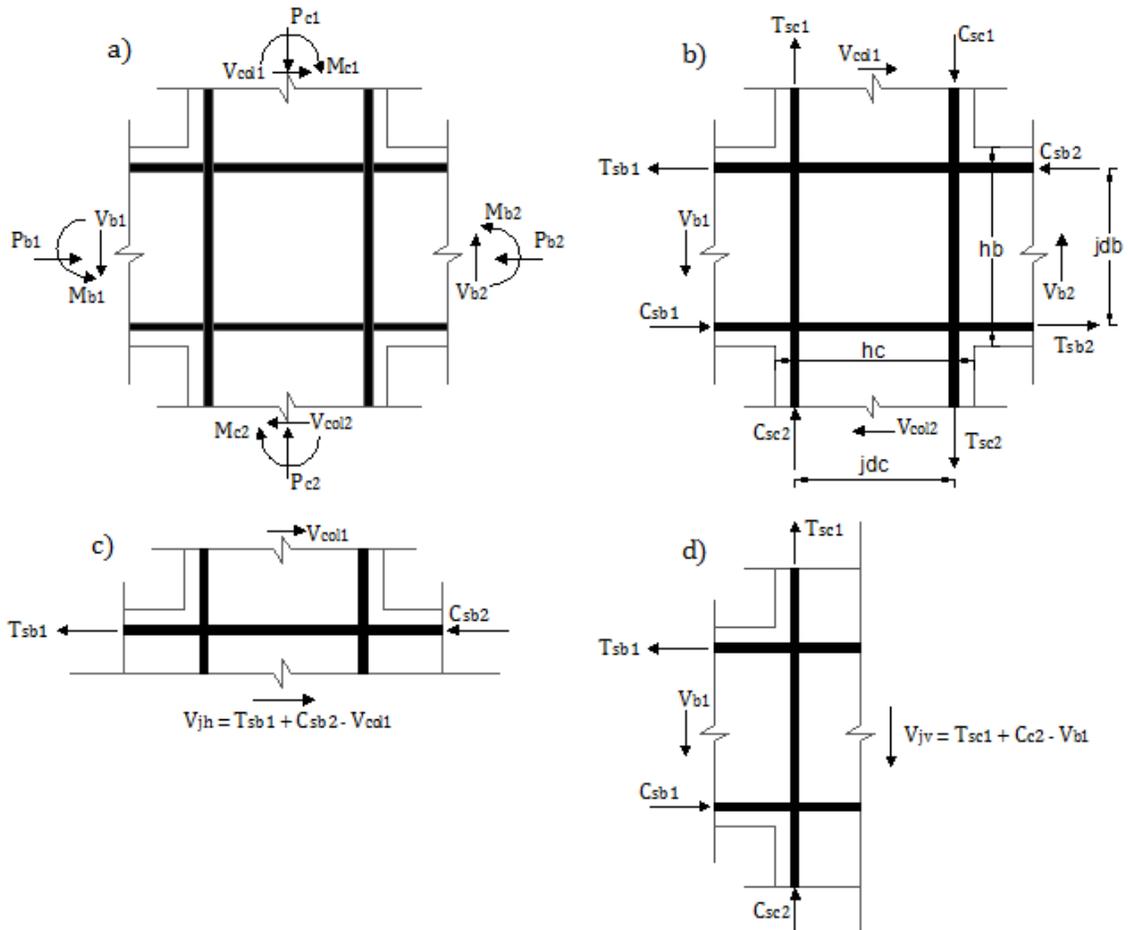
Asumiendo que el nudo está delimitado por las longitudes jd_b en la dirección vertical y jd_c en la dirección horizontal, y si se toman las fuerzas V_{jh} Y V_{jv} actuando sobre las respectivas caras horizontal y vertical, la sumatoria de momentos sobre el nudo resulta en:

$$V_{jh} * jd_b = V_{jv} * jd_c \quad (\text{Ec. 3-4})$$

$$\frac{V_{jh}}{V_{jv}} = \frac{jd_c}{jd_b} \cong \frac{h_c}{h_b} \quad (\text{Ec. 3-5})$$

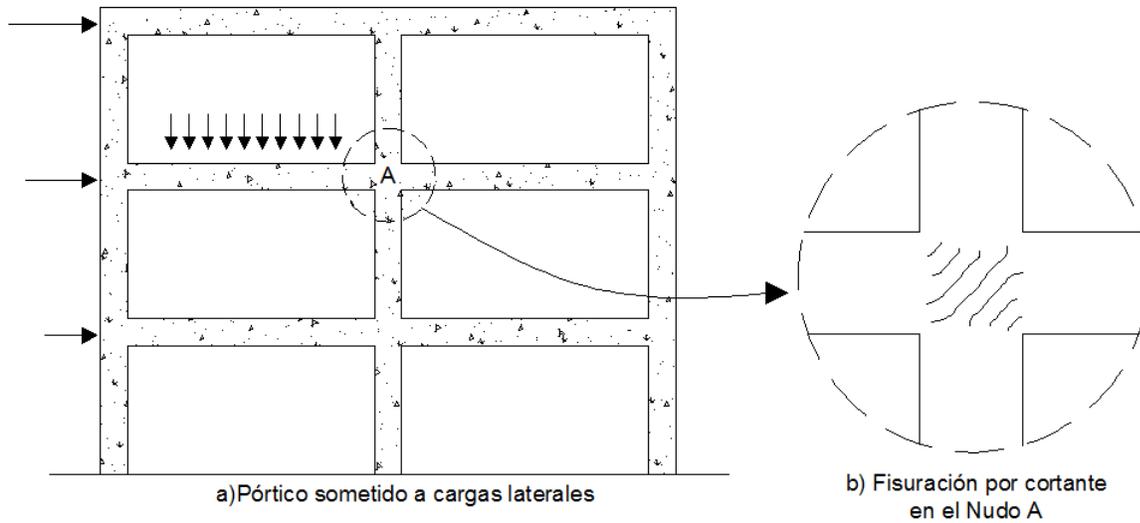
Es decir, la relación entre la magnitud de las fuerzas cortantes vertical y horizontal es proporcional a la relación entre las dimensiones de la columna y la viga que convergen en el nudo. Sin embargo, si se plasma la relación en términos de esfuerzos cortantes promedios, siendo $v_{jh} = V_{jh}/jd_cb_c$ el esfuerzo cortante promedio horizontal, y $v_{jv} = V_{jv}/jd_b b_c$ el esfuerzo cortante promedio vertical, se puede demostrar utilizando la relación de la ecuación 3-5 que $v_{jh} = v_{jv}$, lo cual es requerido para el equilibrio interno.

Figura 3-3: Cortante horizontal y vertical



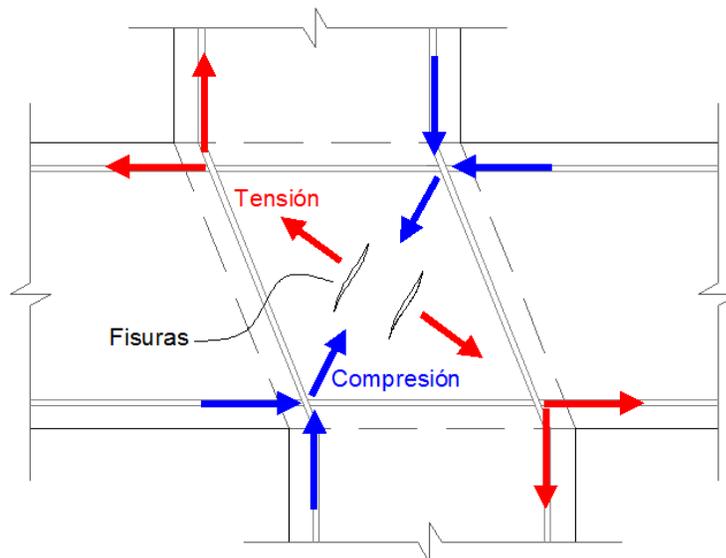
Para el nudo A del pórtico de la figura 3-4, el cual posee cargas laterales actuando en la dirección mostrada, el patrón de fisuración en el nudo será similar al mostrado en la figura 3-4 (b).

Figura 3-4: Patrón de fisuras por cortante en un nudo interior de un pórtico resistente a momentos.



Las fuerzas de tensión y de compresión que se transmiten al nudo actúan tal y como se observa en la figura 3-5.

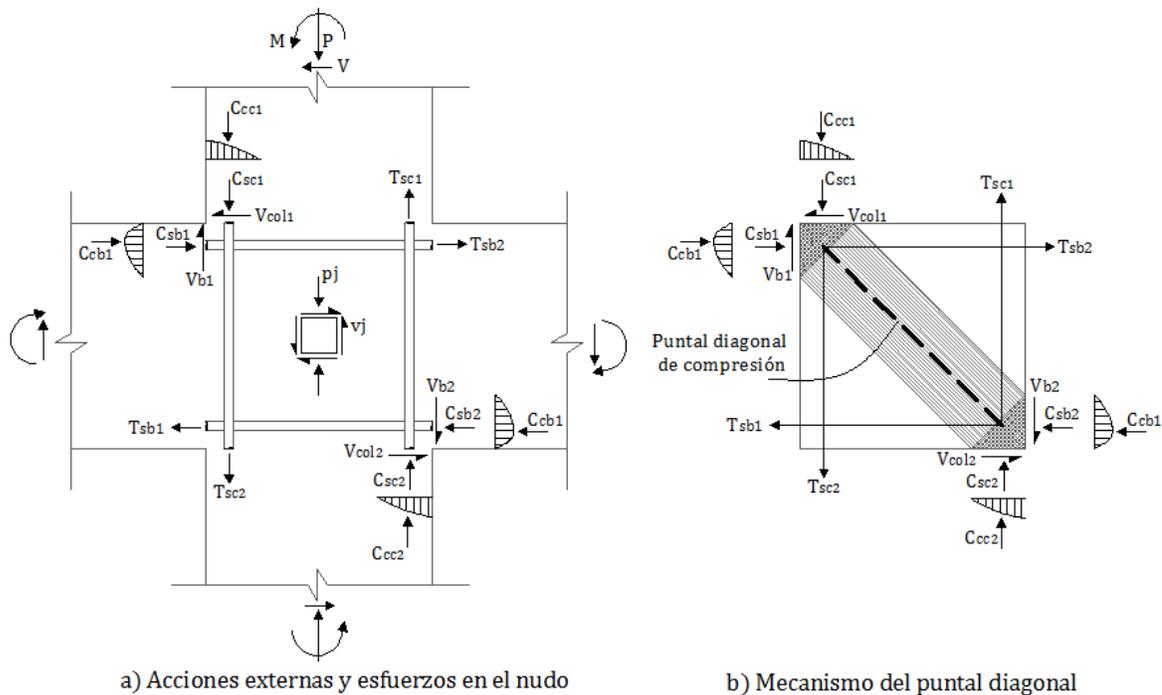
Figura 3-5: Fuerzas de tensión y compresión actuando sobre el nudo



3.2 Resistencia a cortante en uniones interiores sin refuerzo transversal

La resistencia a cortante proporcionada solamente por el concreto en una unión viga-columna interior está dada por el llamado mecanismo del puntal de compresión que se genera por las fuerzas de compresión transmitidas por los elementos que convergen en el nudo (figura 3-6 (b)).

Figura 3-6: Desarrollo del mecanismo del puntal diagonal de compresión.



Así, las fuerzas de los bloques de compresión generadas en las caras del nudo, y parte de las fuerzas transmitidas por el refuerzo de la viga y la columna, producen una fuerza de compresión diagonal, la cual es la fuente de la resistencia a cortante del nudo. Esta resistencia está asociada con la capacidad máxima a cortante capaz de soportar la unión sin ningún tipo de refuerzo transversal. Sin embargo, el criterio general para el diseño de las uniones viga-columna es que el nudo permanezca en el rango elástico, es decir, sin que se presenten fisuras. Se ha demostrado mediante ensayos experimentales que la resistencia y ductilidad del sistema se ve reducida drásticamente después de que ocurre la primera fisura en el nudo.

La aparición de la primera fisura puede estimarse basándose en los esfuerzos promedio dentro del nudo. De la figura 3-6 (a) se puede obtener el cortante horizontal en el nudo siguiendo el procedimiento antes descrito:

$$V_{jh} = T_{sb2} + C_{cb1} + C_{sb1} - V_{col1} \text{ (Ec. 3-6)}$$

El esfuerzo cortante horizontal promedio es:

$$v_{jh} = v_j = \frac{V_{jh}}{A_j} \text{ (Ec. 3-7)}$$

A_j Corresponde al área de la sección transversal del nudo, usualmente tomada como $h_c b_c$, donde h_c es la dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga y b_c es la dimensión de la columna en la dirección ortogonal. Cuando los anchos de la columna y la viga no son iguales, se debe calcular de otra manera el valor de A_j .

El esfuerzo axial promedio en el nudo es:

$$p_j = \frac{P}{A_j} \text{ (Ec. 3-8)}$$

Donde P puede tomarse como la fuerza axial promedio para la columna tanto arriba como abajo del nudo.

El cortante en el nudo al momento de la aparición de la primera fisura en la zona del nudo puede estimarse igualando el esfuerzo principal de tensión actuante con la resistencia a tensión del concreto. El esfuerzo principal de tensión se obtiene de los esfuerzos cortantes y normales en el nudo, utilizando las transformaciones de esfuerzos:

$$\sigma_1 = -\frac{p_j}{2} + \sqrt{\left(\frac{p_j}{2}\right)^2 + v_j^2} \text{ (Ec. 3-9)}$$

Donde p_j es el esfuerzo axial en el nudo tomado como positivo en compresión. Si se iguala $\sigma_1 = f_t$ (esfuerzo resistente a tensión del concreto) y se despeja v_j se obtiene:

$$v_j = f_t \sqrt{1 + \frac{p_j}{f_t}} \text{ (Ec. 3-10)}$$

La resistencia a tensión del concreto en tensión pura o en el ensayo de tracción indirecta puede ser de aproximadamente $0.5\sqrt{f'_c}$ (MPa). Dada la gran posibilidad de tener un campo de esfuerzos no uniformes dentro del panel de una unión viga-columna, se puede

asumir una resistencia a tensión efectiva menor de $0.33\sqrt{f'_c}$ (MPa). Así, el esfuerzo cortante que causará la primera fisura en el nudo puede aproximarse a:

$$v_{cr} = 0.33\sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{p_j}{0.33\sqrt{f'_c}}}, (MPa) \text{ (Ec. 3-11)}$$

En ediciones anteriores del ACI 352 (1976) utilizaban una metodología similar a la planteada anteriormente. En dicha edición, la resistencia a cortante en el nudo estaba dada por.

$$v_c = 0.29\sqrt{f'_c}\beta\eta\sqrt{1 + \frac{p_j}{3.45}}, (MPa) \text{ (Ec. 3-12)}$$

Donde $\beta = 1.4$ para cargas monotónicas y 1.0 para cargas cíclicas, y $\eta = 1.0$ excepto si el nudo está confinado perpendicularmente a la dirección del cortante considerado por medio de vigas que cubran al menos $\frac{3}{4}$ del ancho y altura del nudo, para lo que corresponde un valor de 1.4 .

Al compararse las dos ecuaciones anteriores contra los resultados obtenidos de manera experimental, se determinó que la ecuación 3-12 predice de manera más acertada y del lado más conservador la resistencia a cortante del nudo para el instante de la aparición de la primera fisura, mientras que la ecuación 3-11 arroja valores de resistencia a cortante mayores a los que realmente resiste el concreto del nudo. Las investigaciones mostraron resistencias del orden de $0.6\sqrt{f'_c}$ (al momento de la aparición de la primera fisura) para nudos interiores con barras inferiores de las vigas continuas a través del nudo, sin presencia de viga transversal, con carga axial del orden de $0.3A_jf'_c$ y sometidos a cargas cíclicas. A su vez, se obtuvieron resistencias cortantes máximas de entre $1.0\sqrt{f'_c}$ y $1.2\sqrt{f'_c}$ para este mismo tipo de características, lo cual representa una resistencia bastante alta. Se ensayaron también especímenes con problemas de anclaje en las barras inferiores de la viga, lo cual redujo considerablemente la resistencia total a cortante del nudo, aunque la resistencia a cortante asociada con la aparición de la primera fisura se mantuvo estable.

3.2.1 Modelo Puntal – Tensor de Kassem

Kassem (Kassem, 2016) desarrolló un método para calcular la resistencia a cortante de las uniones viga-columna de concreto reforzado sometidas a cargas cíclicas. El método

toma en cuenta de manera independiente el aporte del concreto y del acero en la resistencia a cortante del nudo. En su investigación, Kassem desarrolló ecuaciones prácticas para predecir el comportamiento de las uniones viga-columna con base en los resultados de 515 especímenes ensayados en otras investigaciones (uniones interiores y exteriores).

Las ecuaciones propuestas por Kassem se muestran a continuación:

3.2.1.1 Resistencia a cortante de uniones exteriores:

$$v_{jh} = (0.21[\psi k \cos(\phi)] + 0.09 \left[\omega_h + 3.47 \omega_b \left(\frac{b_b}{b_j} \right) \tan(\phi) \right] + 0.22 \left[\omega_v \left(\frac{b_c}{b_j} \right) \cot(\phi) \right]) f'_c \quad [\text{MPa}]$$

3.2.1.2 Resistencia a cortante de uniones interiores

$$v_{jh} = (0.26[\psi k \cos(\phi)] + 0.44 \left[\omega_h + 1.39 \omega_b \left(\frac{b_b}{b_j} \right) \tan(\phi) \right] + 0.07 \left[\omega_v \left(\frac{b_c}{b_j} \right) \cot(\phi) \right]) f'_c \quad [\text{MPa}]$$

A su vez, Kassem propuso una modificación de sus ecuaciones para ser utilizadas en el diseño, incorporando un factor de seguridad adecuado en la predicción de la resistencia a cortante:

3.2.1.3 Resistencia de diseño a cortante de uniones exteriores:

$$V_{jh}^d = (0.14[\psi k \cos(\phi)] + 0.06 \left[\omega_h + 3.47 \omega_b \left(\frac{b_b}{b_j} \right) \tan(\phi) \right] + 0.15 \left[\omega_v \left(\frac{b_c}{b_j} \right) \cot(\phi) \right]) f'_c \quad [\text{MPa}]$$

3.2.1.4 Resistencia de diseño a cortante de uniones interiores

$$V_{jh}^d = (0.18[\psi k \cos(\phi)] + 0.31 \left[\omega_h + 1.39 \omega_b \left(\frac{b_b}{b_j} \right) \tan(\phi) \right] + 0.05 \left[\omega_v \left(\frac{b_c}{b_j} \right) \cot(\phi) \right]) f'_c \quad [\text{MPa}]$$

Dónde:

$$\psi = \alpha \left(1 - \frac{f'_c}{250} \right) \quad (f'_c \text{ en MPa})$$

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{H_b}{H_c} \right)$$

$$k = \left(0.25 + \frac{0.85 N_c}{A_c f'_c} \right)$$

$$\omega_h = \rho_{jh} f_{yh} / f'_c$$

$$\omega_b = \rho_b f_{yb} / f'_c$$

$$\omega_v = \rho_c f_{yv} / f'_c$$

3.3 Diseño del Reforzamiento a Cortante del Nudo con FRP

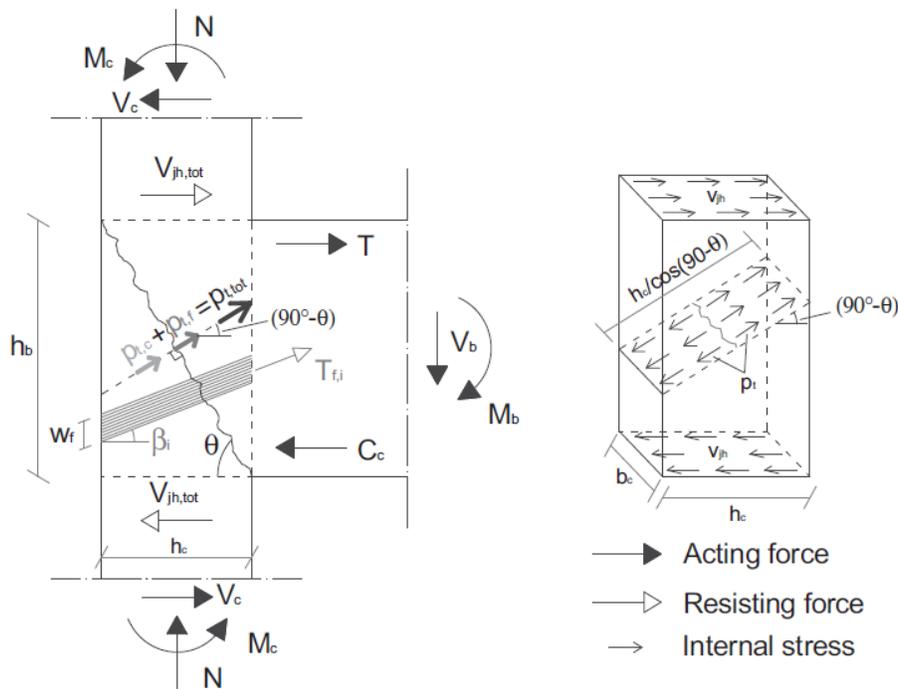
Para el diseño del reforzamiento a cortante del nudo con FRP se siguió la metodología planteada por Del Vecchio et al. (Del Vecchio, Di Ludovico, Prota, & Manfredi, 2015), cuyo procedimiento se describe a continuación:

1. Determinar la resistencia a cortante del nudo proporcionada solo por el concreto (v_{jh}), dada la inexistencia de refuerzo transversal (estribos) dentro del nudo.
2. Determinar el esfuerzo cortante de diseño que llega al nudo (v_{jh}^d), el cual está asociado con la fluencia por flexión del miembro más débil entre la viga y la columna.

3. Comparar la resistencia a cortante del nudo contra el esfuerzo cortante de diseño. Si la resistencia del nudo es menor al esfuerzo actuante, se requiere el reforzamiento a cortante de la unión con FRP.
4. Definir las características del esquema de reforzamiento con FRP a utilizar. Esto es: Número (n_l), dimensiones y orientación (β) de las capas ($0^\circ =$ horizontales, 45° o $90^\circ =$ verticales), módulo de elasticidad (E_f) y espesor de la fibra seca (t_f).
5. Calcular la inclinación de la fisura para la resistencia máxima, θ , por medio de la siguiente ecuación:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{h_b}{h_c}\right)$$

Figura 3-7: Definición de los parámetros de diseño (Del Vecchio et al., 2015)



6. Calcular el área equivalente de FRP por medio de la siguiente ecuación:

$$A_{f,eq} = n_l * n_s * t_f * h_b * \sin \theta \text{ para } \beta = 0^\circ$$

$$A_{f,eq} = n_l * n_s * t_f * h_c * \cos \theta \text{ para } \beta = 90^\circ$$

Dónde:

$n_l =$ Número de capas

n_s = Número de lados reforzados. $n_s = 1$ para el caso de nudos interiores.

t_f = Espesor de la fibra seca

h_b = Altura de la viga

h_c = Altura de la columna

7. Determinar la deformación efectiva del FRP mediante la siguiente ecuación, teniendo en cuenta que la unión a reforzar no ha sido dañada previamente ($C_{I.D.} = 1$) y que la fibra será anclada en sus extremos por algún medio ($C_{M.A.} = 1.5$):

$$\varepsilon_{f,e} = 31.6 * C_{I.D.} * C_{M.A.} * \left(\frac{f_c^{2/3}}{A_{f,eq} * E_f} \right)^{0.6}$$

8. Calcular el incremento del esfuerzo principal de tensión debido al FRP, utilizando la siguiente ecuación:

$$p_{t,f} = \frac{A_{f,eq} * E_f * \varepsilon_{f,e}}{b_c * \frac{h_c}{\sin \theta}}$$

9. Calcular el esfuerzo principal resistente total de tensión, que es la suma de la contribución del concreto ($p_{t,c}$) y del FRP ($p_{t,f}$):

$$p_{t,tot} = p_{t,c} + p_{t,f}$$

10. Determinar la resistencia a cortante del nudo reforzado con el sistema propuesto de FRP, así:

$$v_{jh} = p_{t,tot} * \sqrt{1 + \frac{N / (h_c * b_c)}{p_{t,tot}}}$$

11. Comparar la resistencia a cortante del nudo reforzado con FRP contra el esfuerzo cortante actuante. Si la resistencia del nudo reforzado supera al esfuerzo actuante, el reforzamiento propuesto es satisfactorio. De lo contrario, deberá cambiarse hasta satisfacer esta condición.

3.4 Diseño del Confinamiento con FRP

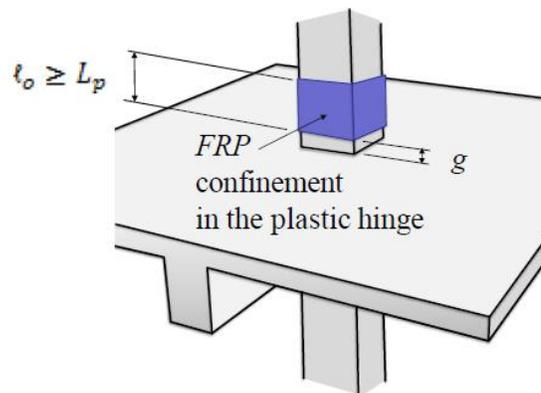
El confinamiento de las vigas y columnas con FRP puede utilizarse para mejorar la capacidad de rotación inelástica en las zonas de rótulas plásticas (Seible, F., Priestley, M. J. N., Hegemier, G., and Innamorato, 1997) gracias a que se incrementa la deformación última que puede alcanzar el concreto a compresión.

En vigas, la longitud de la zona de rótula plástica, L_p , puede aproximarse al valor de dos veces la altura ($2h$), tal y como lo demuestra el procedimiento usado por (Mattock, 1959). En columnas confinadas con FRP, esta longitud puede calcularse mediante la siguiente ecuación (Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, 1996):

$$L_p = \begin{cases} g + 0.0003f_y d_{bl} & (d_{bl} \text{ en pulg, y } f_y \text{ en psi}) \\ g + 0.044f_y d_{bl} & (d_{bl} \text{ en mm, y } f_y \text{ en MPa}) \end{cases}$$

Donde d_{bl} y f_y son, respectivamente, el diámetro y el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal de la columna, y g corresponde al espacio libre entre la chaqueta de FRP y la placa o viga, tal y como se muestra en la figura 3-8. EL espacio g no debería superar las 2 pulgadas (50.8 mm).

Figura 3-8: Confinamiento de la rótula plástica de la columna (American Concrete Institute, 2017)



Sin embargo, el ACI 440.2R-17 recomienda que el confinamiento con FRP en columnas se coloque en una distancia no menor a la longitud l_o calculada en la sección 21.6.4.1 del ACI 318-08.

Así, el procedimiento para el cálculo del confinamiento con FRP es el siguiente:

1. Verificar que las dimensiones de los elementos a reforzar se encuentren dentro de los límites de aplicabilidad. Para miembros rectangulares, el confinamiento de las zonas de rotulación plástica no es recomendada cuando se tienen relaciones de aspecto, h/b , mayores a 1.5, o dimensiones, b o h , que excedan los 900 mm, a menos que se demuestre su efectividad mediante ensayos.
2. Determinar la demanda de rotación plástica, θ_p , que se desea alcance el elemento. Esta demanda de rotación plástica puede obtenerse siguiendo los procedimientos analíticos plasmados en (American Society of Civil Engineers (ASCE, 2007)
3. Calcular la longitud de la rótula plástica (L_p).
4. Calcular la curvatura de la sección confinada con FRP al momento de la primera fluencia del acero, $\phi_{y,frp}$. Para ello, se pueden utilizar los principios de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas para obtener la profundidad del eje neutro, c_y , en el instante en que fluye el acero de refuerzo, y así calcular la curvatura:

$$\phi_{y,frp} = \frac{\varepsilon_y}{d - c_y}$$

Donde ε_y corresponde a la deformación a la que fluye el acero y d corresponde a la altura útil del elemento.

5. Determinar la curvatura de diseño, la cual puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$\phi_D = \frac{\theta_p}{L_p} + \phi_{y,frp}$$

6. Calcular la deformación del concreto en la fibra a compresión (ε_{ccu}) que debe ser alcanzada para que el elemento consiga la curvatura de diseño (ϕ_D). Para ello, se debe calcular la profundidad del eje neutro en el estado límite último, c_u , mediante la utilización de los principios de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas (similar al paso 4)

$$\varepsilon_{ccu-req} = \phi_D c_u$$

Para miembros sujetos a una combinación de fuerza axial y flexión (columnas), ε_{ccu} debe limitarse a 0.02 (ASCE/SEI 41 2007).

7. El espesor y número de capas de FRP deben ser tales que se alcance la deformación unitaria en el concreto ε_{ccu} , siguiendo la metodología de las secciones 12.1 y 12.2 del ACI 440.2R-17

3.4.1 Procedimiento para el Cálculo de ε_{ccu}

El procedimiento para el cálculo de la deformación unitaria última del concreto de un miembro reforzado mediante el confinamiento con FRP, ε_{ccu} , es el siguiente:

1. Determinar la relación $\frac{A_e}{A_c}$ mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{b}{h} \right) (h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) (b - 2r_c)^2 \right]}{3 * b * h} - \rho_g$$

Dónde r_c , ρ_g , b y h son, respectivamente, el radio de las esquinas, la cuantía de refuerzo longitudinal, y las dimensiones del elemento.

2. Calcular el diámetro equivalente D , así:

$$D = \sqrt{b^2 + h^2}$$

3. Calcular los factores de forma k_a y k_b así:

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2$$
$$k_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^{0.5}$$

4. Definir las características de las chaquetas de FRP que se utilizarán como confinamiento de la sección, tales como:
 - a. Espesor de la fibra, t_f
 - b. Número de capas, n_f

- c. Módulo de elasticidad de la fibra, E_f
 - d. Deformación de rotura de la fibra, ε_{fu} *
5. Determinar la deformación efectiva de diseño del FRP. Para garantizar la integridad a cortante de la sección de concreto confinada, la deformación efectiva de diseño en el confinamiento de FRP, ε_{fe} , debe limitarse al valor dado por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq k_\varepsilon \varepsilon_{fu}$$

Dónde k_ε corresponde al factor de eficiencia de deformación del FRP, el cual equivale a 0.55 (ACI 440.2R-17) y ε_{fu} corresponde a la deformación de diseño de rotura del FRP ($C_E \varepsilon_{fu}$ *).

6. Calcular la presión máxima de confinamiento:

$$f_l = \frac{2E_f n_f t_f \varepsilon_{fe}}{D}$$

7. Calcular la resistencia a compresión máxima del concreto confinado:

$$f'_{cc} = f'_c + \psi_f 3.3 k_a f_l$$

Dónde f'_c es la resistencia a la compresión del cilindro de concreto sin confinar y ψ_f es un factor de reducción equivalente a 0.95.

8. Calcular la deformación unitaria última del concreto a compresión, ε_{ccu} , mediante la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{ccu-calc} = \varepsilon'_c \left(1.50 + 12 k_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right) \leq 0.01$$

9. Finalmente, para que el reforzamiento sea adecuado, este valor calculado de $\varepsilon_{ccu-calc}$ debe ser mayor al valor requerido de $\varepsilon_{ccu-req}$.

3.5 Diseño del Reforzamiento a Flexión

Los tejidos, barras y cordones de CFRP pueden ser utilizados como métodos de reforzamiento externo para elementos de concreto reforzado. La ventaja se los cordones sobre las barras y tejidos de fibra de carbono es la facilidad de colocación dentro de las

uniones viga-columna para garantizar la continuidad del refuerzo externo de un lado a otro de la viga o la columna a través del nudo.

El ACI 440.2R-17 plantea un procedimiento de diseño para el refuerzo a flexión el cual se especifica a continuación:

1. Definir las características del reforzamiento a flexión. Esto es:
 - a. Número de capas, n
 - b. Espesor del FRP, t_f
 - c. Ancho del FRP, w_f
 - d. Módulo de Elasticidad del FRP, E_f
 - e. Deformación de rotura del FRP, $\varepsilon_{fu} *$

2. Determinar la deformación de rotura de diseño, ε_{fu}

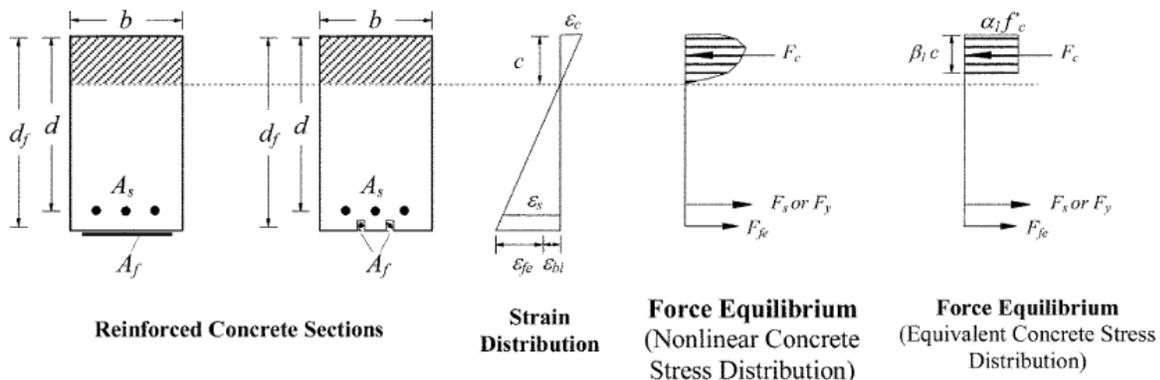
$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu} *$$

3. Calcular la deformación efectiva del FRP, correspondiente a la deformación a la que puede ocurrir el desprendimiento del FRP:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0.9 \varepsilon_{fu}$$

4. Determinar la altura útil del acero de refuerzo y la altura útil del reforzamiento.

Figura 3-9: Distribución de esfuerzos internos para una sección rectangular sometida a flexión en el estado límite último.



5. Asumir un valor para la profundidad del eje neutro, c .
6. Calcular la deformación en el FRP, así:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

Dónde ε_{bi} equivale a la deformación que tenga el acero antes de realizar el reforzamiento.

7. Calcular el esfuerzo efectivo en el FRP, a partir de la deformación calculada en el FRP, asumiendo un comportamiento elástico perfecto:

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}$$

8. A partir de la deformación en el FRP, se puede determinar la deformación en el acero de refuerzo mediante la compatibilidad de deformaciones, así:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right)$$

9. Determinar el esfuerzo en el acero a partir de la deformación calculada:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

10. Una vez obtenidos los esfuerzos en el acero y en el FRP, es posible calcular por medio del equilibrio de fuerzas internas el valor de la profundidad del eje neutro, c , y compararlo con el valor asumido anteriormente:

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

Dónde α_1 y β_1 son parámetros que definen el bloque de esfuerzos en el concreto. Se pueden utilizar los valores del bloque de Whitney ($\alpha_1 = 0.85$ y $\beta_1 = 0.85$ para $f'_c \leq 28$ MPa;

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \leq 0.65 \text{ para } f'_c > 28 \text{ MPa})$$

11. Comparar el valor de c calculado en el paso 10 contra el valor de c asumido en el paso 5. Si los valores son similares, se ha encontrado el valor adecuado de c ,

pero si no lo son, se debe asumir otro valor de c y comenzar de nuevo con el proceso hasta encontrar una solución adecuada.

12. Una vez encontrado el valor de c , se procede a calcular la resistencia nominal a flexión de la sección reforzada con FRP, así:

$$M_n = \phi \left[A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right]$$

Dónde $\psi_f = 0.85$ y ϕ se determina a partir de la deformación en el acero extremo a tensión

$$\phi \begin{cases} 0.90 \text{ para } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\varepsilon_t - \varepsilon_{sy})}{0.05 - \varepsilon_{sy}} \text{ para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_t < 0.005 \\ 0.65 \text{ para } \varepsilon_t < \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

4. Programa Experimental

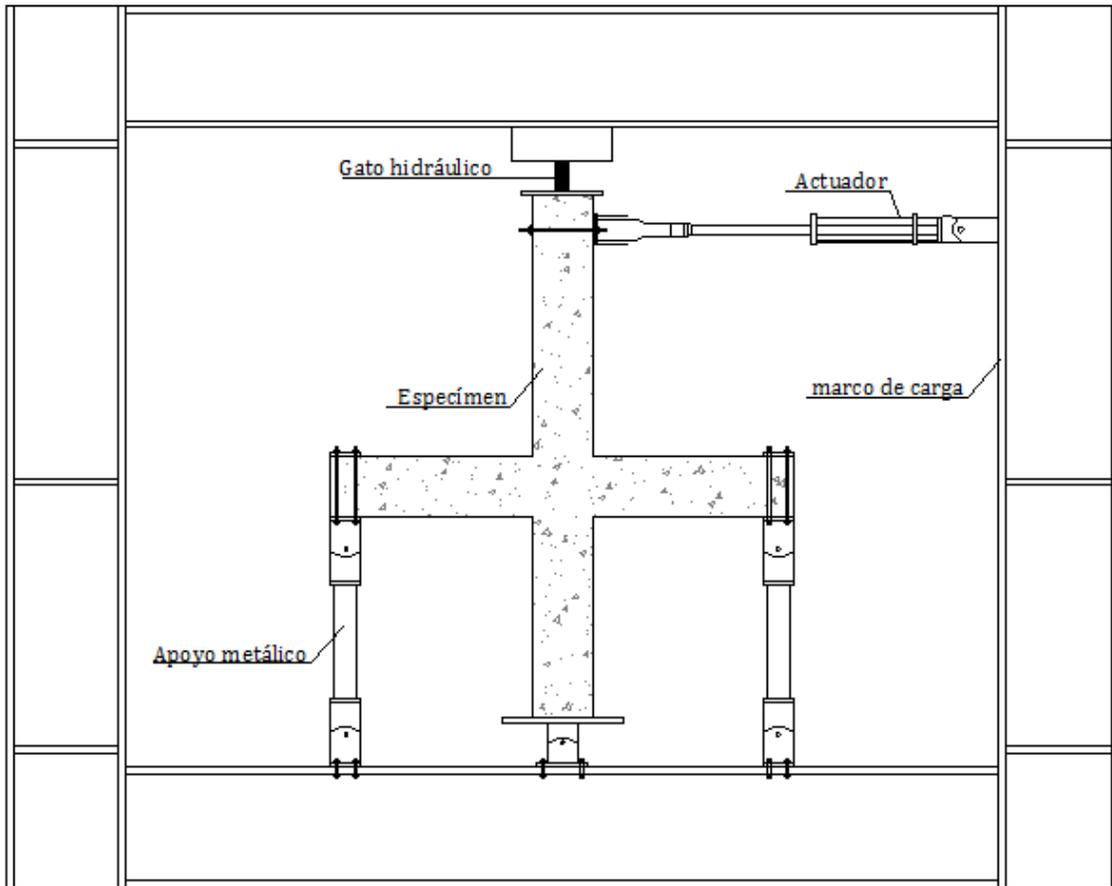
El programa experimental ejecutado contó con la construcción de cuatro (4) uniones viga-columna de concreto reforzado, realizadas a escala 1:1, cuya finalidad fue la de dar continuación al programa investigativo realizado en la tesis de maestría de Ramírez (Ramírez, 2017), llevada a cabo en la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

En la tabla 4-1 se presentan las características de cada uno de los especímenes que hicieron parte del programa experimental. Las cuatro uniones fueron construidas siguiendo las prácticas constructivas y de diseño de la época anterior a la llegada del código de 1984 en Colombia. La unión E5-01-01 fue ensayada sin ningún tipo de refuerzo, es decir fue el espécimen de control. La unión E6-01-02(FRP-1) fue reforzada únicamente a cortante en el nudo, mediante la colocación de fibras horizontales y verticales en dicha zona. La unión E4-01-00 (FRP-2) contó con el mismo refuerzo a cortante que la unión FRP-1, pero adicionalmente se colocaron tejidos de fibra de carbono envolviendo la viga y la columna, en las zonas de rotulación plástica. El último espécimen ensayado fue el E7-01-02 (FRP-3), el cual contó, al igual que el espécimen FRP-2, con refuerzo a cortante en el nudo y envolvimiento de viga y columna (pero en mayor cantidad), y adicionalmente fue reforzado a flexión (tanto la columna como la viga). Los cálculos de los diferentes reforzamientos con FRP, se hicieron siguiendo los requisitos estipulados en el ACI 440.2R-17.

Tabla 4-1 Resumen de especímenes ensayados

Especímen	Nomenclatura	Tipo de Detallado	Tipo de Reforzamiento con CFRP			
			Cortante en el nudo	Confinamiento de rótulas plásticas	Flexión en viga	Flexión en columna
E5-01-01	PRE-1984	PRE 1984	NO	NO	NO	NO
E6-01-02	FRP-1	PRE 1984	SI	NO	NO	NO
E4-01-00	FRP-2	PRE 1984	SI	SI	NO	NO
E7-01-03	FRP-3	PRE 1984	SI	SI	SI	SI

Las cuatro uniones fueron sometidas a cargas laterales cíclicas, por medio de un actuador con capacidad máxima en fuerza de 200 kN y en desplazamiento total de 500mm. A su vez, se aplicó una carga axial constante de 6.6 Ton sobre la columna por medio de un gato hidráulico, el cual reaccionaba contra la viga superior del marco de carga. La longitud de la viga y la columna de los especímenes corresponde a los puntos de inflexión del diagrama de momentos para cargas laterales, los cuales corresponden al centro de la luz para la viga y a la mitad de la altura del piso para la columna. El montaje utilizado se muestra en la figura 4-1:

Figura 4-1 Montaje para el ensayo de los especímenes

4.1 Programa Experimental de Ramírez, 2017

EL programa experimental que se ejecutó en la primera investigación contó con el ensayo de cuatro (4) uniones viga-columna de concreto reforzado, construidas a escala 1:1, las cuales se describen en la tabla 4-2.

Tabla 4-2 Resumen de los especímenes ensayados por Ramírez (Ramírez, 2017)

Especímen	Tipo de Detallado	Refuerzo Externo con CFRP	Tipo de Ensayo
E1-01-00	PRE 1984	NO	Estático
E2-02-00	NSR-10	NO	Pseudo-dinámico
E3-01-00	PRE 1984	NO	Pseudo-dinámico
E4-01-01	PRE 1984	SI	Pseudo-dinámico

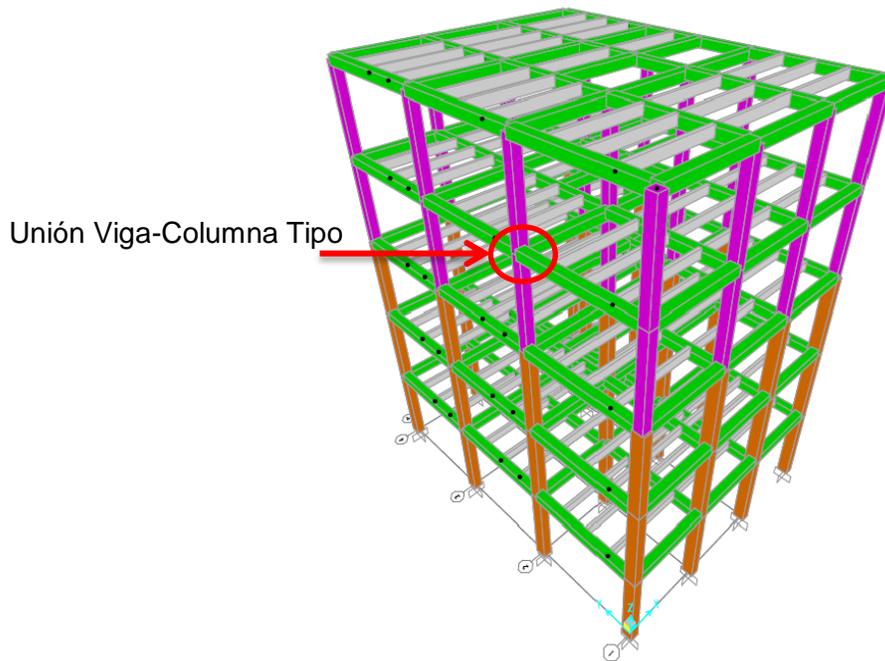
Tres de los cuatro especímenes ensayados se construyeron teniendo en cuenta las prácticas de diseño y detallado del refuerzo que se utilizaba en la época por parte de los diseñadores estructurales (uniones PRE 1984). Un único espécimen se construyó siguiendo las recomendaciones de detallado dúctil que se encuentran en el reglamento NSR-10 (especímen E2-02-00).

El espécimen E1-01-00 fue sometido a un ensayo de carga lateral estática con el fin de determinar el protocolo de carga a utilizar para los ensayos cíclicos. La unión E3-01-00 fue ensayada como espécimen de control, sin ningún tipo de refuerzo externo. La unión E4-01-01 se reforzó externamente utilizando tejidos y cordones de CFRP.

4.2 Refuerzo Colocado en las Uniones

Los especímenes seleccionados para los ensayos fueron construidos de manera que se simulara una conexión viga-columna del cuarto entrepiso de un edificio de cinco niveles (Figura 4-2). Así, las uniones fueron diseñadas para soportar las cargas correspondientes a su ubicación dentro del edificio.

Figura 4-2: Modelo Estructural del Edificio de cinco niveles en SAP 2000 (Ramírez, 2017)

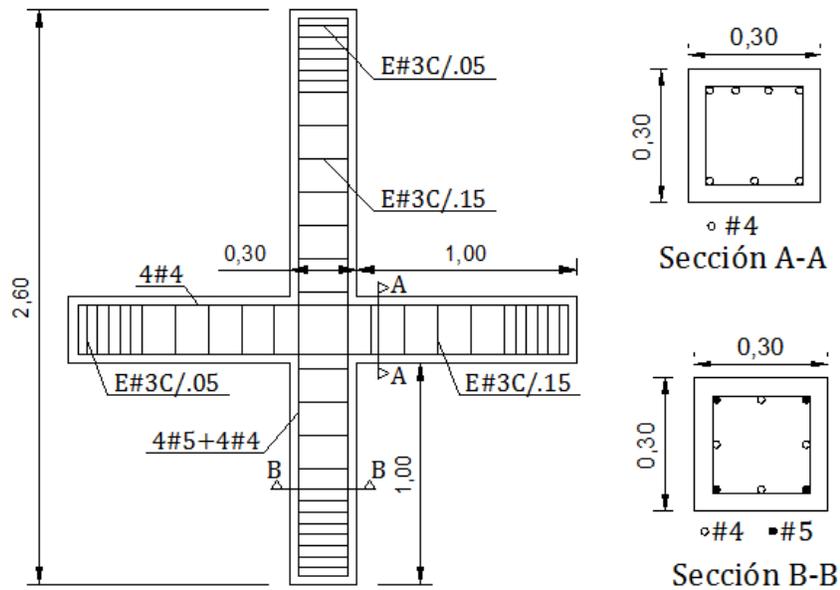


4.2.1 Características de las uniones Pre-1984

EL detallado del refuerzo para las uniones Pre 1984 corresponde a un detallado no-dúctil, similar al que se utilizaba en Colombia antes de la llegada del primer código de construcción, en el año de 1984. Las características del armado utilizado para estos especímenes se muestran en la figura 4-3, y se describen a continuación:

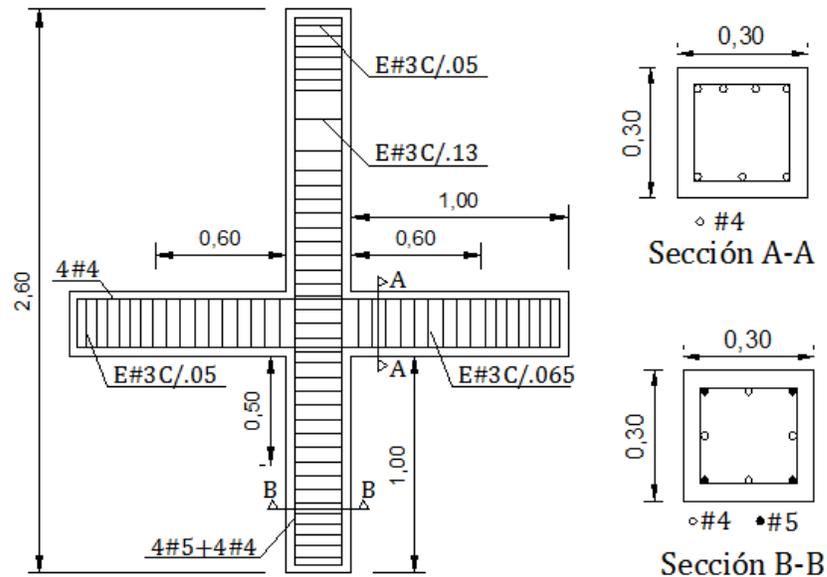
- Se utilizó refuerzo liso A-36 para los estribos, similar al utilizado en la época en las construcciones colombianas.
- No se colocó refuerzo transversal (estribos) dentro del nudo.
- No se confinaron adecuadamente las zonas de rotulas plásticas de vigas y columnas. Es decir, los estribos se colocaron a una separación tal que solo cumpliera los requisitos de diseño por cortante ante cargas gravitacionales.

Figura 4-3 Características de las uniones típicas PRE-1984



4.2.2 Características de la unión NSR-10

Para realizar un comparativo del comportamiento ante cargas cíclicas de los diferentes especímenes, se construyó una unión viga columna con un detallado del reforzamiento que seguía las recomendaciones del reglamento NSR-10 (vigente actualmente en Colombia). A su vez, se utilizó acero corrugado grado 60 ($F_y=420$ MPa) para los estribos, tal y como se utiliza en la actualidad. El esquema del armado final se muestra en la figura 4-4.

Figura 4-4 Características de la unión NSR-10

4.3 Construcción de las uniones viga-columna

Las uniones fueron construidas en las instalaciones de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. El procedimiento utilizado se describe a continuación:

1. Fabricación de la formaleta en madera.
2. Instrumentación del acero de refuerzo con galgas extensiométricas.
3. Colocación del acero de refuerzo dentro de la formaleta.
4. Elaboración de la mezcla de concreto ($f'c = 21\text{MPa}$).
5. Vaciado del concreto dentro de la formaleta.
6. Toma de cilindros para el control de calidad del concreto.
7. Curado durante 8 días de los especímenes mediante humedecimiento continuo con agua.

Un mayor detalle de la construcción de los especímenes puede consultarse en la tesis de Ramírez (Ramírez, 2017).

4.4 Esquemas de reforzamiento

En el programa experimental se plantearon 3 esquemas distintos de reforzamiento para las uniones viga – columna. Cada uno de los esquemas planteados se escogió partiendo

de los resultados obtenidos en los ensayos previos. Así, el esquema de reforzamiento No. 1 (espécimen FRP-1) se escogió para reforzar únicamente a cortante la zona del nudo, debido a que el espécimen PRE-1984 previamente ensayado presentó la mayor vulnerabilidad en dicho punto.

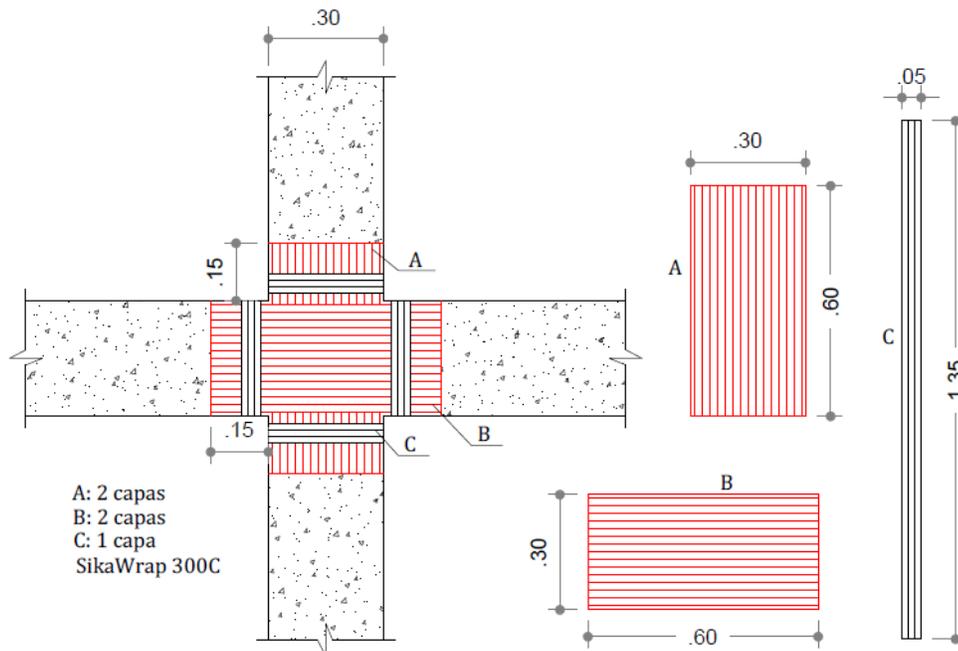
Dado que el espécimen reforzado con el esquema No. 1 (FRP-1) presentó grave daño por aplastamiento del concreto en la viga, en el esquema de reforzamiento No. 2 (espécimen FRP-2) se añadieron fibras que envolvían la viga y la columna para mejorar la capacidad de deformación y resistencia del concreto mediante el confinamiento con tejidos CFRP.

El esquema de reforzamiento No. 3 se planteó para aumentar la carga lateral resistida por el espécimen, mediante el reforzamiento a flexión de la viga y la columna. A su vez, se aumentó el número de capas utilizadas como refuerzo a cortante del nudo y como envolvimiento de la viga y la columna, debido a que se esperaba una mayor carga lateral aplicada.

A continuación se describe cada uno de los esquemas de reforzamiento utilizados:

4.4.1 Esquema de Reforzamiento No. 1

El primer esquema de reforzamiento consistió en la aplicación de tejidos de CFRP solo en la zona del nudo, con el fin de evaluar el aporte de este refuerzo en el comportamiento global del espécimen (tejidos A y B según figura 4-5). Sin embargo, se añadieron unas bandas de tejido de CFRP de 5 cm de ancho envolviendo la viga y la columna a ambos lados (tejidos tipo C según figura 4-5) para mejorar el anclaje de las fibras del nudo. El refuerzo a cortante del nudo consistió en 2 capas de CFRP colocadas de manera vertical y otras 2 capas colocadas de manera horizontal.

Figura 4-5: Esquema de Reforzamiento No. 1 – Reforzamiento a Cortante en el Nudo.

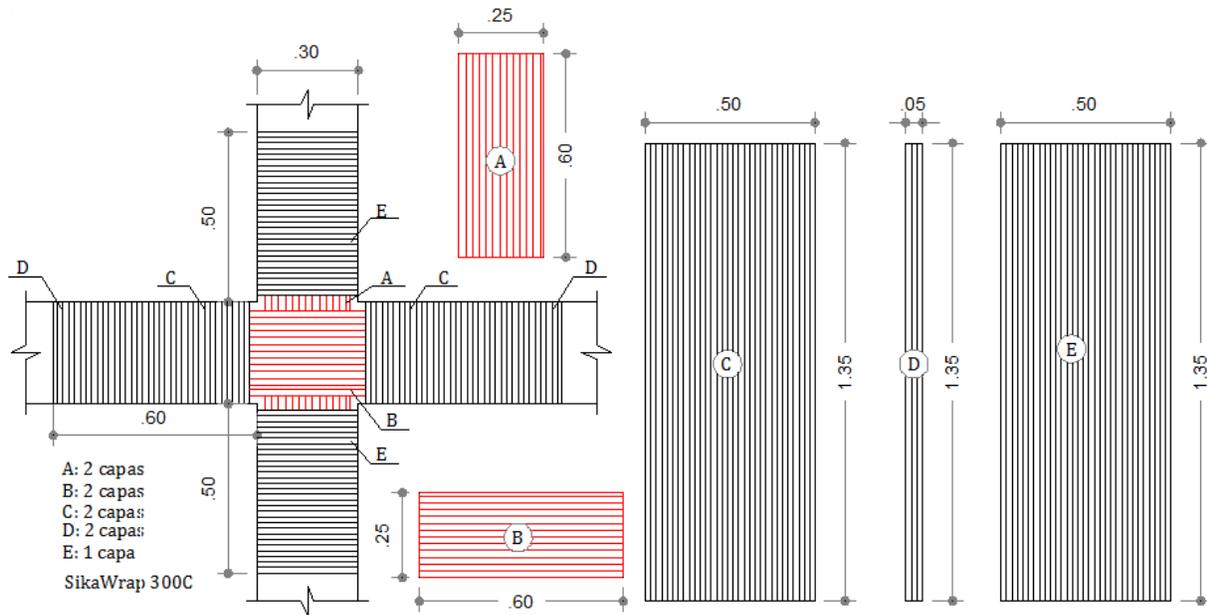
La secuencia con que se colocó el reforzamiento fue la siguiente:

1. Colocación de primera capa tipo A
2. Colocación de primera capa tipo B
3. Colocación de segunda capa tipo A
4. Colocación de segunda capa tipo B
5. Colocación de las fibras tipo C

4.4.2 Esquema de Reforzamiento No. 2

El esquema de reforzamiento No. 2 fue diseñado para, además de proveerle un reforzamiento a cortante al nudo similar al utilizado para el esquema de reforzamiento No. 1, confinar la viga y la columna en la zona de ocurrencia de rótulas plásticas, para así aumentar la capacidad de deformación del espécimen, y con ello aumentar su ductilidad. Se utilizaron 2 capas de CFRP envolviendo la viga en su longitud de rotulación plástica ($2h$) a ambos lados de la cara del nudo, y 1 capa envolviendo la columna en su longitud l_0 definida en el capítulo 3 (figura 4-6).

Figura 4-6: Esquema de Reforzamiento No. 2 – Reforzamiento a Cortante en el Nudo y enchaquetamiento de viga y columna.



La secuencia con que se colocó el esquema de reforzamiento No. 2 fue la siguiente:

1. Colocación de primera capa tipo A
2. Colocación de primera capa tipo B
3. Colocación de segunda capa tipo A
4. Colocación de segunda capa tipo B
5. Colocación de las primeras capas tipo C y D
6. Colocación de las segundas capas tipo C y D
7. Colocación de las capas tipo E

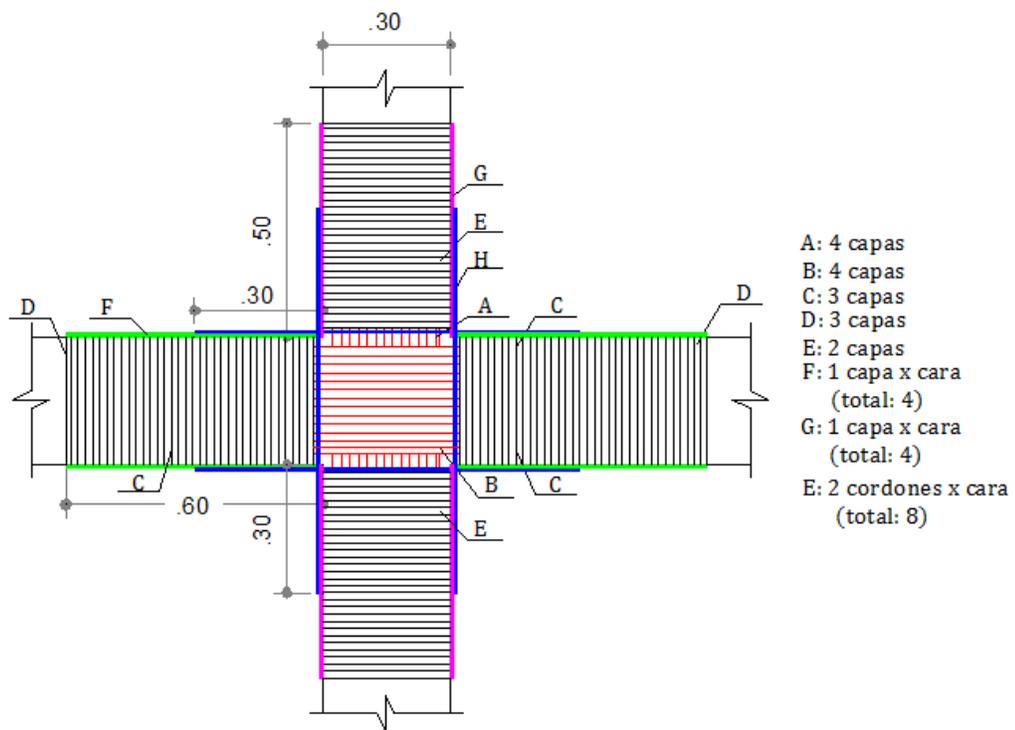
4.4.3 Esquema de Reforzamiento No. 3

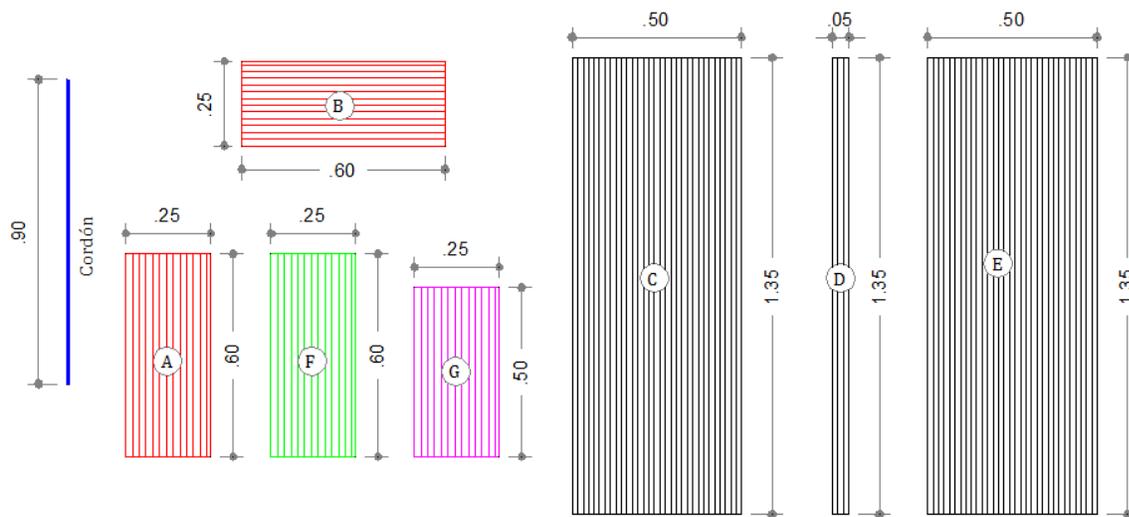
EL esquema de reforzamiento No. 3 consideró, además del reforzamiento por corte del nudo y del confinamiento por medio del enchaquetamiento con tejidos, el reforzamiento por flexión de la viga y la columna (figura 4-7).

Este reforzamiento fue calculado para que la carga lateral soportada por el espécimen fuese un 30% mayor a la que se resistía sin ningún tipo de refuerzo. El valor del 30% corresponde a la diferencia aproximada de resistencia entre el espécimen construido con los requisitos del NSR-10 y el espécimen de control (PRE-1984). Así, el refuerzo del

nudo y el confinamiento de la viga y la columna fue aumentado para cumplir con este objetivo. En cuanto al reforzamiento por flexión, se colocaron tejidos de CFRP en las caras a tensión de los elementos, las cuales se cortaban en la llegada al nudo por obvias razones constructivas. Sin embargo, para garantizar la continuidad del refuerzo a flexión, se colocaron cordones de CFRP atravesando el nudo y traslapándose con la fibra a flexión en ambos extremos del cordón (figura 4-8d).

Figura 4-7 Esquema de Reforzamiento No. 3 – Reforzamiento a Cortante en el Nudo, encaquetamiento de viga y columna y reforzamiento a flexión





4.5 Aplicación del Reforzamiento

Para la ejecución del reforzamiento, se siguieron las indicaciones y recomendaciones dadas por parte del proveedor. El procedimiento utilizado se indica a continuación:

1. **Alistamiento del material:** Se preparó el material necesario para cada tipo de reforzamiento, para lo que se debieron cortar los tramos de tejido y/o cordones de CFRP dependiendo de las especificaciones del diseño. El tejido fue cortado con tijeras, evitando el uso de cualquier elemento de corte sin filo que pudiese debilitar o deshilar la fibra.
2. **Preparación de la superficie:** Se procedió a limpiar la superficie de los especímenes y a redondear las esquinas que iban a ser envueltas con CFRP. A su vez, se garantizó una superficie regular (plana). Como el concreto existente debía ser adecuado para que tuviese una superficie de poro abierto, limpia y sin contaminantes, se utilizó una piedra copa grano 60. Para el caso en que se instalaron cordones de FRP, se ejecutaron unas cajuelas de 25mm de ancho y de 30mm de profundidad, donde los cordones iban a ser introducidos.
3. **Impregnación de la superficie del espécimen:** Una vez preparada la superficie de concreto, esta se imprimó y selló mediante una resina epóxica (Sikadur 301), aplicada mediante un rodillo.
4. **Impregnación de resina a la fibra:** Se impregnaron con resina epóxica (Sikadur 301) los tejidos y/o cordones de CFRP a colocar como reforzamiento,

5. **Colocación del reforzamiento:** Se procedió a colocar los tejidos y cordones de CFRP, respetando la secuencia planificada en el esquema de reforzamiento. Finalmente, a la última capa de fibra se le aplicó resina epóxica (Sikadur 301) sobre la superficie que queda expuesta.

Figura 4-8: Procedimiento para la Aplicación del Reforzamiento



a) Impregnación de la superficie

b) Impregnación de la fibra



c) Colocación de las fibras



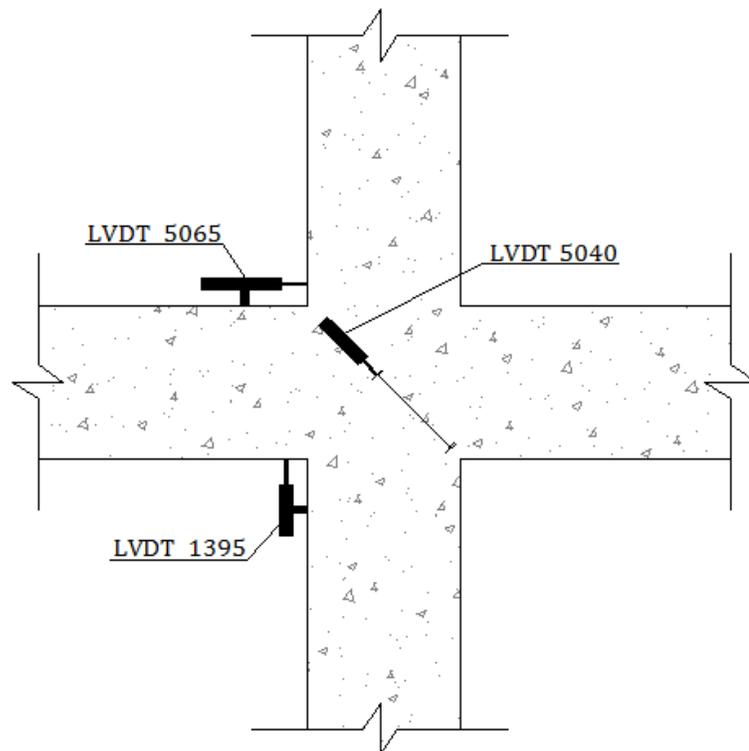
d) Colocación de los cordones

4.6 Instrumentación

4.6.1 Medición de desplazamientos

Con el fin de medir el desplazamiento en puntos de interés en las columnas y las vigas, además de obtener la deformación de la zona del nudo, se utilizaron medidores de desplazamiento lineales (Linear Variable Displacement Transducers, LVDTs). El espécimen PRE 1984 contó con cuatro LVDTs, dos de 50 mm de recorrido dispuestos diagonalmente en la zona del nudo, uno de 100 mm de recorrido midiendo el desplazamiento de la columna cerca al nudo y un último LVDT de 25 mm de recorrido midiendo el desplazamiento de la viga cerca al nudo. Para los demás ensayos se utilizaron únicamente tres LVDTs (Figura 4-9).

Figura 4-9: Localización e identificación de los sensores de desplazamiento



4.7 Medición de las deformaciones

4.7.1 Medición de las deformaciones del acero de refuerzo

Para monitorear la deformación del acero dentro de los especímenes se colocaron ocho galgas extensiométricas dispuestas internamente en el refuerzo longitudinal de las vigas y columnas tal y como se muestra en la figura 4-10. Las galgas fueron adheridas a las barras de acero siguiendo las recomendaciones del fabricante (ver figura 4-11)

Figura 4-10 Localización y nomenclatura de las galgas internas

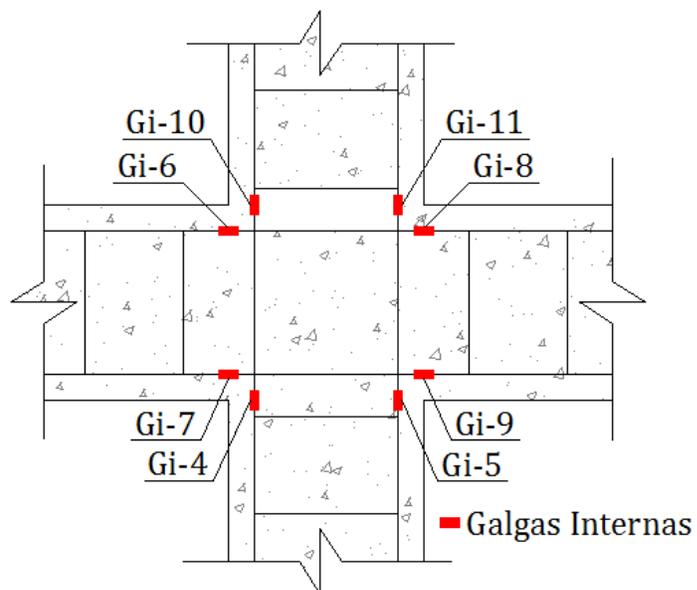


Figura 4-11: Instrumentación con galgas internas adheridas al acero de refuerzo



4.7.2 Medición de las deformaciones en el FRP

Al igual que el acero de refuerzo, los tejidos de fibra de carbono también fueron instrumentados con galgas, las cuales fueron dispuestas de manera diferente para cada tipo de esquema de reforzamiento utilizado. En las figuras 4-12 a 4-14 se muestran los diferentes esquemas de reforzamiento con la respectiva instrumentación externa utilizada.

Figura 4-12: Localización y nomenclatura de galgas externas en espécimen FRP-1 (E6-01-02)

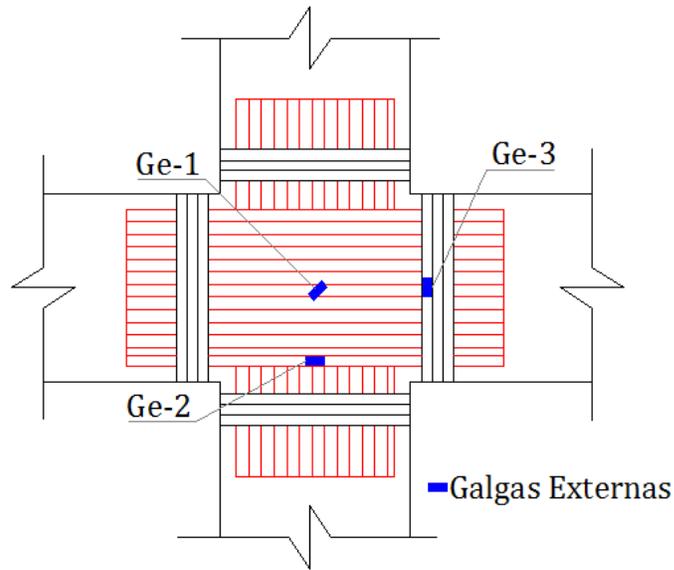


Figura 4-13: Localización y nomenclatura de galgas externas en espécimen FRP-2 (E4-01-00)

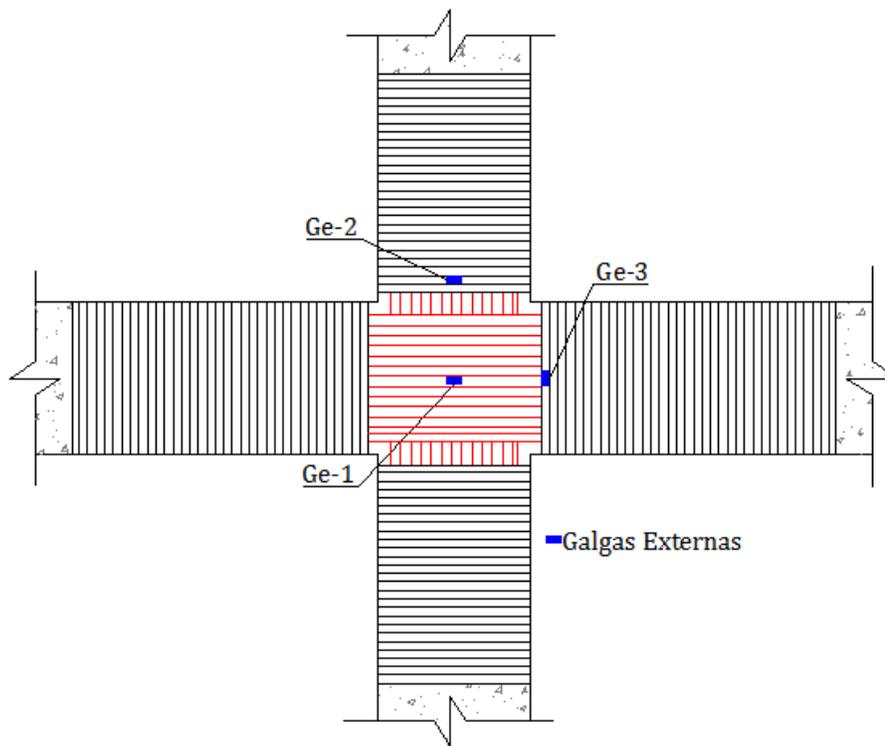
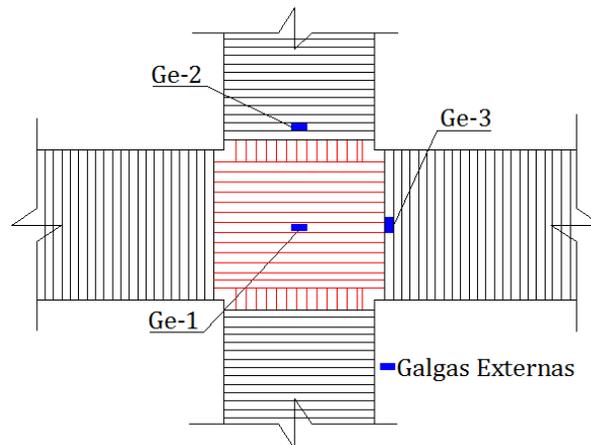


Figura 4-14 Localización y nomenclatura de galgas externas en espécimen FRP-3 (E7-01-03)



4.8 Procedimiento de Carga

Se aplicó una carga lateral cíclica en la parte superior de la columna utilizando un actuador hidráulico, el cual es controlado por desplazamientos. Para los ensayos se utilizó el protocolo de desplazamientos descrito en la tabla 4-3 y figura 4-15, con dos ciclos de ensayo para cada uno de los valores. Cada uno de los puntos del protocolo de carga se definió en relación a la deriva del espécimen, la cual corresponde a la relación entre el desplazamiento lateral y la altura de la columna (medida desde el centro de la articulación del montaje hasta el centro de aplicación de la carga lateral).

Figura 4-15 Protocolo de carga utilizado para los ensayos

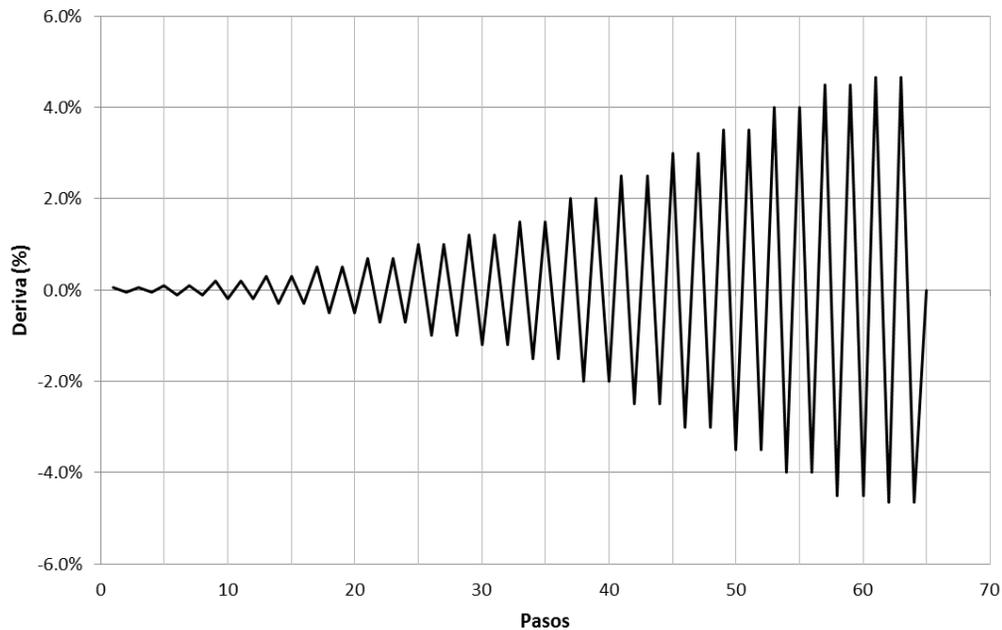


Tabla 4-3 Niveles de desplazamiento alcanzados por ciclo

Ciclo No.	Deriva	Amplitud (mm)
1	0.05%	1.28
2	0.10%	2.55
3	0.20%	5.10
4	0.30%	7.65
5	0.50%	12.75
6	0.70%	17.85
7	1.00%	25.50
8	1.20%	30.60
9	1.50%	38.25
10	2.00%	51.00
11	2.50%	63.75
12	3.00%	76.50
13	3.50%	89.25
14	4.00%	102.00
15	4.50%	114.75
16	4.65%	118.58

El valor de la carga axial aplicada sobre la columna, se mantuvo constante durante todo el ensayo, y correspondió a 6.6 toneladas. Esta carga fue aplicada mediante un gato

hidráulico ubicado en la parte superior de la columna, y fue ensamblado por medio de una platina con rodillos que permitía el desplazamiento lateral a medida que la carga lateral era aplicada.

5. Resultados Obtenidos

Los resultados de los especímenes ensayados se presentarán en 2 secciones. La primera corresponde a los resultados cualitativos y la segunda a los resultados cuantitativos. A su vez, cada sección se subdivide en dos: en la primera se describen los resultados de los ensayos PRE-1984 y NSR-10, y en la segunda los resultados de los especímenes reforzados con CFRP.

5.1 Resultados Cualitativos de Especímenes sin Refuerzo Externo

En este apartado se describirán los resultados cualitativos de los especímenes que no se reforzaron, es decir, los especímenes PRE 1984 y NSR-10, con el fin de evaluar y comparar el nivel de daño y modo de falla que sufrieron.

5.1.1 Unión PRE 1984 (E5-01-00)

El ensayo de la unión construida siguiendo las prácticas utilizadas en Colombia antes de la llegada del primer código de construcción en 1984, es el punto de partida del programa experimental de esta investigación.

Las primeras fisuras que se presentaron durante el ensayo aparecieron en la parte inferior de la viga (fisuras por flexión) y en la zona del nudo (finas fisuras diagonales), a una deriva de aproximadamente 0.7%.

A medida que la deriva se iba aumentando, las fisuras diagonales en el nudo se fueron volviendo cada vez más gruesas, uniéndose con las fisuras a flexión de la viga. Para una deriva del 3.5%, se comenzó a descascarar el concreto del nudo, ocasionando una falla localizada en dicho sector.

Las figuras 5-1 a 5-3 muestran las condiciones del espécimen en diferentes etapas del ensayo.

Figura 5-1: Estado del espécimen PRE-1984 a una deriva del 2.0%



Figura 5-2: Estado del espécimen PRE-1984 a una deriva del 2.5%

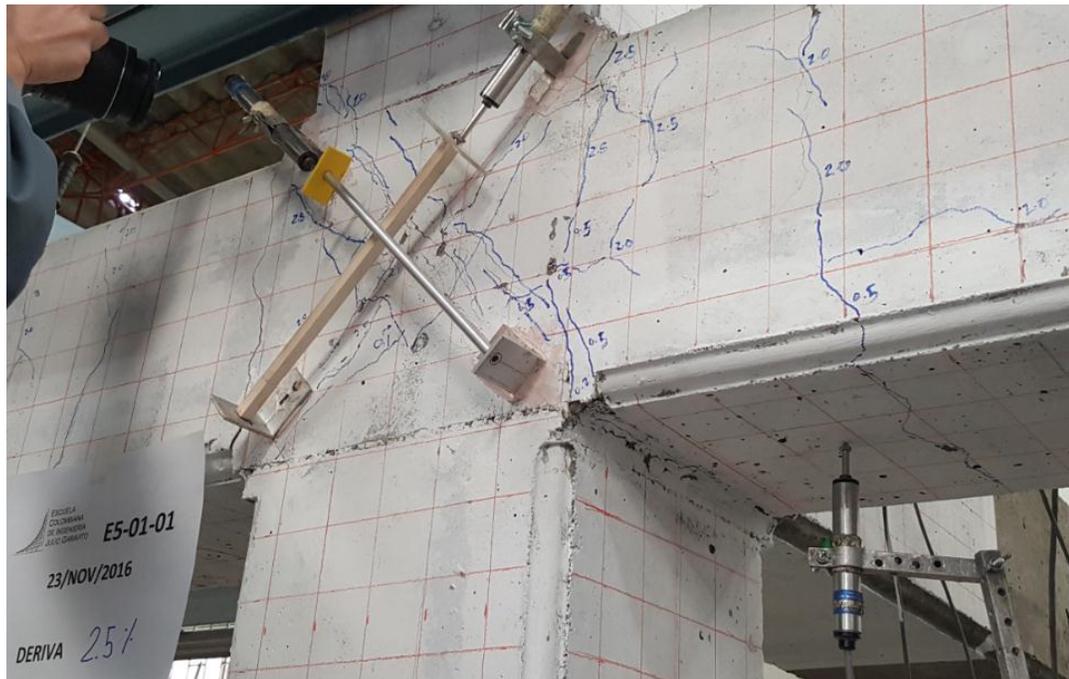
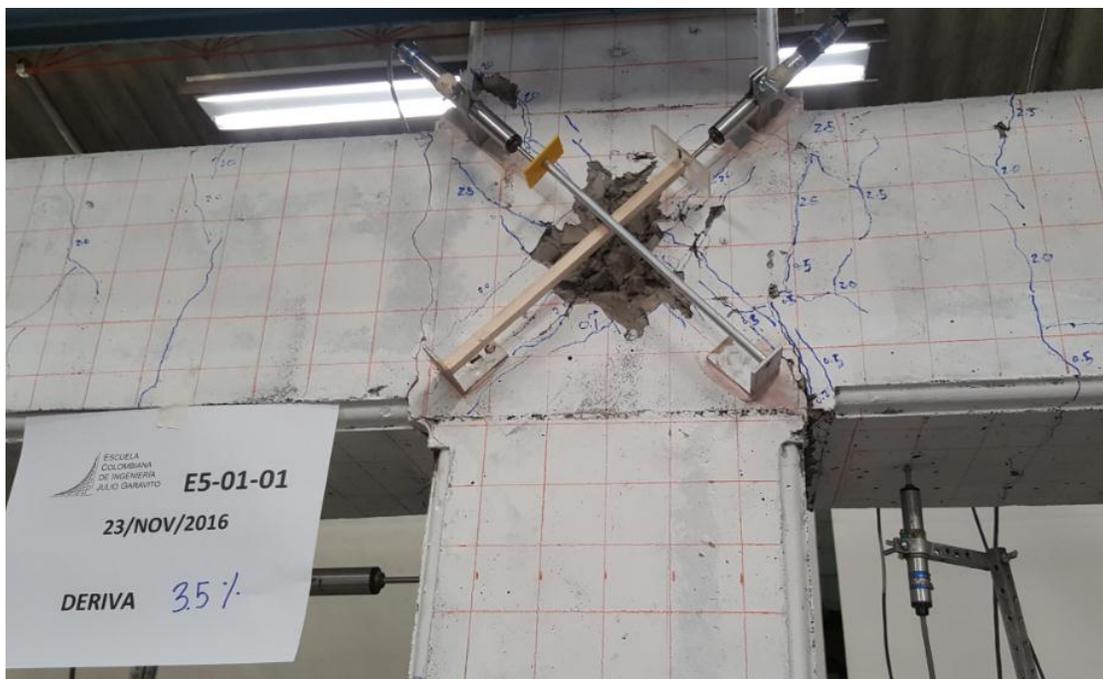


Figura 5-3: Estado del espécimen PRE-1984 a una deriva del 3.5%



Los resultados obtenidos demuestran las falencias en el detallado del refuerzo en las uniones viga-columna construidas sin tener en cuenta las recomendaciones sísmicas, tal y como se describe en las referencias bibliográficas antes descritas que tratan del tema.

5.1.2 Unión NSR-10 (E2-02-00)

En el espécimen construido siguiendo los requisitos de detallado del refuerzo contenidos en el reglamento NSR-10, se presentó una falla por flexión en la viga, con la presencia de varias fisuras de gran espesor en dicho elemento. A su vez, se presentó fisuramiento de la zona del nudo, junto con desprendimiento de concreto en la parte central del mismo (Figura 5-4).

Figura 5-4 Estado final del espécimen NSR-10



En comparación con el espécimen PRE-1984, el espécimen NSR-10 presentó un menor daño en la zona del nudo. A su vez, las grietas por flexión en las vigas se desarrollaron mucho más en el espécimen NSR-10, concluyendo así que este último desarrolló una mayor capacidad a flexión a niveles de deformación mayores.

A partir del comportamiento obtenido de estos dos especímenes se plantearon alternativas de reforzamiento con el fin de mejorar el desempeño ante cargas cíclicas de los especímenes que carecían de un detallado y diseño adecuado.

5.2 Resultados Cualitativos de Especímenes Reforzados con CFRP

5.2.1 Especímen FRP-1 (E6-01-02)

El reforzamiento a cortante del nudo con tejidos CFRP ayudó a disminuir notablemente el daño en esta zona. Sin embargo, se observó un mayor daño en ambos lados de la viga, donde se presencié un considerable aplastamiento del concreto. Este tipo de falla deja en evidencia las falencias en el diseño de la viga por la falta de estribos de confinamiento en la zona de formación de rótula plástica, lo cual impide que el espécimen alcance una capacidad de deformación adecuada.

La figura 5-5 y la figura 5-6 muestran el nivel de daño que sufrió el espécimen, especialmente la viga. A diferencia del espécimen PRE-1984, en el E-6-01-02, espécimen donde se concentró el reforzamiento de FRP en el nudo, la falla se trasladó desde el nudo a la viga.

Figura 5-5: Estado final del espécimen E6-01-02



Figura 5-6: Falla localizada en ambos lados de la viga – Especímen E6-01-02

5.2.2 Especímen FRP-2 (E4-01-00)

El especímen FRP-2 se reforzó con un enchaquetamiento con 2 capas de tejido de CFRP en la viga y 1 capa en la columna, mientras el refuerzo a cortante del nudo se mantuvo exactamente igual al FRP-1

Al quitarse el refuerzo una vez finalizado el ensayo, en comparación con el especímen FRP-1, se observó una reducción en el daño que sufrió la viga, aunque se presencian fisuras por cortante importantes en la zona de formación de rótulas plásticas.

La fibra se desprendió a una distancia igual a la altura de la viga (h), medida desde la cara de la columna. En este especímen, se observó una mayor degradación del concreto en la zona del nudo (figura 5-7).

Figura 5-7: Estado final del espécimen FRP-2



La degradación en la zona del nudo fue tal, que con tan solo tocar suavemente la superficie de dicha zona, el concreto se desprendió fácilmente (figura 5-8).

Figura 5-8: Falla localizada en viga y gran deterioro en zona del nudo (FRP-2)

La ocurrencia de un mayor daño en la zona del nudo para este espécimen puede atribuirse a que, al ser reforzada la viga (manteniendo el mismo refuerzo a cortante), el nudo se vio sujeto a una mayor demanda de capacidad, la cual no fue capaz de soportar de manera adecuada. Es por ello que, en comparación con el espécimen FRP-1, la falla del espécimen se trasladó de la viga al nudo.

5.2.3 Especímen FRP-3 (E7-01-03)

El último espécimen reforzado contó con un aumento en la cantidad de fibra colocada como refuerzo por cortante en el nudo, además de un aumento en la cantidad de capas que envolvían los elementos. Así, se colocaron 4 capas horizontales y 4 verticales como refuerzo a cortante del nudo, para un total de 8 capas, lo cual corresponde al doble del refuerzo colocado en los especímenes anteriores. A su vez, se aumentó en 1 capa el refuerzo de confinamiento de la viga, pasando de 2 a 3 capas, así como el refuerzo de confinamiento de la columna, pasando de 1 a 2 capas. Adicional a esto, se reforzó el espécimen a flexión por medio de tejidos y cordones de CFRP.

Los resultados después del ensayo evidencian una reducción sustancial en el daño que sufrió el espécimen en general. En primer lugar, la viga y la columna permanecieron prácticamente intactas, evidenciándose un daño leve. En cuanto al nudo, se observa que ocurre desprendimiento del agregado grueso de la pasta de cemento, y aunque se hace evidente el daño que ha sufrido, las condiciones son mejores que en todos los demás especímenes ensayados (figura 5-9 y figura 5-10)

Al igual que en el espécimen E4-01-00, la fibra se desprendió en la viga a una distancia igual a la altura de este elemento.

A diferencia de los demás ensayos, la falla de este espécimen se originó por aplastamiento del concreto en la base de la columna, justo en donde se ensambla con el montaje metálico. (figura 5-11).

Figura 5-9: Estado final del espécimen E7-01-03



Figura 5-10: Estado final del espécimen E7-01-03 – Condición del nudo



Figura 5-11: Falla localizada en la base de la columna



5.3 Resultados Cuantitativos de Especímenes sin Refuerzo Externo

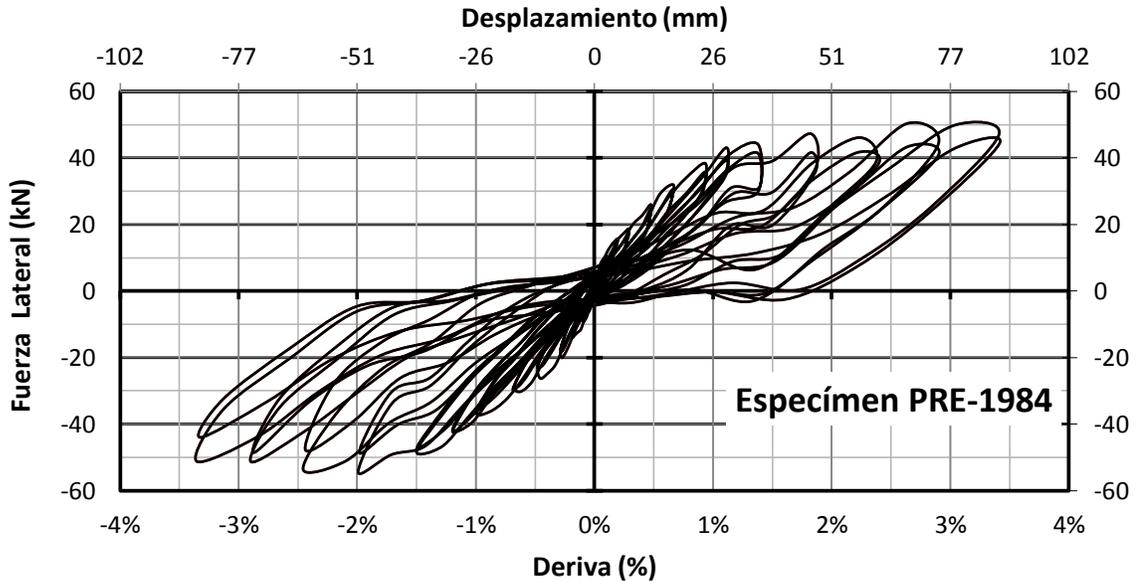
La instrumentación de los especímenes y el análisis de los resultados de carga aplicada vs desplazamiento, permite realizar una comparación cuantitativa de cada uno de los ensayos, la cual se llevará a cabo en esta sección.

El valor del desplazamiento y/o deriva máxima soportada por cada uno de los especímenes se definió como el valor en el cual la carga lateral cae en un 20% con respecto a la carga máxima que soporta en cada una de sus dos direcciones (Paulay, T., 1992).

5.3.1 Unión PRE 1984

5.3.2 Especímen PRE-1984

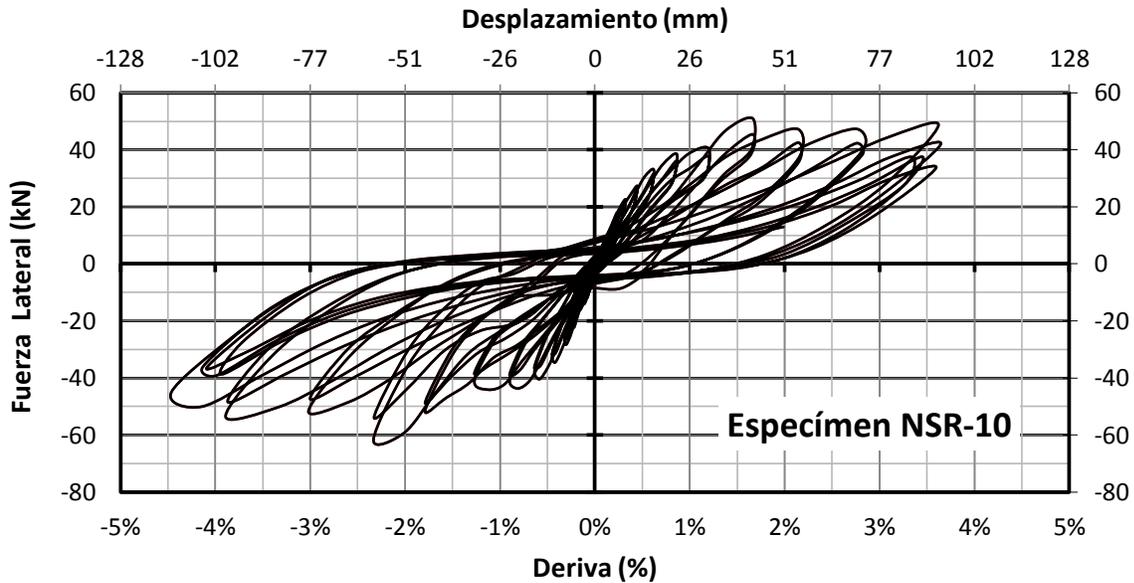
El espécimen de control ensayado soportó una carga máxima de 49.9 kN en el sentido en que hala el actuador (+), y de 54.7 kN en el sentido en que empuja el actuador (-). El desplazamiento máximo alcanzado por el espécimen, medido en la parte superior de la columna, fue de 98mm (+) y de 89mm (-), lo que corresponde a una deriva de 3.8% (+) y de 3.5 % (-). La figura 5-12 corresponde a la curva de histéresis de este espécimen.

Figura 5-12 Curva de histéresis del espécimen PRE-1984

5.3.3 Especímen NSR-10

El espécimen construido siguiendo los requisitos de diseño y detallado del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, soportó una carga máxima de 51.04 kN (+), y de 61.7 kN (-). El desplazamiento máximo alcanzado por el espécimen, medido en la parte superior de la columna fue de 114mm (+) y de 93mm (-), lo que corresponde a una deriva de 4.5% (+) y de 3.6 % (-). La figura 5-13 corresponde a la curva de histéresis de este espécimen.

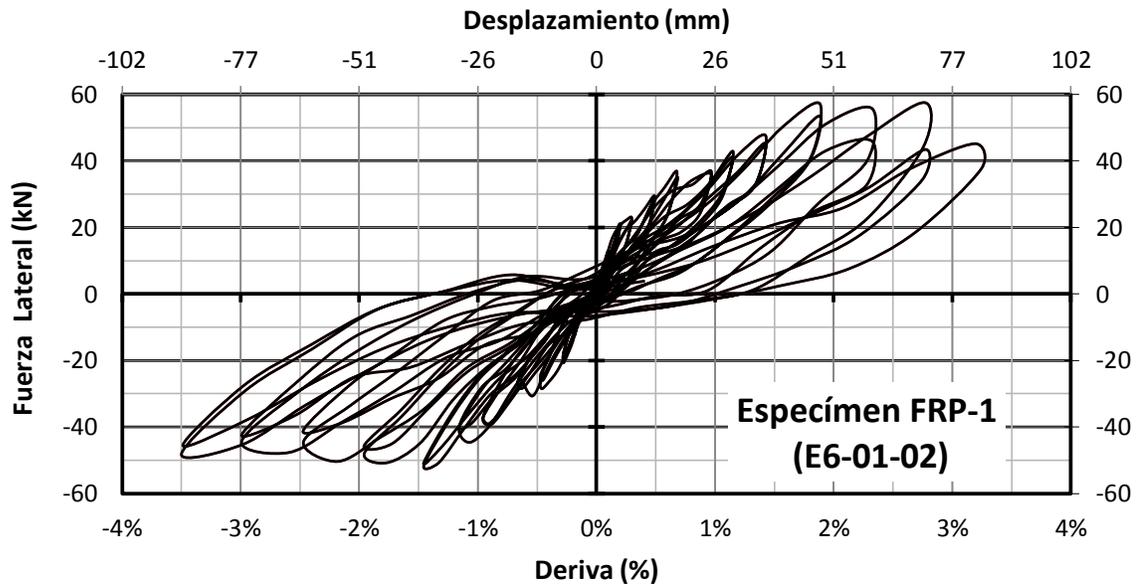
Figura 5-13 Curva de histéresis del espécimen NSR-10



5.4 Resultados Cuantitativos de Especímenes Reforzados con CFRP

5.4.1 Especímen FRP-1 (E6-01-02)

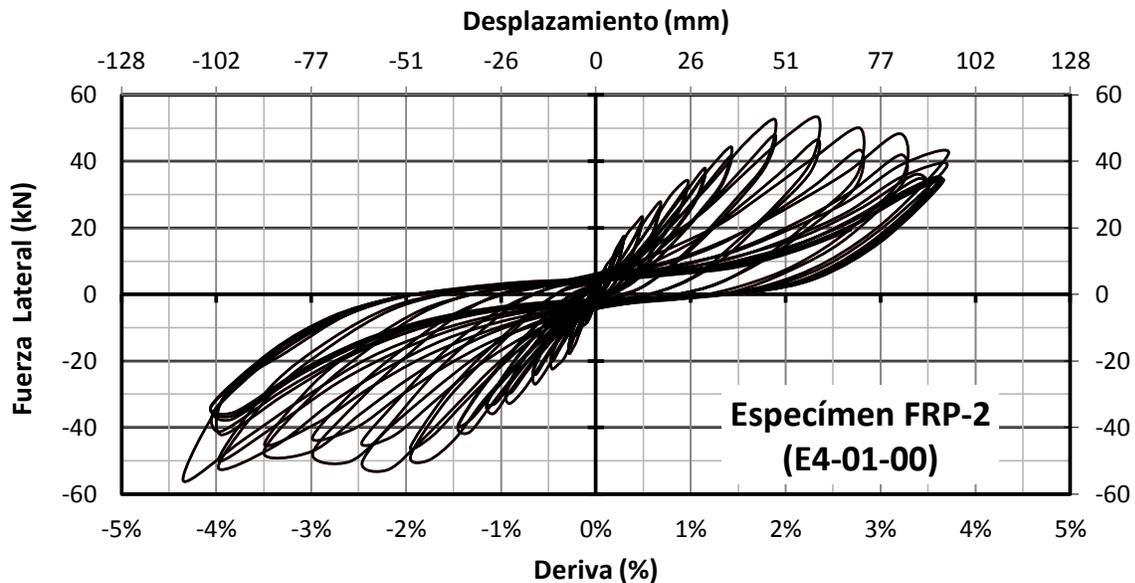
La unión reforzada solo por cortante en el nudo soportó una carga máxima de 57.5 kN (+), y de 51.6 kN (-). El desplazamiento máximo alcanzado por el espécimen, medido en la parte superior de la columna fue de 89mm (+) y de 83mm (-), lo que corresponde a una deriva de 3.5% (+) y de 3.2% (-). Nótese que en ninguna de las direcciones de ensayo la carga lateral no alcanzó a decaer el 20% para el máximo desplazamiento de ensayo, por lo que la unión pudo tener una mayor deriva final. Lo anterior ocurrió debido a inconvenientes del montaje de la carga axial durante el ensayo. La figura 5-14 corresponde a la curva de histéresis de este espécimen.

Figura 5-14 Curva de histéresis del espécimen FRP-1

5.4.2 Especímen FRP-2 (E4-01-00)

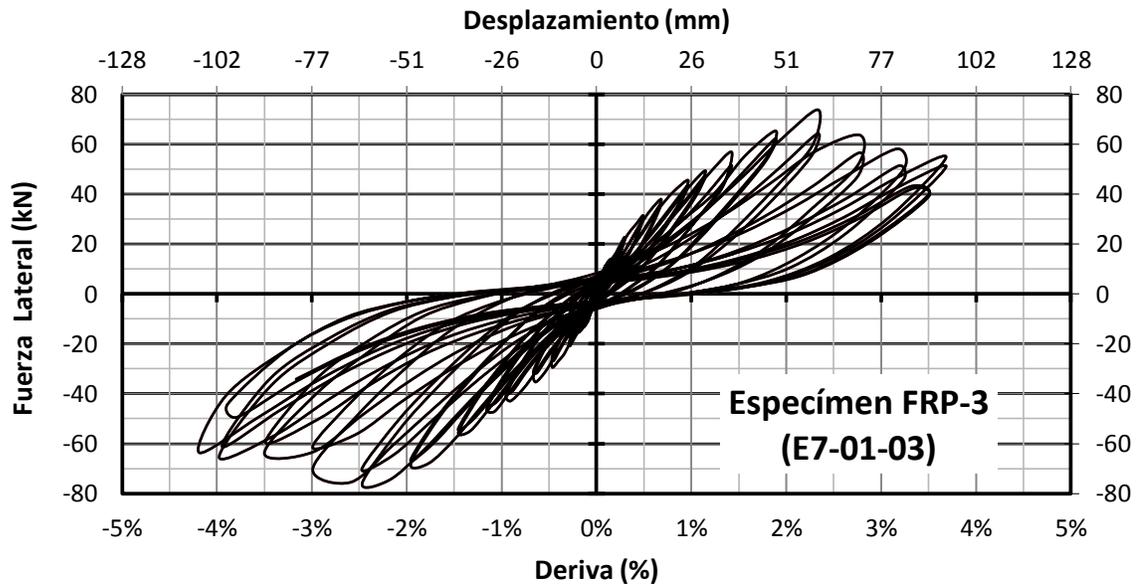
Esta unión soportó una carga máxima de 53.3 kN (+) y de 56.0 kN (-). El desplazamiento máximo alcanzado por el espécimen, medido en la parte superior de la columna fue de 105mm (+) y de 92mm (-), lo que corresponde a una deriva de 4.3% (+) y de 3.7% (-). La figura 5-15 corresponde a la curva de histéresis de este espécimen.

Figura 5-15 Curva de histéresis del espécimen FRP-2



5.4.3 Especimen FRP-3 (E7-01-03)

La unión que fue reforzada a cortante en el nudo, por confinamiento en zona de rótulas plásticas, y por flexión en viga y columna, soportó una carga máxima de 73.8 kN (+) y de 76.0 kN (-). El desplazamiento máximo alcanzado por el espécimen, medido en la parte superior de la columna fue de 107mm (+) y de 87mm (-), lo que corresponde a una deriva de 4.2% (+) y de 3.7 % (-). La figura 5-16 corresponde a la curva de histéresis de este espécimen.

Figura 5-16 Curva de histéresis del espécimen FRP-3

5.5 Análisis de los Resultados Experimentales

En esta sección se analizan y discuten los resultados obtenidos de los ensayos experimentales, en base a los daños y fallas observadas y a los datos arrojados de la instrumentación colocada en los especímenes.

5.5.1 Resistencia y Modo de Falla

En este apartado, se resumen y comparan los resultados obtenidos del comportamiento y resistencia de cada uno de los especímenes, de manera que se aclaren los efectos de cada uno de los esquemas de reforzamiento utilizados y de los especímenes de control. Para este propósito se comparan las envolventes y las curvas histeréticas de cada uno de los especímenes (figuras 5-18 a 5-25)

Figura 5-17 Comparación de las envolventes de las curvas de histéresis

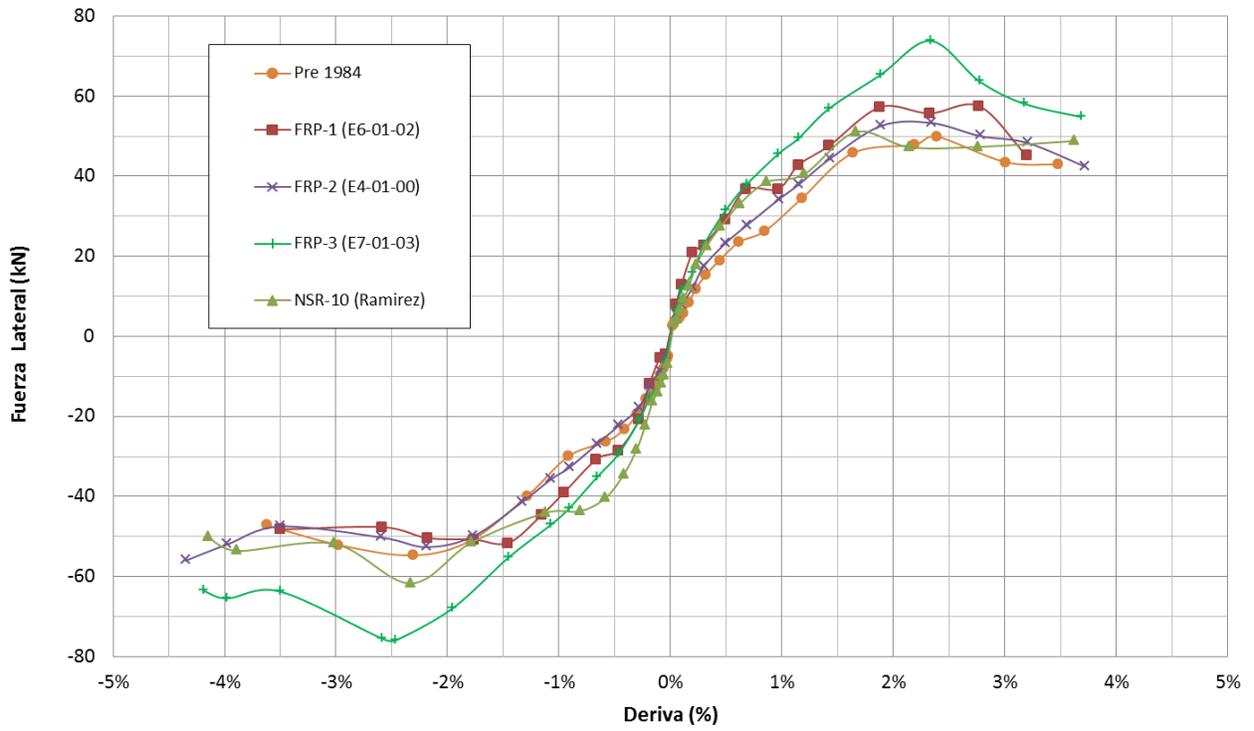


Figura 5-18 Comparación de envolventes histeréticas de especímenes PRE-1984 y NSR-10

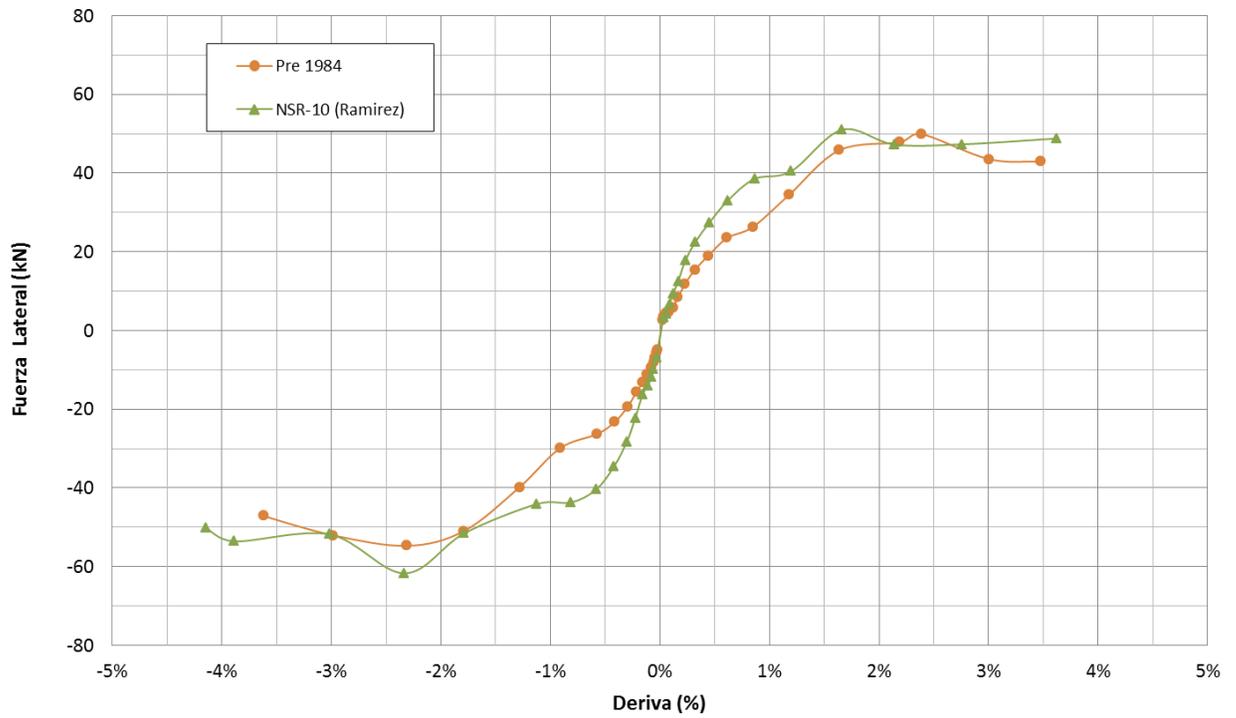


Figura 5-19 Comparación de envolventes histeréticas de especímenes PRE-1984 y FRP-3

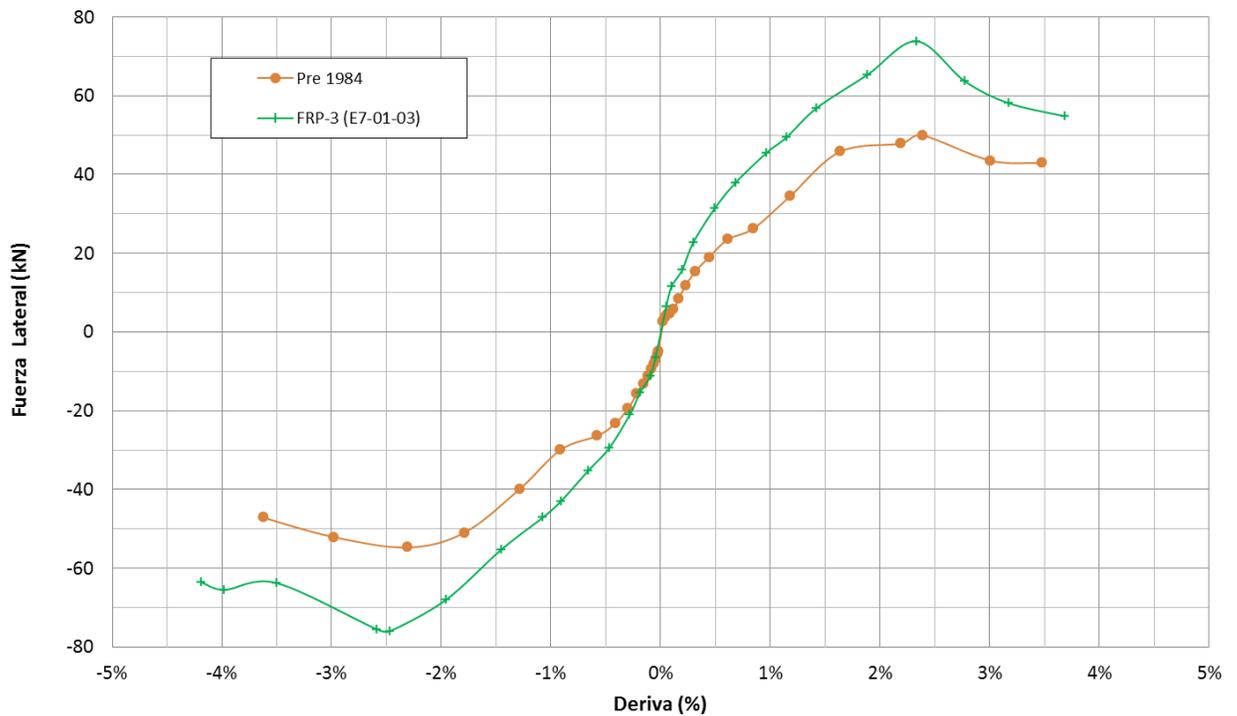


Figura 5-20 Comparación de envoltentes histeréticas de especímenes FRP-3 y NSR-10

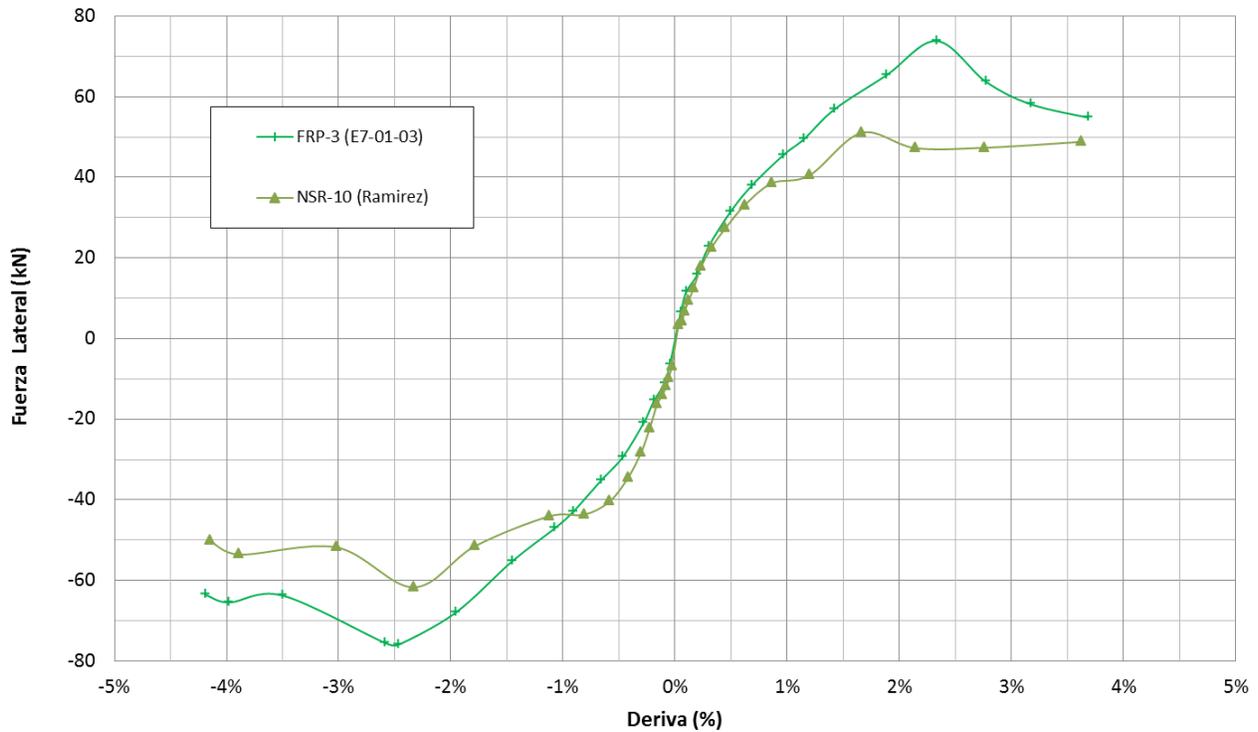


Figura 5-21 Comparación de la Respuesta Fuerza-Desplazamiento de Especímenes Pre-1984 vs NSR-10

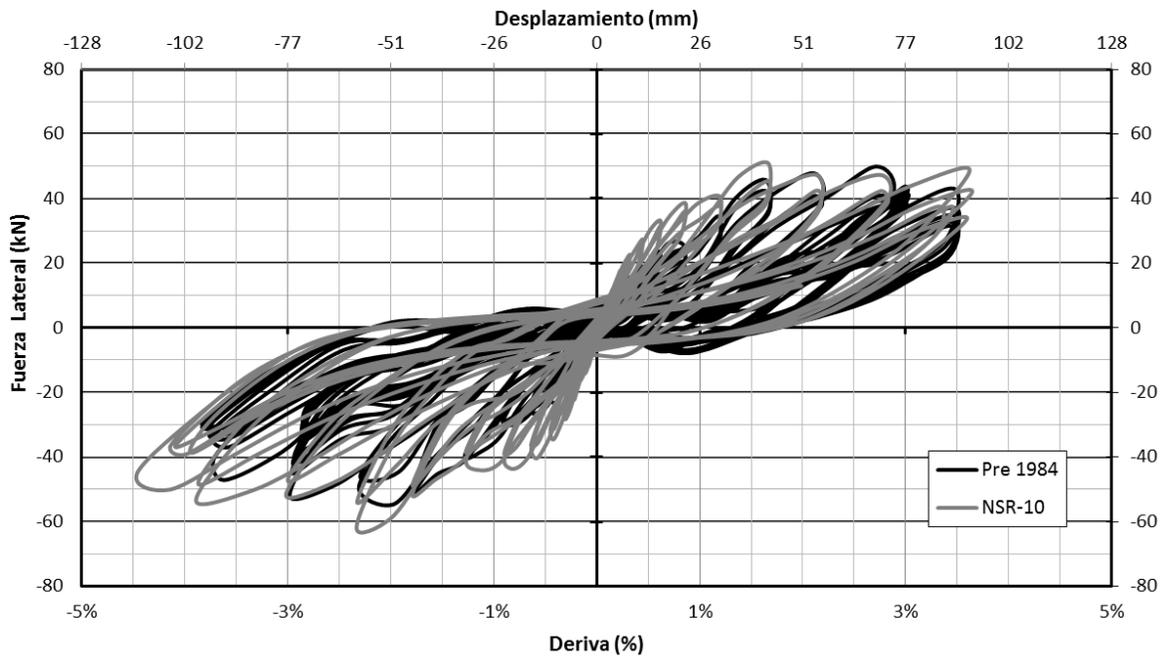


Figura 5-22 Comparación de la Respuesta Fuerza-Desplazamiento de Especímenes Pre-1984 vs FRP-1

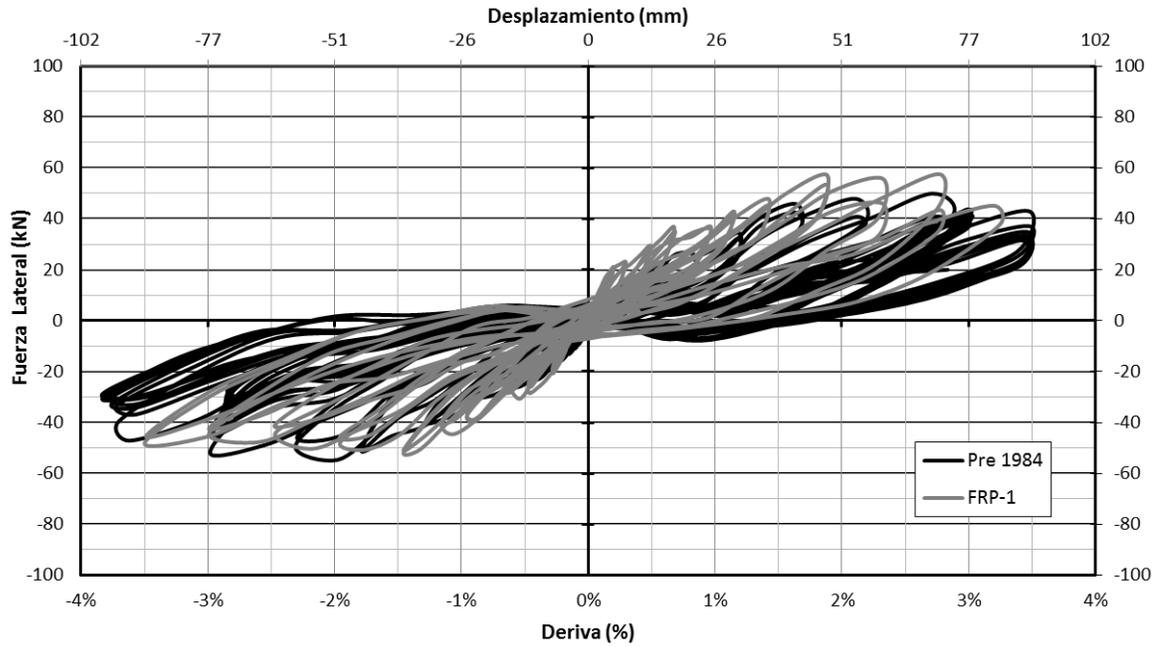


Figura 5-23 Comparación de la Respuesta Fuerza-Desplazamiento de Especímenes Pre-1984 vs FRP-2

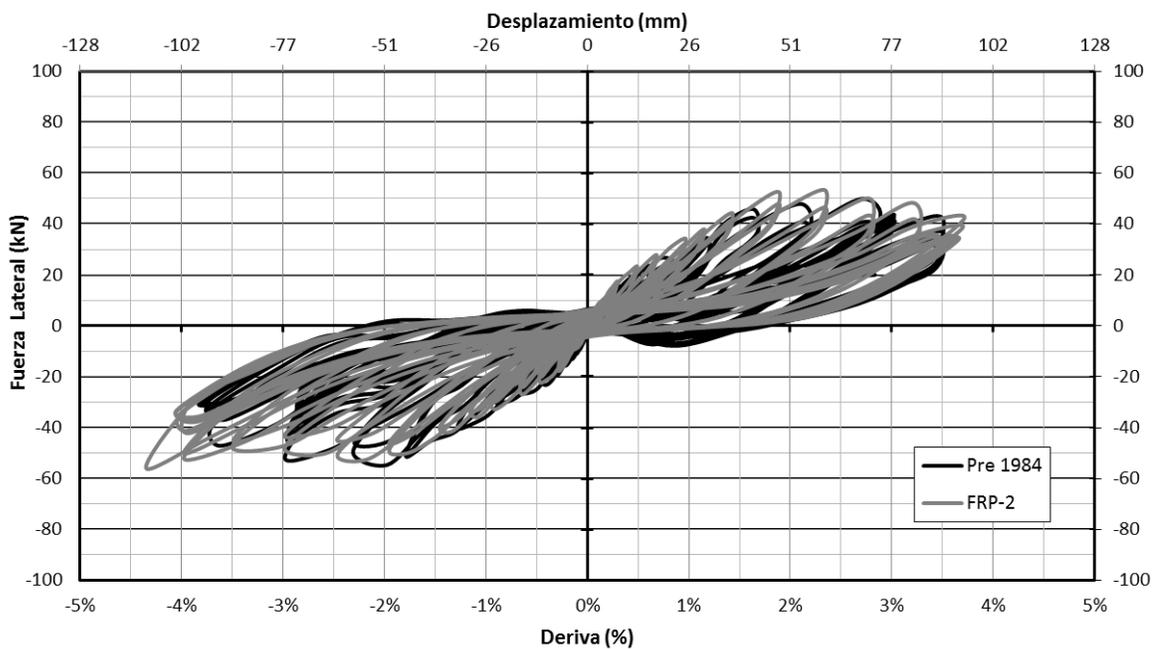


Figura 5-24 Comparación de la Respuesta Fuerza-Desplazamiento de Especímenes Pre-1984 vs FRP-3

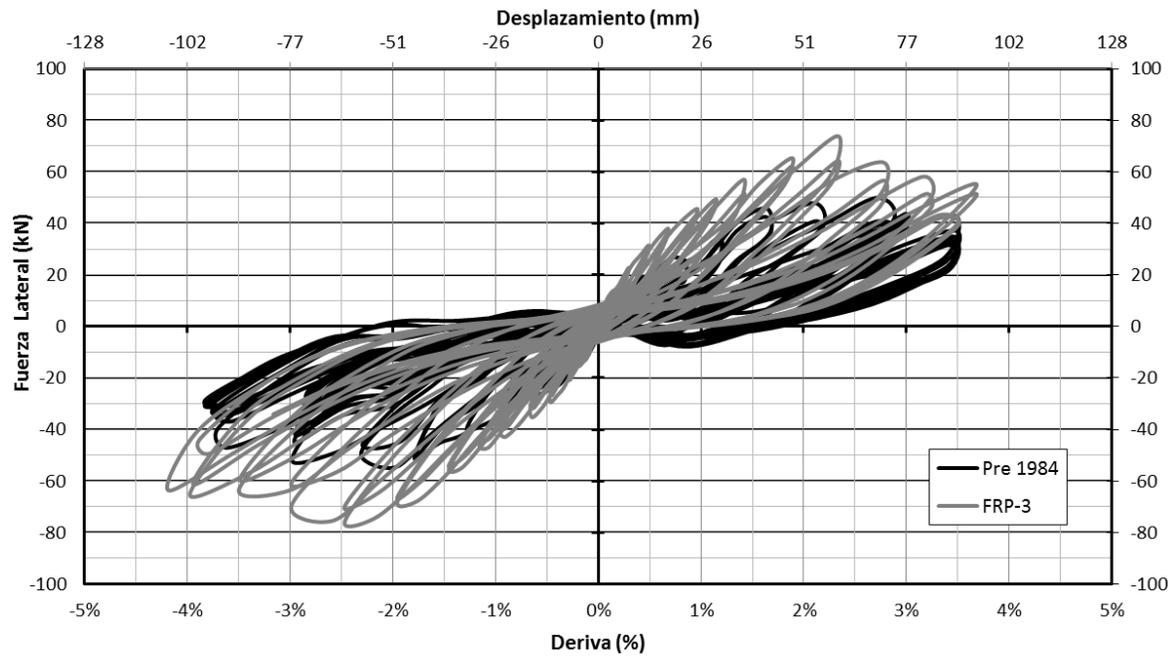
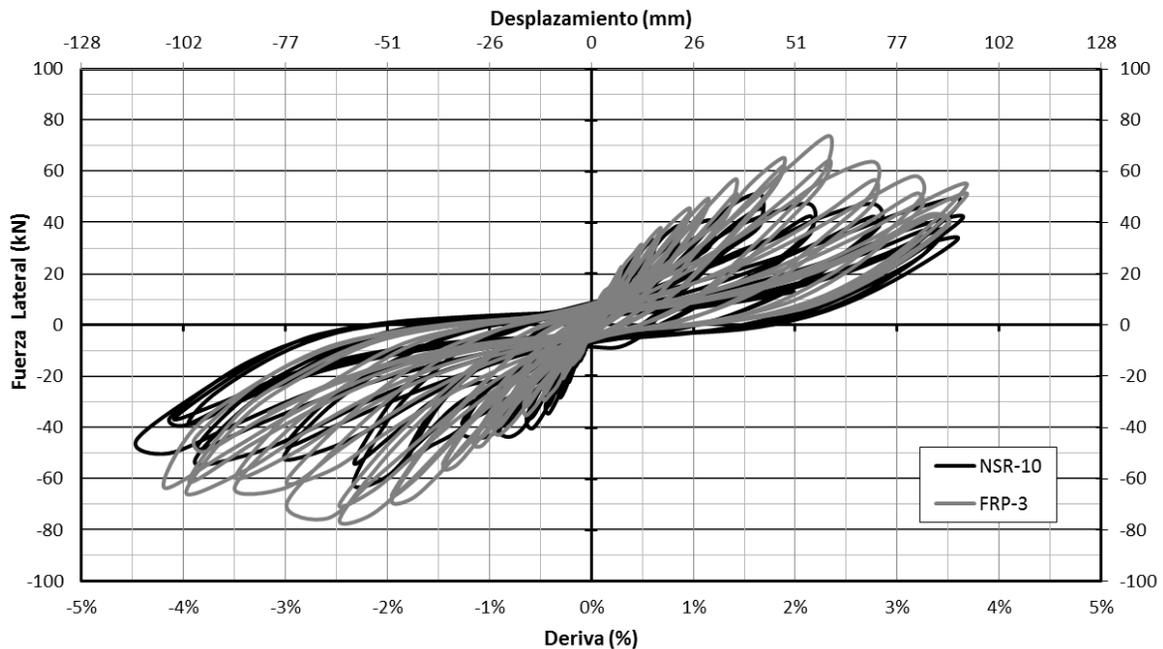


Figura 5-25 Comparación de la Respuesta Fuerza-Desplazamiento de Especímenes NSR-10 vs FRP-3



El espécimen PRE-1984 presentó una falla por cortante en el nudo, caracterizada por el fisuramiento diagonal del nudo debido al inadecuado confinamiento. Como resultado, se desarrolló un mecanismo de cuña que llevó al desprendimiento del concreto de la cara exterior de la unión, al sobrepasar una deriva del 3.0%. La carga máxima experimentada por esta unión fue de 57.5 kN (+) y de 51.6 kN (-).

EL espécimen FRP-1 (E6-01-02), el cual fue reforzado únicamente por cortante en el nudo, presentó una mayor afectación en la zona de rotulación plástica en la viga al momento de la falla, donde se observó que el concreto se aplastó totalmente. El concreto en la zona del nudo se encontró con fisuras angostas y con un nivel de daño medio. Estos resultados indican que el refuerzo planteado aumentó la resistencia a cortante del nudo y disminuyó el daño en esta zona, trasladando la mayor concentración del daño sufrido por del espécimen a la viga. Esta unión experimentó un aumento en la carga máxima en la dirección que hala (+) de un 15%, mientras que en la dirección que empuja (-) la carga se redujo en un 6%.

El espécimen FRP-2 (E4-01-00), el cual tuvo un refuerzo a cortante igual al del FRP-1, fue reforzado además para aumentar el confinamiento del concreto en vigas y columnas,

específicamente en la longitud de altas deformaciones plásticas. El espécimen experimentó un gran daño en la zona del nudo, donde el concreto quedó totalmente degradado y suelto. En comparación con el espécimen FRP-1, en el espécimen FRP-2 la viga se vio menos afectada y el refuerzo colocado en el nudo no fue el suficiente para soportar las fuerzas y deformaciones a las que se sometió la unión. Al reforzarse la viga mediante envolvimiento de la sección con CFRP, el modo de falla se trasladó de nuevo al nudo. En comparación con la unión PRE-1984, en la unión FRP-2 la carga máxima en la dirección que hala (+) aumentó en un 6% y en la dirección que empuja (-) aumentó en un 3%. Si se compara contra el espécimen FRP-1, la unión FRP-2 presentó una disminución en la dirección que hala (+) del 8%, mientras que en la dirección que empuja (-) aumentó un 9%.

Los anteriores resultados tienen una tendencia en que la carga lateral resistida por los especímenes se mantiene similar. Es decir, la carga lateral no se ve aumentada con ninguno de los esquemas planteados, lo cual mantiene cierta lógica, debido a que la resistencia a flexión (de la cual depende la fuerza lateral que resiste la unión) no aumenta con ninguno de los refuerzos colocados (Aunque el envolvimiento de la viga logra mejorar la resistencia a compresión del concreto, no influye en gran parte en la resistencia a flexión del elemento).

El espécimen FRP-3 (E7-01-03), el cual se reforzó a cortante en el nudo con el doble de capas que los anteriores 2 especímenes, y que además se reforzó por confinamiento y flexión en vigas y columnas, experimentó un modo de falla diferente al observado en todos los demás especímenes. En este caso, hacia una deriva del 2.0%, se originó una falla que se localizó en la base de la columna, justo en el punto donde se une el espécimen con el montaje metálico, caracterizada por el aplastamiento del concreto. En la inspección post-ensayo, se observó que el nudo presentó un daño leve, muy inferior al que sufrieron las demás uniones, mientras que la viga quedó prácticamente intacta. El reforzamiento por flexión que tenía esta unión resultó en un aumento de la carga lateral en un 48% (+) y 39% (-) con respecto al espécimen PRE-1984.

En la tabla 5-1 se presenta un resumen de los resultados obtenidos para cada uno de los ensayos realizados.

Tabla 5-1 Resumen de los Resultados de los Ensayos

Especímen	Dirección	Fuerza (kN)	Ductilidad $\mu=\Delta u^*/\Delta y^{**}$	Energía disipada (kNmm)	Modo de Falla
PRE-1984	Hala (+)	49.92	4.01	5075	Flexión en viga y Cortante en el nodo
	Empuja (-)	-54.72	5.41		
FRP 1 (E6-01-02)	Hala (+)	57.51	4.66	5678	Rótula plástica en viga
	Empuja (-)	-51.61	5.40		
FRP 2 (E4-01-00)	Hala (+)	53.32	5.11	6797	Cortante en el nodo
	Empuja (-)	-56.03	7.11		
FRP 3 (E7-01-03)	Hala (+)	73.83	6.10	8508	Aplastamiento en la base de la columna
	Empuja (-)	-75.96	6.80		
NSR-10 (Ramírez)	Hala (+)	51.04	6.13	7602	Fluencia en viga
	Empuja (-)	-61.71	8.59		

* Desplazamiento último corresponde al desplazamiento donde la fuerza se reduce un 20%;

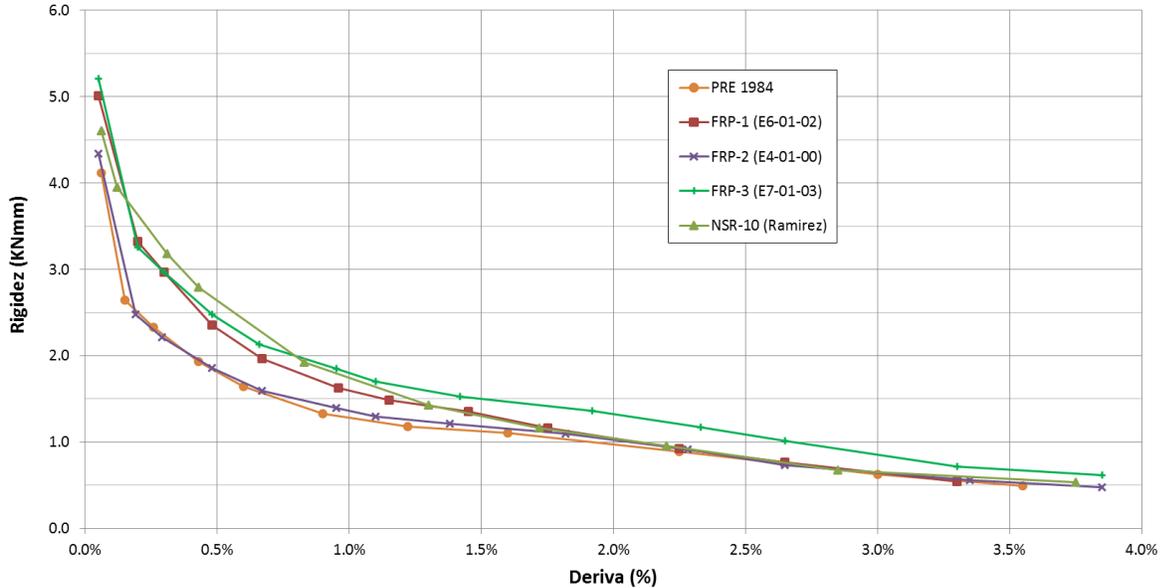
** El desplazamiento de fluencia se determinó como el desplazamiento del sistema elasto-plástico equivalente que posee la misma disipación de energía que el sistema real.

5.5.2 Rigidez y Disipación de Energía

Para evaluar el desempeño histerético de los especímenes, se procede a calcular la rigidez pico a pico (K_p) para cada uno de los niveles de deriva, así como la cantidad de energía disipada por cada unión.

La rigidez pico a pico se define como la pendiente de la línea que une los puntos máximos de fuerza en la curva fuerza-desplazamiento alcanzados en cada nivel de deriva (positivo y negativo). Con base en estos valores, se logran construir gráficas que reflejan la degradación de la rigidez de los especímenes a medida que avanza el desplazamiento lateral al que es sometido durante el ensayo. La figura 5-26 muestra la comparación de los valores de rigidez pico a pico para cada uno de los ensayos.

Figura 5-26 Comparación de la Degradación de la Rigidez Lateral pico a pico de todos los especímenes.



Nótese, que el espécimen FRP-2 posee una baja rigidez, similar a la del espécimen de control (PRE-1984). Con tan solo reforzar el nudo a cortante, el espécimen FRP-1 logra tener una menor pérdida de rigidez que el espécimen de control y que el espécimen en que adicionalmente se reforzaron vigas y columnas (FRP-2). La curva del espécimen FRP-3 muestra una mejora en la rigidez con respecto a los especímenes reforzados previamente, con valores levemente inferiores a los del NSR-10 en derivas pequeñas, pero supera este comportamiento para desplazamientos más grandes.

La figura 5-27 muestra la comparación de la degradación de rigidez entre los especímenes PRE-1984 y NSR-10. Nótese la gran diferencia de rigidez entre los dos especímenes, principalmente en derivas menores al 1.5%, lo cual puede atribuirse a la fisuración temprana que presenta el nudo en el espécimen PRE-1984.

Figura 5-27 Comparación de la Degradación de la Rigidez Lateral pico a pico de especímenes PRE-1984 vs NSR-10

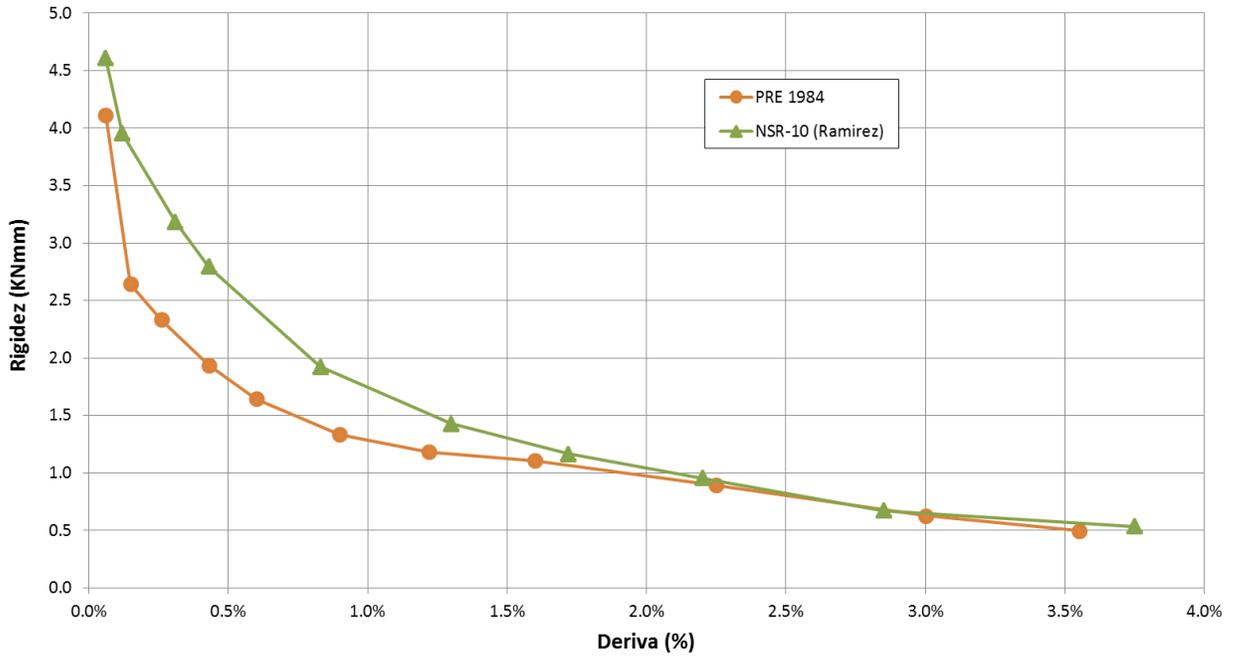
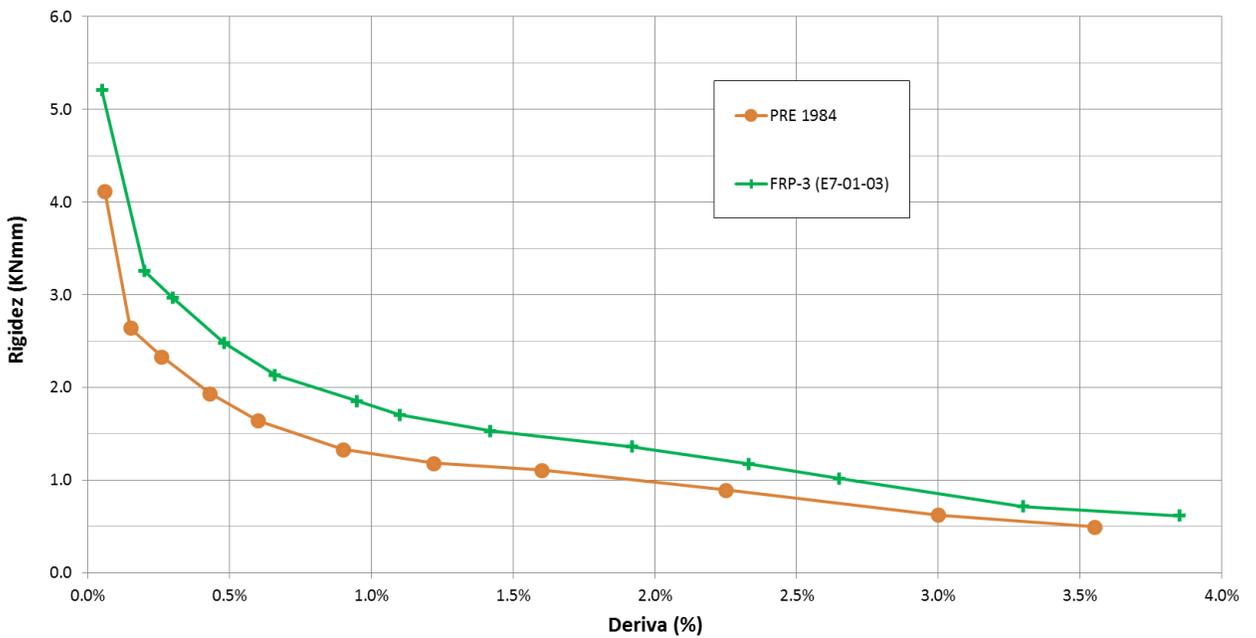


Figura 5-28 Comparación de la Degradación de la Rigidez Lateral pico a pico de especímenes PRE-1984 vs FRP-3.



La figura 5-28 muestra cómo se mejoró la rigidez del espécimen con la implementación de la última alternativa de reforzamiento.

En cuanto a la disipación de energía, calculada como el área bajo la curva de la curva de histéresis, el espécimen FRP-3 fue el que obtuvo una mayor disipación de energía, 55% mayor a la del espécimen PRE-1984. El espécimen NSR-10 arrojó un aumento del 38% con respecto al espécimen PRE-1984. El confinamiento de vigas y columnas con CFRP mejoró la disipación de energía de la unión, dado que el espécimen FRP-2 obtuvo un aumento del 28% con respecto al espécimen PRE-1984 y del 20% con respecto al espécimen FRP-1.

5.5.3 Ductilidad

La ductilidad de los especímenes fue evaluada con base en la relación fuerza-desplazamiento de la curva de histéresis. El desplazamiento de fluencia se calcula mediante un diagrama elasto-plástico equivalente que posea la misma disipación de energía que el sistema real histerético. A su vez, el desplazamiento último se evaluó como el desplazamiento para el cual la fuerza lateral aplicada al espécimen se reduce en un 20% con respecto al máximo valor que logró soportar durante el ensayo.

La tabla 5-1 muestra los valores obtenidos de ductilidad para cada uno de los especímenes ensayados. El espécimen PRE-1984 presentó los valores más bajos de ductilidad, con un promedio de 4.71. El espécimen NSR-10 logró alcanzar un valor de ductilidad de 8.59 para la dirección en que empuja el actuador (-), y de 6.13 en la dirección en que hala (+), para un promedio de 7.36. Resulta relevante el valor de ductilidad obtenido para el espécimen FRP-3, que en promedio fue de 6.45, 14% menos que el espécimen NSR-10.

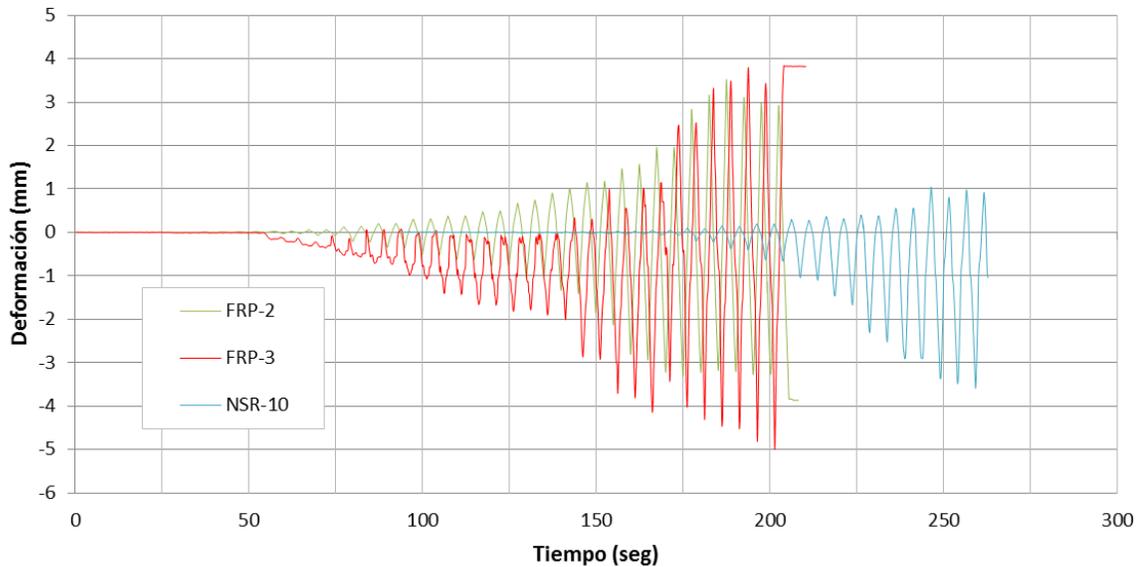
5.5.4 Deformación del Nudo

La deformación que sufre la zona del nudo es un parámetro de gran importancia para definir el comportamiento de los especímenes ante la carga lateral aplicada en el ensayo.

Las Figuras 5-29 y 5-30 permiten comparar las deformaciones del nudo para cada uno de los especímenes ensayados. Debido a inconvenientes en el montaje de los medidores LDVT'S, únicamente es posible comparar los especímenes FRP-2, FRP-3, NSR-10.

Nótese que el reforzamiento implementado en los especímenes FRP-1 y FRP-2 no logra reducir la deformación en el nudo a los niveles del espécimen NSR-10. A su vez, si se compara con el espécimen PRE-1984, la deformación del nudo de los especímenes reforzados se reduce un poco

Figura 5-29 Comparación de la deformación del nudo de los especímenes FRP-2, FRP-3 y NSR-10



5.5.5 Deformaciones unitarias de los Tejidos de CFRP

La medición de la deformación unitaria en los tejidos de CFRP se realizó mediante la colocación de galgas extensiométricas, dispuestas en diferentes puntos del reforzamiento. Las figuras 5-31 a 5-39 muestran los valores de deformación obtenidos para cada uno de los ensayos. Nótese que las galgas localizadas en el centro de la fibra captaron los mayores valores de deformación unitaria (galgas Ge-1), afirmando que las fibras colocadas en la zona del nudo son las que más trabajan. Las fibras con menor deformación unitaria corresponden a las colocadas en la columna, por lo que su eficiencia no es muy alta con respecto al aporte en la mejora del desempeño de la unión.

Figura 5-30 Deformación de la Galga Externa 1 – Especímen FRP-1

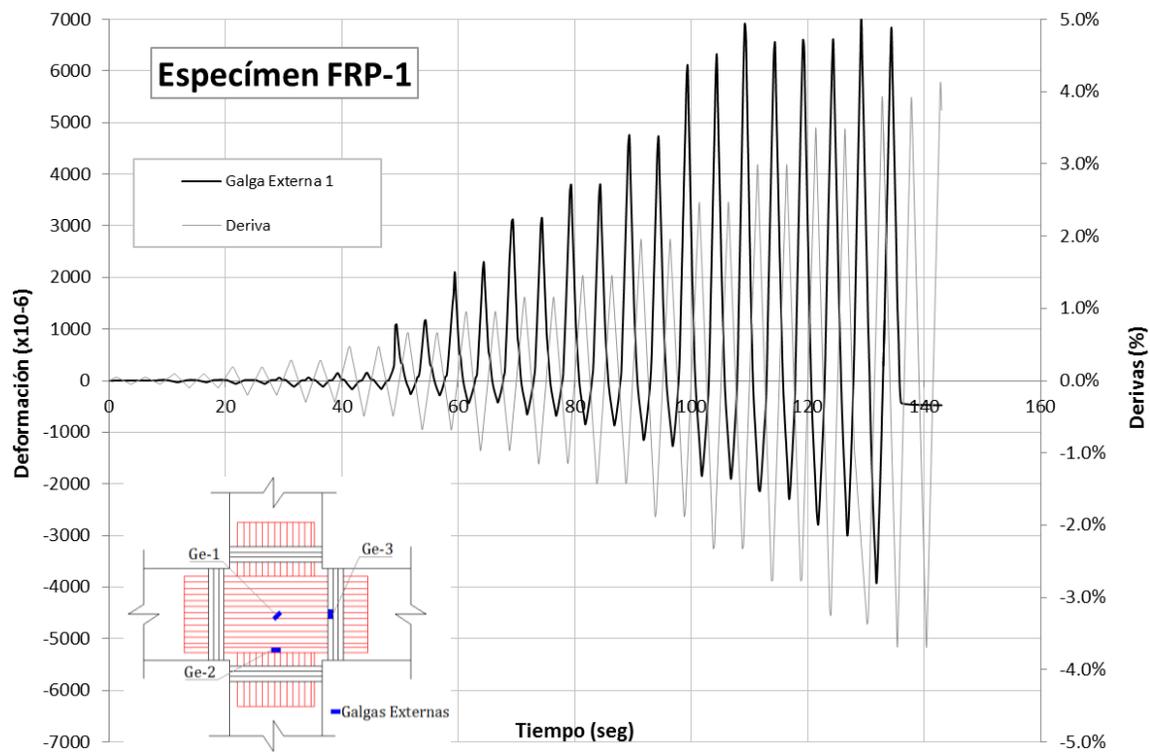


Figura 5-31 Deformación de la Galga Externa 2 – Especímen FRP-1

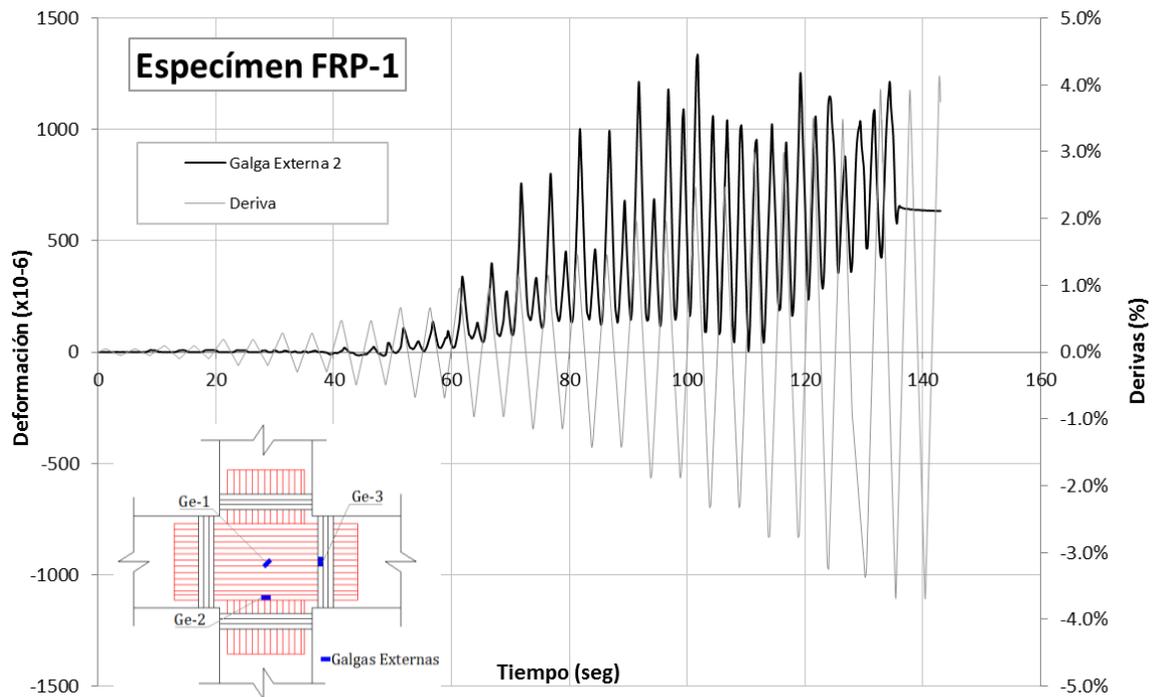


Figura 5-32 Deformación de la Galga Externa 3 – Especímen FRP-1

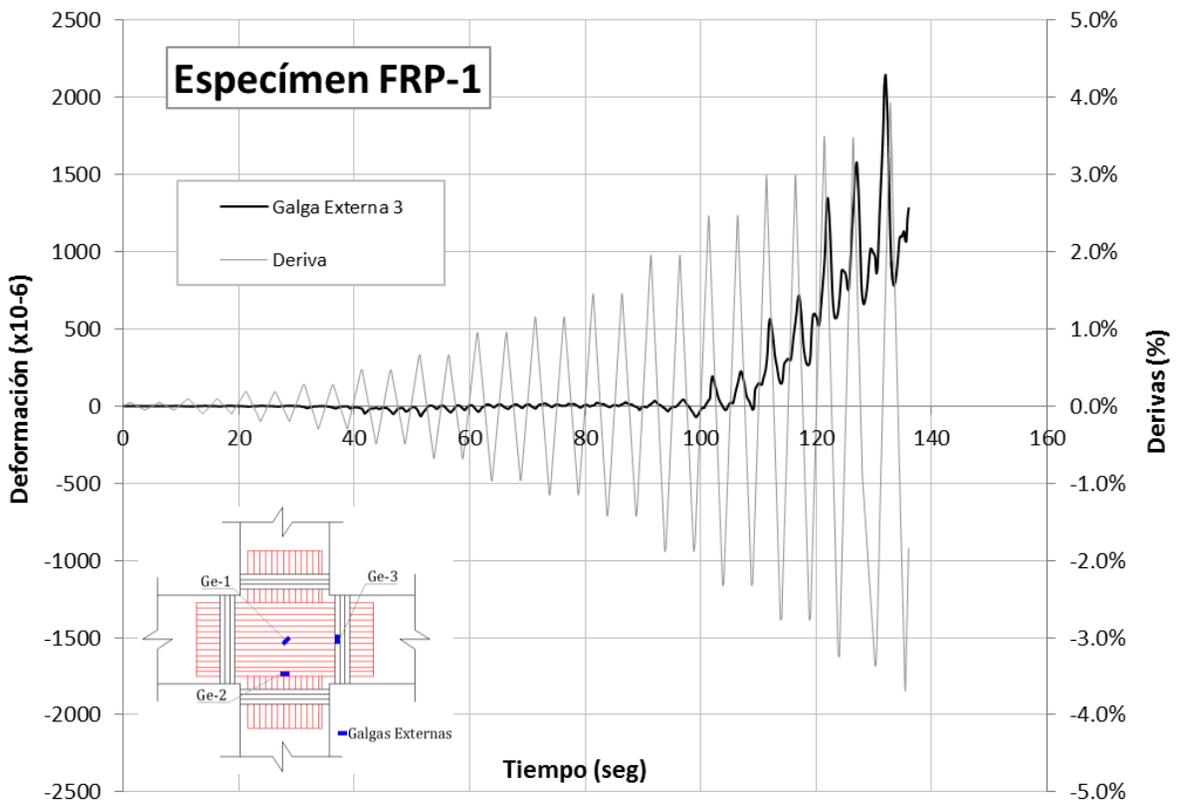


Figura 5-33 Deformación de la Galga Externa 1 – Especímen FRP-2

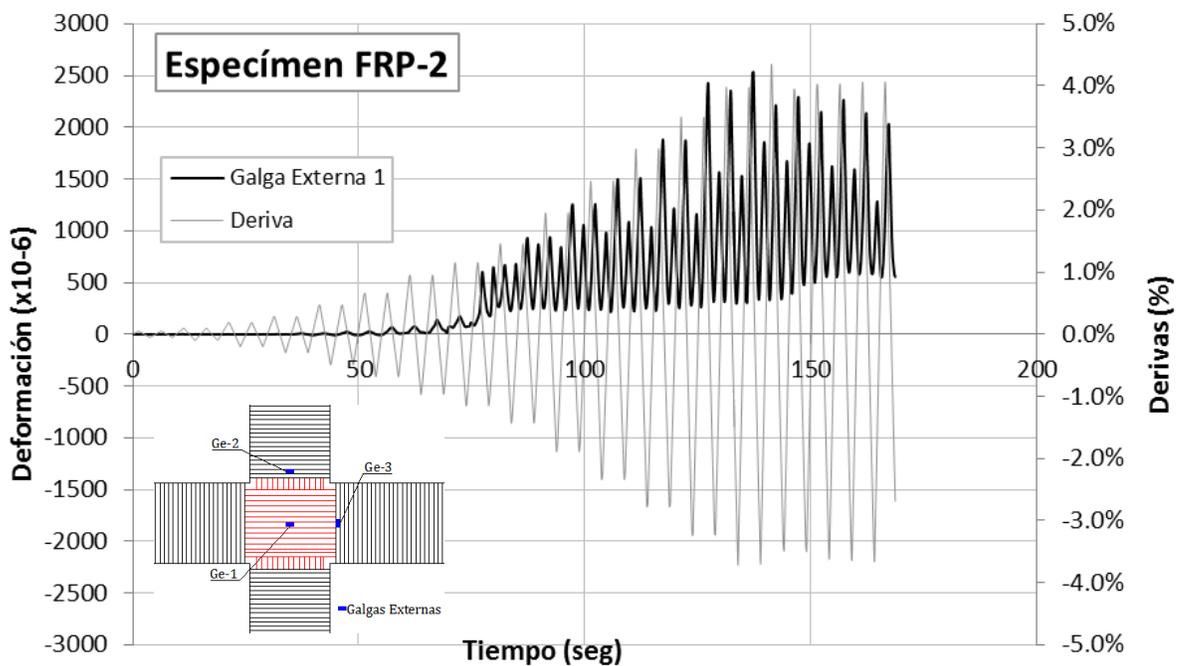


Figura 5-34 Deformación de la Galga Externa 2 – Especímen FRP-2

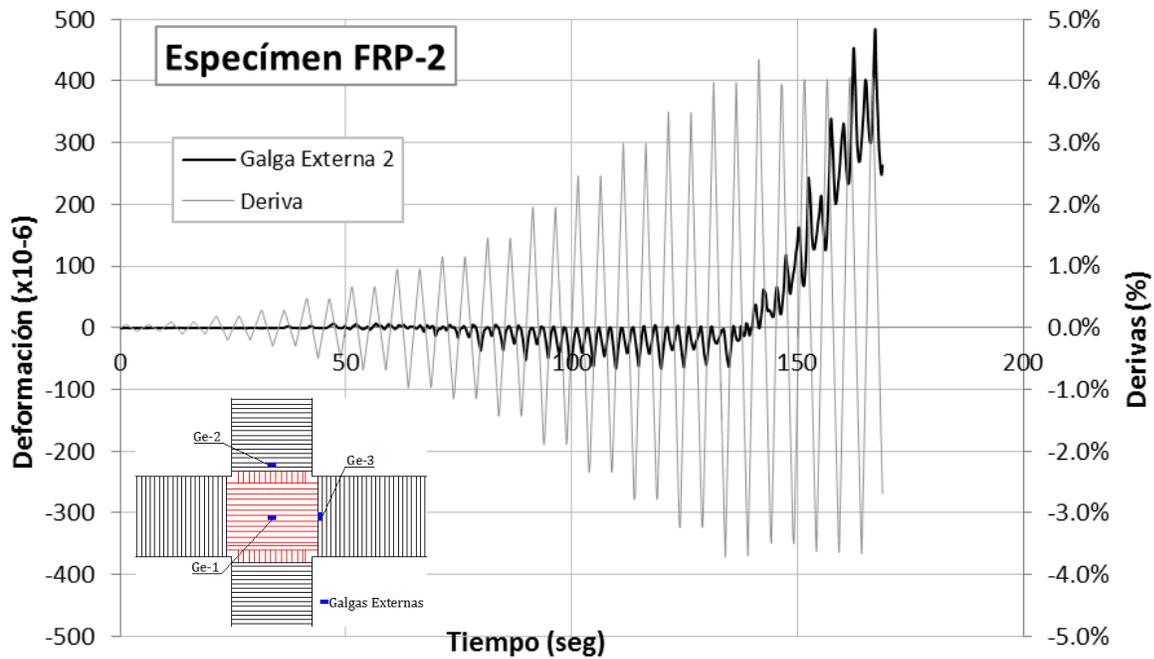


Figura 5-35 Deformación de la Galga Externa 3 – Especímen FRP-2

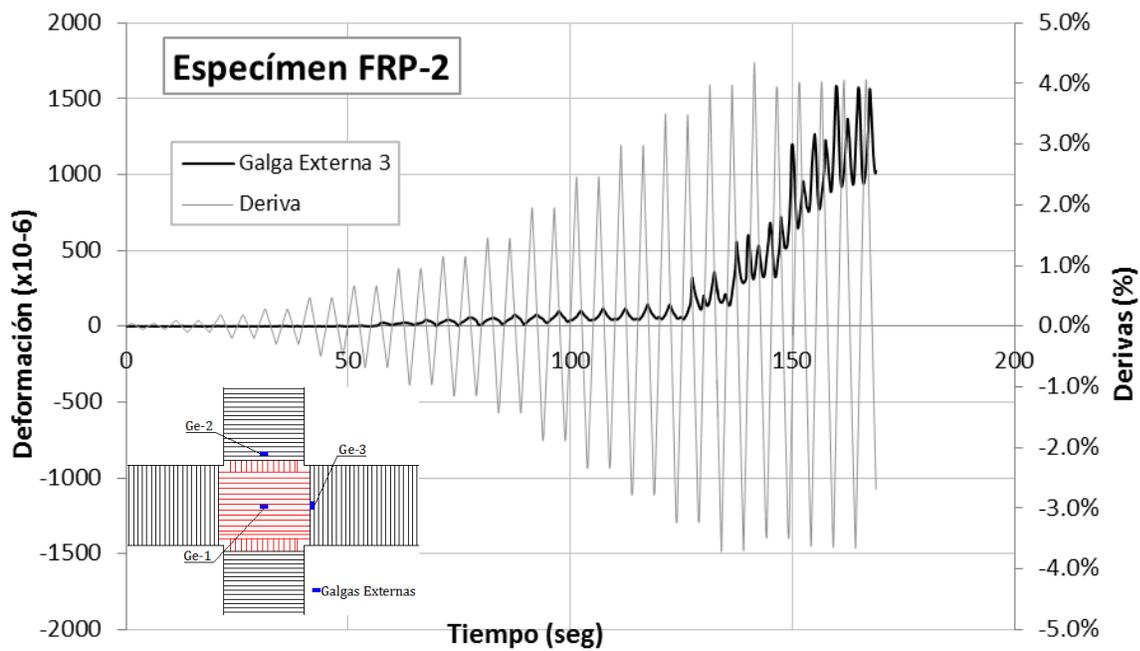


Figura 5-36 Deformación de la Galga Externa 1 – Especímen FRP-3

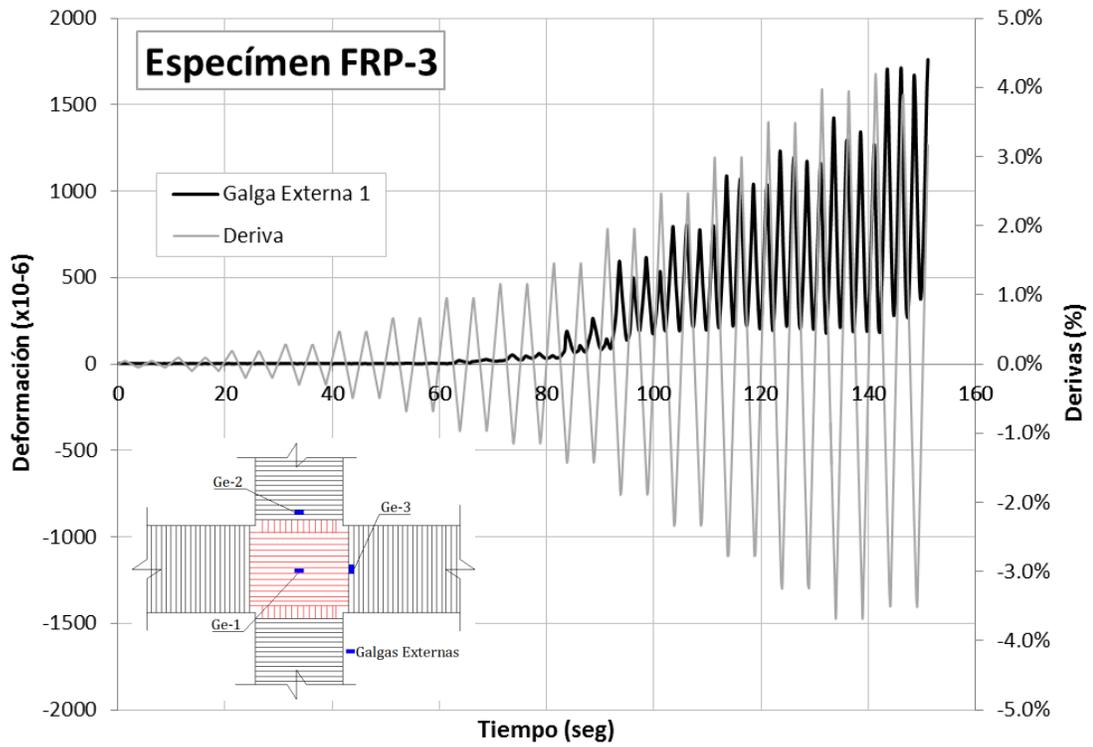


Figura 5-37 Deformación de la Galga Externa 2 – Especímen FRP-3

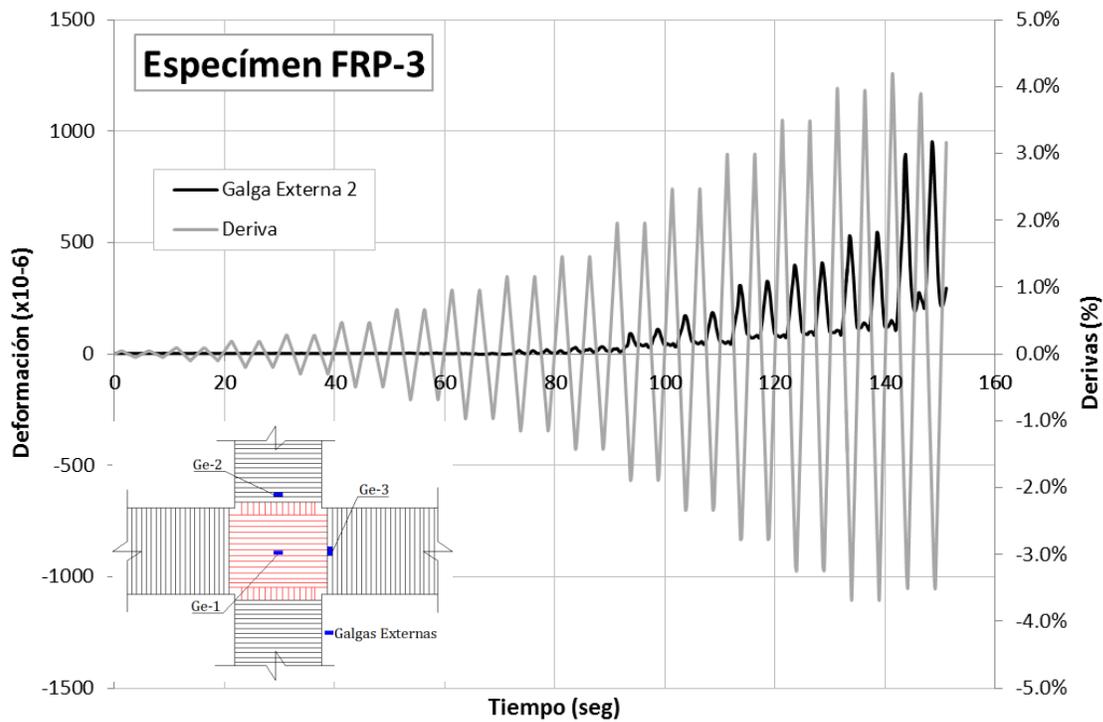
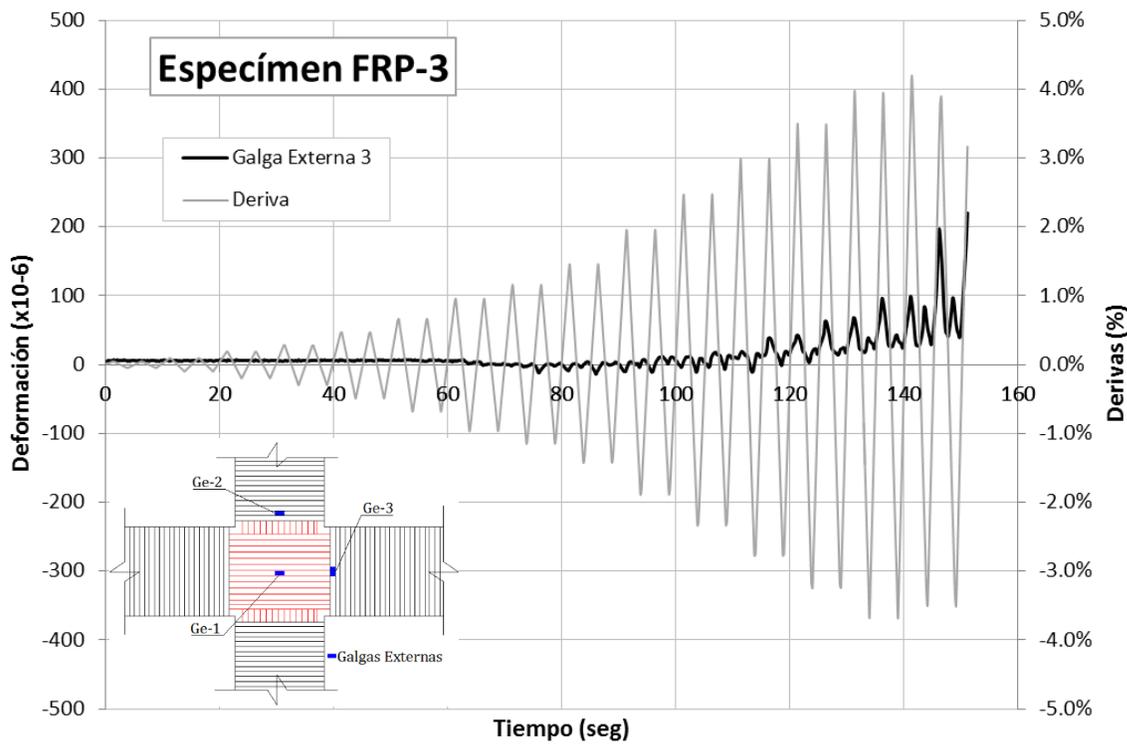


Figura 5-38 Deformación de la Galga Externa 3 – Especímen FRP-3



5.6 Verificación de la Metodología de Diseño del Reforzamiento

En el capítulo 3 se planteó la metodología y procedimiento de diseño del reforzamiento de las uniones viga-columna, tanto para cortante en el nudo, confinamiento y flexión. A su vez, se plasmó un método para determinar la resistencia a cortante de las uniones que carecen de estribos dentro de la zona del nudo.

En la tabla 5-2 se comparan los resultados experimentales con los resultados analíticos, con el fin de verificar las metodologías utilizadas. Para el cálculo de los momentos máximos teóricos, no se utilizó un factor de reducción de resistencia y además se tomó en cuenta la sobre-resistencia del acero de refuerzo utilizando un factor de 1.25. La metodología utilizada para el cálculo del reforzamiento del espécimen FRP-3 muestra resultados muy similares a los obtenidos experimentalmente.

Tabla 5-2 **Comparación de predicciones teóricas con los resultados experimentales.**

Especímen	Dirección	Resultados teóricos*	Resultados experimentales	Diferencia %
		Mmax (kN*m)	Mmax (kN*m)	
PRE-1984	Hala (+)	60.1	56.2	-7%
	Empuja (-)		-61.6	2%
FRP 1 (E6-01-02)	Hala (+)	60.1	64.7	8%
	Empuja (-)		-58.1	-3%
FRP 2 (E4-01-00)	Hala (+)	60.1	60.0	0%
	Empuja (-)		-63.0	5%
FRP 3 (E7-01-03)	Hala (+)	85.1	83.1	-2%
	Empuja (-)		-85.5	0%
NSR-10 (Ramírez)	Hala (+)	60.1	57.4	-4%
	Empuja (-)		-69.4	16%

* Sin factor de reducción de resistencia y $f_y=1.25f_y$

6. Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

6.1.1 Resistencia

- La carga lateral máxima soportada por los especímenes PRE-1984, FRP-1, FRP-2 y NSR-10 fue similar, debido a que la resistencia a flexión de todos estos especímenes era la misma (el acero de refuerzo era el mismo).
- El espécimen FRP-3 experimentó una carga lateral máxima de 73.8 kN (+) y 75.9 kN (-), alcanzando así un aumento del 46% (+) y 40% (-) con respecto al espécimen PRE-1984.

6.1.2 Modo de Falla

- El espécimen PRE-1984 presentó un modo de falla en el que se desarrolló un gran daño en la zona del nudo debido a los esfuerzos de cortante que allí se generan.
- El espécimen FRP-1 (reforzado solo a cortante en el nudo) presentó un gran daño en la viga, en la zona de rotulación plástica. La zona del nudo, a pesar de presentar daño, se afectó en menor grado que en el espécimen PRE-1984.
- El espécimen FRP-2 (en el cual fueron envueltas las vigas y columnas con CFRP, además de poseer el mismo refuerzo por cortante que el espécimen FRP-1) presentó un gran daño focalizado en la zona del nudo. El daño de la viga disminuyó con respecto al observado en el espécimen FRP-1. Es relevante resaltar que reforzar vigas y columnas sin realizar ningún reforzamiento en el nudo puede resultar perjudicial para el desempeño sísmico de la estructura, ya que puede generarse una falla local en dicho punto.
- El espécimen FRP-3 (reforzado a cortante con el doble de capas que se colocaron en los especímenes FRP-1 y FRP-2, con viga y columna envueltas con

CFRP y adicionalmente reforzada a flexión) presentó una falla en la base de la columna, justo en la unión del espécimen con el montaje metálico. La inspección pos-ensayo mostró un daño leve en la zona del nudo, demostrando que el refuerzo a cortante colocado fue suficiente para soportar los esfuerzos inducidos durante el ensayo. La viga no demostró presentar mayor afectación.

6.1.3 Rigidez

- Se evidencia la gran influencia que tiene el grado de daño focalizado en la zona del nudo sobre la rigidez general de los especímenes. Las grandes diferencias de rigidez se centran en la rapidez con la que se comienza a fisurar el nudo (en derivas del orden del 0.7%), siendo la unión PRE-1984 la que presenta una mayor degradación de rigidez.
- Con el reforzamiento planteado en el espécimen FRP-3, se logró mejorar la rigidez de la unión, que para valores de deriva menores al 0.7%, fue inferior al del NSR-10, pero para derivas mayores logró superar la rigidez de dicho espécimen.
- La comparación entre los especímenes PRE-1984 y NSR-10 demuestra la importancia que tienen los estribos colocados en la zona del nudo en la degradación de rigidez de las uniones viga-columna sometidas a cargas cíclicas, donde el espécimen NSR-10 alcanza valores de rigidez 40% mayores a los del espécimen PRE-1984 a una deriva del 0.7%.
- El espécimen FRP-1, reforzado únicamente a cortante en la zona del nudo, logra tener una menor pérdida de rigidez que el espécimen control (PRE-1984).
- El reforzamiento planteado para el espécimen FRP-2 arrojó resultados adversos en cuanto a la rigidez del espécimen, obteniendo valores similares a los del espécimen de control (PRE-1984), lo cual se atribuye a que al ser reforzadas las vigas, el daño se trasladó al nudo, ocasionando una falla más concentrada en esta zona que acarrea una disminución en la rigidez general.

6.1.4 Ductilidad

- El espécimen PRE-1984 presentó los valores más bajos de ductilidad, con promedio de 4.71.

- El espécimen NSR-10 logró alcanzar un valor de ductilidad de 8.59 para la dirección en que empuja el actuador (-), y de 6.13 en la dirección en que hala (+), para un promedio de 7.36.
- Los especímenes FRP-1 y FRP-2 mostraron valores de ductilidad muy similares entre sí, con promedios de 6.13 y 6.11 respectivamente.
- El valor de ductilidad obtenido para el espécimen FRP-3 fue en promedio de 6.45, 14% menos que el espécimen NSR-10, logrando un aumento del 37% con respecto al espécimen PRE-1984.

6.1.5 Disipación de Energía

- La capacidad de disipación de energía del espécimen FRP-1 aumentó un 12% con respecto al espécimen PRE-1984.
- El espécimen FRP-2 logró un aumento del 28% con respecto al espécimen PRE-1984 y del 20% con respecto al espécimen FRP-1, demostrando que el confinamiento en vigas y columnas mediante CFRP mejora la capacidad de disipación de energía.
- El espécimen NSR-10 obtuvo una capacidad de disipación de energía 38% mayor a la del espécimen PRE-1984.
- El espécimen FRP-3 obtuvo el mayor valor de disipación de energía, 55% mayor al del espécimen PRE-1984.

6.2 Recomendaciones

- Se recomienda investigar la influencia de la carga axial en el comportamiento de las uniones viga-columna, dado que la presente investigación utilizó una carga axial constante, correspondiente a un último piso.
- Se recomienda investigar la influencia de la placa de entrepiso en el comportamiento de las uniones viga-columna sometidas a cargas cíclicas, y evaluar los métodos de reforzamiento teniendo en cuenta las dificultades constructivas por la presencia de la losa.
- Se recomienda investigar el comportamiento de uniones viga-columna de esquina, las cuales presentan mayores inconvenientes ante cargas sísmicas.

- Se recomienda investigar uniones viga-columna con características de columna débil/viga fuerte, con el fin de determinar métodos alternativos de reforzamiento de este tipo de uniones utilizando CFRP.
- Se recomienda implementar un método para medir la rotación de las vigas y columnas, ya que los LVDT's colocados no permitieron adquirir la información suficiente para determinar con exactitud la rotación.

A. Anexo: Cálculo del Reforzamiento a Cortante de Especímenes FRP-1 y FRP-2

Cálculo del Cortante en Nudos de Concreto

1. Datos de Entrada:

Área de Acero Superior en la viga (As -)=	5.16	cm2 =	516	mm2
Área de Acero Inferior en la Viga (AS+)=	3.87	cm2 =	387	mm2
Área de Acero de la columna =	13.29	cm2 =	1329	mm2
Altura de la Viga (hv) =	0.3	m =	300	mm
Ancho de la Viga (bv) =	0.3	m =	300	mm
Ancho de la columna (bc) =	0.3	m =	300	mm
Alto de la columna (hc) =	0.3	m =	300	mm
Resistencia del concreto (f'c) =	23.9	Mpa		
Resistencia del Acero (fy) =	420	Mpa		
Carga axial en la columna (N) =	66	kN		
Factor de Sobrerresistencia del Acero (α) =	1.25	[-]		
Luz Libre de la Viga (ln) =	2.00	m		
Longitud libre de la columna (lc) =	2.55	m		
Diámetro mayor de barras long. De vigas (db) =	1/2	Pulg =	12.7	mm
Altura útil de la Viga (d) =	0.244	m =	244	mm

2. Cálculo de Momentos Probables

Se calculan los Momentos probables de las vigas de la derecha y de la izquierda cuando el sismo actúa en una dirección (se supone en X positivo), x lo cual en el cálculo del momento de la viga derecha el acero a tensión es el superior, mientras q en la viga izq el acero a tensión es el inferior.

Dimensiones Montaje	
h1 =	1.125 m
h2 =	1.125 m

Momento Probable Viga Derecha:

a =	44.4	mm		
Mpr Vder =	60078859	N*mm =	60.08	kN*m

Fuerza Lateral en Actuador	
53.40	kN

Momento Probable Viga Izquierda:

a =	33.3	m		
Mpr Vder =	46188033	N*mm =	46.19	kN*m

Fuerza Lateral en Actuador	
41.06	kN

3. Cálculo de Cortantes en Vigas debidos a los Momentos probables

El cortante de diseño sísmico se calcula en base a los momentos probables en las vigas. Para esto, se deben analizar los 2 momentos en cada uno de los extremos de las vigas, tanto la viga izquierda como la viga derecha.

Para el espécimen a ensayar, se supone un acero constante tanto arriba como abajo que se extiende en toda la longitud de la viga, la cual se cortó para ser ensayada.

Cortante en la Viga Izquierda

$$V_b \text{ izq} = 53.13 \text{ kN}$$

Cortante en la Viga Derecha

$$V_b \text{ Der} = 53.13 \text{ kN}$$

4. Cortante en la Columna

El cortante en la columna puede calcularse con una buena aproximación, teniendo en cuenta los momentos y cortantes que llegan al nudo debido a los momentos probables de las vigas.

$$v_{col} = 53.40 \text{ kN}$$

5. Cortante en el Nudo

Fuerza de Tensión por Mpr der:

$$d-a/2 = 221.78 \text{ mm}$$

$$T_s \text{ der} = 270900 \text{ N} = 270.9 \text{ kN}$$

Fuerza de Tensión por Mpr izq:

$$d-a/2 = 227.33 \text{ mm}$$

$$T_s \text{ izq} = 203175 \text{ N} = 203.2 \text{ kN}$$

Cortante en el Nudo

$V_j = 420.7 \text{ kN}$

7.9 Veces el Cortante de diseño sísmico en viga

7.9 Veces el Cortante de diseño sísmico en columna

6. Esfuerzo en el Nudo

Área del Nudo

$$A_j = 0.09 \text{ m}^2 = 90000 \text{ mm}^2$$

Esfuerzo a Cortante en el Nudo:

$$v_j = 4.67 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Raiz}(f'c) = 4.89 \text{ N/mm}^2$$

$$v_j = 0.96 \cdot \sqrt{f'c}$$

Ok

NSR-10 limita este valor a 1.2 Raiz($f'c$) para nudos confinados por 3 caras o 2 caras opuestas

7. Esfuerzo de Adherencia

$$u = 11.11 \text{ N/mm}^2$$

$$u/\text{raiz}f'c = 2.27$$

Ok

(NSR-10 limita a 13.125 Mpa)

Otra manera de ver este límite cumplir es así:

$$h_c = 23.6 \text{ veces el diámetro de la barra (db)}$$

Según NSR-10, $h_c > 20db$

8. Resistencia a Cortante del Nudo (según ACI352-02)

$$\gamma = 15 \quad [-] \quad V_n = 0.083\gamma\sqrt{f'_c}b_jh_c \text{ (MPa)} \quad 0.083\gamma = 1.25$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{(Para nudos bien detallados)}$$

$$\phi V_n = 465618 \quad \text{N}$$

$$\phi V_n = 465.62 \quad \text{kN} \quad \text{vs} \quad V_j = 420.7 \quad \text{kN}$$

$$\phi V_n / V_j = 1.11$$

Nota: La idea del ensayo es comparar estos valores recomendados vs los experimentales

9. Metodología para diseño del reforzamiento con FRP**9.1 Resistencia a cortante del nudo (para que se genere la primera fisura):**

Se Utiliza la Ecuación de Wael Kasem para determinar la resistencia de la unión sin refuerzo

$f_y \text{ ref} = 420$	Mpa	$v_{jh} = (0.26[\psi k \cos(\phi)]$		
$f'_c = 23.9$	Mpa			
$p_b = 0.010$		$+0.44 \left[\omega_h + 1.39\omega_b \left(\frac{b_b}{b_j} \right) \tan(\phi) \right]$		
$p_c = 0.015$		$+0.07 \left[\omega_v \left(\frac{b_c}{b_j} \right) \cot(\phi) \right] \right) f'_c$	[MPa] (24b1)	
$p_{jh} = 0$				
$\omega_b = 0.1763$				
$\omega_h = 0$		$k = \left(0.25 + \frac{0.85N_c}{A_c f'_c} \right)$		
$k = 0.28$				$v_{jh}/f'_c = 0.15$
$\omega_v = 0.2595$		$\psi = \alpha \left(1 - \frac{f'_c}{250} \right)$	(f'_c in MPa)	$k = 0.75$
$b_c = 300$	mm			
$b_j = 300$	mm	$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{H_b}{H_c} \right)$		
$\phi = 45$				
$\psi = 0.5426$		where $\omega_h = \rho_{jh} f_{yh} / f'_c$, $\omega_b = \rho_b f_{yb} / f'_c$		
$\alpha = 0.6$		$\omega_v = \rho_c f_{yv} / f'_c$. Taking out the common fact		
$bb = 300$	mm	the reinforcement ratio ρ , where $\rho_{jh} = A_{jh} / (H_c b_j)$		
$v_{jh} = 3.67$	Mpa	$\rho_b = A_b / (H_b b_b)$ and $\rho_c = A_{jv} / (H_c b_c)$		
$V_j = 330$	Kn			

9.2 Comparo la resistencia a cortante sin FRP vs el cortante actuante**Esfuerzo Cortante Resistente solo por el concreto**

$$v_{jh} = 3.67 \quad \text{Mpa}$$

Esfuerzo Cortante Actunte, por fluencia de los elementos adyacentes

$$v_j = 4.67 \quad \text{Mpa}$$

$$v_j / v_{jh} = 1.3 \quad \text{No Cumple, Requiere refuerzo con FRP}$$

9.3 Fuerza que aporta el FRP

Tipo de Tejido de SIKAWRAP a utilizar =	300C	
Espesor de las fibras (tf) =	0.17	mm
Módulo de Elasticidad de las fibras (Ef) =	234,421	Mpa
Fibras en Dirección 1		
ancho de la fibra =	250	mm
Ángulo =	0	°
No. De Capas (nl) =	2	
ancho de diseño (bf) =	250	mm
Fibras en Dirección 2		
ancho de la fibra =	250	mm
Ángulo =	90	°
No. De Capas (nl) =	2	
ancho de diseño (bf) =	250	mm

9.3.1 Ángulo de orientación de las fisuras

$$\theta = 45^\circ$$

9.3.2 Cálculo del Area de FRP en cada dirección

9.4.2.1 Fibras en Dirección 1

$$Af1 = 85.00 \text{ mm}^2$$

9.4.2.1 Fibras en Dirección 2

$$Af2 = 85.00 \text{ mm}^2$$

9.3.3 Área Equivalente de FRP en cada dirección

9.4.3.1 Fibras en Dirección 1

$$Afe1 = 60.10 \text{ mm}^2$$

9.4.3.2 Fibras en Dirección 2

$$Afe2 = 60.10 \text{ mm}^2$$

9.4.3.3 Área Efectiva Total

$$Afe \text{ tot} = 120.21 \text{ mm}^2$$

9.3.4 Deformación Efectiva del FRP

$$\epsilon_{f,e} = 0.00400 \text{ [-]}$$

9.3.5 La contribución del FRP al Esfuerzo principal de tensión es:

$$P_{t,f} = 0.89 \text{ Mpa}$$

9.3.6 La resistencia a Cortante proporcionada por el FRP será:

$$v_j(\text{frp}) = 1.20$$

9.3.7 El esfuerzo a cortante resistente en el nudo es:

$$v_j \text{ c+frp} = 4.87 \text{ Mpa}$$

9.4 Comparación esfuerzo resistente con FRP vs Esfuerzo Actuante

$$v_j \text{ c+frp} = 4.87 \text{ Mpa (Resistente con FRP)}$$

$$v_j = 4.67 \text{ Mpa (Actuante)}$$

$$v_j/v_{jh} = \boxed{0.96} \text{ Cumple}$$

9.5 Longitud de desarrollo de la fibra (l_b max)

* Metodología Fib
$$l_{b,max} = \sqrt{(E_f t_f) / c_2 f_{ct}}$$

$$c_2 = 2$$

$$f_{ct} = 2.49 \text{ Mpa}$$

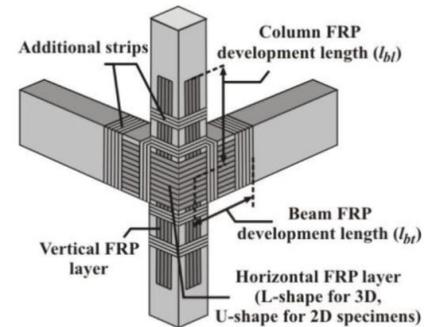
$$l_b \text{ max} = 89 \text{ mm}$$

La longitud de la fibra debe ser mayor a este valor, medida desde el centro del nudo hasta el punto de corte

* Metodología ACI 440

$$l_{df} \text{ dir 1} = 128 \text{ mm}$$

$$l_{df} \text{ dir 2} = 128 \text{ mm}$$



$$l_{df} = \sqrt{\frac{n E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}}$$

B. Anexo: Cálculo del Reforzamiento a Cortante de Especímen FRP-3

Cálculo del Cortante en Nudos de Concreto

1. Datos de Entrada:

Área de Acero Superior en la viga (A_s^-) =	5.16	cm ² =	516	mm ²
Área de Acero Inferior en la Viga (A_s^+) =	3.87	cm ² =	387	mm ²
Área de Acero de la columna =	13.29	cm ² =	1329	mm ²
Altura de la Viga (h_v) =	0.3	m =	300	mm
Ancho de la Viga (b_v) =	0.3	m =	300	mm
Ancho de la columna (b_c) =	0.3	m =	300	mm
Alto de la columna (h_c) =	0.3	m =	300	mm
Resistencia del concreto (f'_c) =	23.9	Mpa		
Resistencia del Acero (f_y) =	420	Mpa		
Carga axial en la columna (N) =	66	kN		
Factor de Sobrerresistencia del Acero (α) =	1.25	[-]		
Luz Libre de la Viga (l_n) =	2.00	m		
Longitud libre de la columna (l_c) =	2.55	m		
Diámetro mayor de barras long. De vigas (d_b) =	1/2	Pulg =	12.7	mm
Altura útil de la Viga (d) =	0.244	m =	244	mm

2. Cálculo de Momentos Probables

Se calculan los Momentos probables de las vigas de la derecha y de la izquierda cuando el sismo actúa en una dirección (se supone en X positivo), x lo cual en el cálculo del momento de la viga derecha el acero a tensión es el superior, mientras q en la viga izq el acero a tensión es el inferior.

Dimensiones Montaje	
h1 =	1.125 m
h2 =	1.125 m

Momento Probable Viga Derecha:

$$M_{pr} = 69248215 \text{ N}^*\text{mm} = 69.25 \text{ kN}^*\text{m}$$

Fuerza Lateral en Actuador

$$61.55 \text{ kN}$$

Momento Probable con reforzamiento con FRP Viga Izquierda:

$$M_{pr} = 59315855 \text{ N}^*\text{mm} = 59.32 \text{ kN}^*\text{m}$$

Fuerza Lateral en Actuador

$$52.73 \text{ kN}$$

3. Cálculo de Cortantes en Vigas debidos a los Momentos probables

El cortante de diseño sísmico se calcula en base a los momentos probables en las vigas. Para esto, se deben analizar los 2 momentos en cada uno de los extremos de las vigas, tanto la viga izquierda como la viga derecha.

Para el espécimen a ensayar, se supone un acero constante tanto arriba como abajo que se extiende en toda la longitud de la viga, la cual se cortó para ser ensayada.

Cortante en la Viga Izquierda

$$V_b \text{ izq} = 64.28 \text{ kN}$$

Cortante en la Viga Derecha

$$V_b \text{ Der} = 64.28 \text{ kN}$$

4. Cortante en la Columna

El cortante en la columna puede calcularse con una buena aproximación, teniendo en cuenta los momentos y cortantes que llegan al nudo debido a los momentos probables de las vigas.

$$v_{col} = 61.55 \text{ kN}$$

5. Cortante en el Nudo

Fuerza de Tensión por Mpr der:

$$d-a/2 = 244.00 \text{ mm}$$

$$T_s \text{ der} = 283804 \text{ N} = 283.8 \text{ kN}$$

Fuerza de Tensión por Mpr izq:

$$d-a/2 = 244.00 \text{ mm}$$

$$T_s \text{ izq} = 243098 \text{ N} = 243.1 \text{ kN}$$

Cortante en el Nudo

$V_j = 465.3 \text{ kN}$

7.2 Veces el Cortante de diseño sísmico en viga
7.6 Veces el Cortante de diseño sísmico en columna

6. Esfuerzo en el Nudo

Área del Nudo

$$A_j = 0.09 \text{ m}^2 = 90000 \text{ mm}^2$$

Esfuerzo a Cortante en el Nudo:

$$v_j = 5.17 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Raiz}(f'c) = 4.89 \text{ N/mm}^2$$

$$v_j = 1.06 \sqrt{f'c} \quad \text{Ok}$$

NSR-10 limita este valor a 1.2 Raiz(f'c) para nudos confinados por 3 caras o 2 caras opuestas

7. Esfuerzo de Adherencia

$$u = 11.11 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Ok} \quad (\text{NSR-10 limita a } 13.125 \text{ Mpa})$$

$$u/\text{raiz}f'c = 2.27$$

Otra manera de ver este límite cumplir es así:

$$h_c = 23.6 \text{ veces el diámetro de la barra (db)}$$

Según NSR-10, $h_c > 20db$

8. Resistencia a Cortante del Nudo (según ACI352-02)

$\gamma = 15$ [-] $V_n = 0.083\gamma\sqrt{f'_c}b_jh_c$ (MPa) $0.083\gamma = 1.25$
 $\phi = 0.85$
 (Para nudos bien detallados)
 $\phi V_n = 465618$ N
 $\phi V_n = 465.62$ kN vs $V_j = 465.3$ kN
 $\phi V_n/V_j = 1.00$

Nota: La idea del ensayo es comparar estos valores recomendados vs los experimentales

9. Metodología para diseño del reforzamiento con FRP

9.1 Resistencia a cortante del nudo (para que se genere la primera fisura):

Se Utiliza la Ecuación de Wael Kasem para determinar la resistencia de la unión sin refuerzo

f_y ref =	420	Mpa	$v_{jh} = (0.26[\psi k \cos(\phi)]$	$v_{jh}/f'_c = 0.15$
f'_c =	23.9	Mpa		
p_b =	0.010		$+0.44 \left[\omega_h + 1.39\omega_b \left(\frac{b_b}{b_j} \right) \tan(\phi) \right]$	$k = 0.75$
p_c =	0.015		$+0.07 \left[\omega_v \left(\frac{b_c}{b_j} \right) \cot(\phi) \right] f'_c$ [MPa] (24b1)	
p_{jh} =	0			
ω_b =	0.1763			
ω_h =	0		$k = \left(0.25 + \frac{0.85N_c}{A_c f'_c} \right)$	
k =	0.28			
ω_v =	0.2595		$\psi = \alpha \left(1 - \frac{f'_c}{250} \right)$ (f'_c in MPa)	
b_c =	300	mm		
b_j =	300	mm	$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{H_b}{H_c} \right)$	
ϕ =	45			
ψ =	0.5426		where $\omega_h = \rho_{jh} f_{yh}/f'_c$, $\omega_b = \rho_b f_{yb}/f'_c$	
α =	0.6		$\omega_v = \rho_v f_{yv}/f'_c$. Taking out the common fact	
bb =	300	mm	the reinforcement ratio ρ , where $\rho_{jh} = A_{jh}/(H_c b_j)$	
v_{jh} =	3.67	Mpa	$\rho_b = A_b/(H_b b_b)$ and $\rho_c = A_{jv}/(H_c b_c)$	
V_j =	330	Kn		

9.2 Comparo la resistencia a cortante sin FRP vs el cortante actuante

Esfuerzo Cortante Resistente solo por el concreto

$v_{jh} = 3.67$ Mpa

Esfuerzo Cortante Actunte, por fluencia de los elementos adyacentes

$v_j = 5.17$ Mpa

$v_j/v_{jh} = 1.4$ No Cumple, Requiere refuerzo con FRP

9.3 Fuerza que aporta el FRP

Tipo de Tejido de SIKAWRAP a utilizar =	300C	
Espesor de las fibras (tf) =	0.17	mm
Módulo de Elasticidad de las fibras (Ef) =	234,421	Mpa
Fibras en Dirección 1		
ancho de la fibra =	250	mm
Ángulo =	0	°
No. De Capas (nl) =	4	
ancho de diseño (bf) =	250	mm
Fibras en Dirección 2		
ancho de la fibra =	250	mm
Ángulo =	90	°
No. De Capas (nl) =	4	
ancho de diseño (bf) =	250	mm

9.3.1 Ángulo de orientación de las fisuras

$$\theta = 45^\circ$$

9.3.2 Cálculo del Area de FRP en cada dirección

9.4.2.1 Fibras en Dirección 1

$$Af1 = 170.00 \text{ mm}^2$$

9.4.2.1 Fibras en Dirección 2

$$Af2 = 170.00 \text{ mm}^2$$

9.3.3 Área Equivalente de FRP en cada dirección

9.4.3.1 Fibras en Dirección 1

$$Afe1 = 120.21 \text{ mm}^2$$

9.4.3.2 Fibras en Dirección 2

$$Afe2 = 120.21 \text{ mm}^2$$

9.4.3.3 Área Efectiva Total

$$Afe \text{ tot} = 240.42 \text{ mm}^2$$

9.3.4 Deformación Efectiva del FRP

$$\epsilon_{f,e} = 0.00377 \text{ [-]}$$

9.3.5 La contribución del FRP al Esfuerzo principal de tensión es:

$$P_{t,f} = 1.67 \text{ Mpa}$$

9.3.6 La resistencia a Cortante proporcionada por el FRP será:

$$v_j(\text{frp}) = 2.00$$

9.3.7 El esfuerzo a cortante resistente en el nudo es:

$$v_j \text{ c+frp} = 5.67 \text{ Mpa}$$

9.4 Comparación esfuerzo resistente con FRP vs Esfuerzo Actuante

$$v_j \text{ c+frp} = 5.67 \text{ Mpa (Resistente con FRP)}$$

$$v_j = 5.17 \text{ Mpa (Actuante)}$$

$$v_j/v_{jh} = \boxed{0.91} \text{ Cumple}$$

9.5 Longitud de desarrollo de la fibra (lb max)

* Metodología Fib
$$l_{b,max} = \sqrt{(E_f t_f) / c_2 f_{ct}}$$

$$c_2 = 2$$

$$f_{ct} = 2.49 \text{ Mpa}$$

$$l_b \text{ max} = 89 \text{ mm}$$

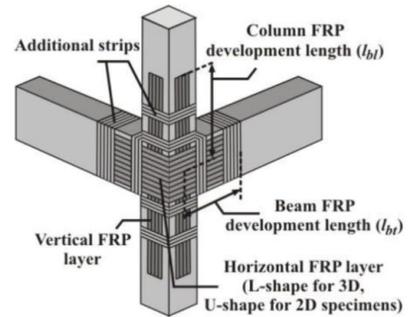
La longitud de la fibra debe ser mayor a este valor, medida desde el centro del nudo hasta el punto de corte

* Metodología ACI 440

$$l_{df} \text{ dir 1} = 181 \text{ mm}$$

$$l_{df} \text{ dir 2} = 181 \text{ mm}$$

$$l_{df} = \sqrt{\frac{n E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}}$$



C. Anexo: Cálculo del Reforzamiento a Flexión a Flexión del Especímen FRP-3

Cálculo del Reforzamiento a Flexión

1. Datos de Entrada:

Área de Acero Superior en la viga (As -)=	5.16	cm2 =	516	mm2
Área de Acero Inferior en la Viga (AS+)=	3.87	cm2 =	387	mm2
Área de Acero de la columna =	13.29	cm2 =	1329	mm2
Altura de la Viga (hv) =	0.3	m =	300	mm
Ancho de la Viga (bv) =	0.3	m =	300	mm
Ancho de la columna (bc) =	0.3	m =	300	mm
Alto de la columna (hc) =	0.3	m =	300	mm
Resistencia del concreto (f'c) =	23.9	Mpa		
Resistencia del Acero (fy) =	420	Mpa		
Carga axial en la columna (N) =	66	kN		
Factor de Sobrerresistencia del Acero (α) =	1	[-]		
Luz Libre de la Viga (ln) =	2	m		
Longitud libre de la columna (lc) =	2.55	m		
Diámetro mayor de barras long. De vigas (db) =	1/2	Pulg =	12.7	mm
Altura útil de la Viga (d) =	0.244	m =	244	mm

2. Momento Resistente para Diseño

Se calcula el momento que resiste la sección teniendo en cuenta factores de reducción de resistencia

Momento Viga Derecha:

$$a = 35.6 \text{ mm}$$

$$M_{pr \text{ Vder}} = 49026406 \text{ N*mm} = \mathbf{49.03} \text{ kN*m}$$

Momento Viga Izquierda:

$$a = 26.7 \text{ m}$$

$$M_{pr \text{ Vder}} = 37492293 \text{ N*mm} = \mathbf{37.49} \text{ kN*m}$$

3. Momentos de Diseño

Momento Viga Derecha:

$$Mu \text{ diseño}/M_{resist} = 1.30$$

$$Mu \text{ (vd)} = \mathbf{63.73} \text{ kN*m}$$

Momento Viga Izquierda:

$$Mu \text{ diseño}/M_{resist} = 1.30$$

$$Mu \text{ (vi)} = \mathbf{48.74} \text{ kN*m}$$

4. Cálculo del Reforzamiento

Número de capas de FRP (Arriba), n- =	1	[-]
Número de capas de FRP (Abajo), n+ =	1	[-]
Espesor de la fibra tf =	0.17	mm
Ancho de la Fibra Superior (wf-) =	250	mm
Ancho de la Fibra Inferior (wf+) =	250	mm
Módulo de Elasticidad de las fibras (Ef) =	230,000	Mpa
Resistencia ultima a la tension de la fibra ffu =	3,447	Mpa
Deformación de rotura de la fibra efu =	0.0150	[-]

- Viga Derecha (Arriba)

efd =	0.0101	[-]	d' =	56	mm
ecu =	0.003	[-]	es' =	0.000	[-]
ebi =	0.000	[-]	fs' =	23	Mpa
df =	244.1	mm	Fza (As) =	8777	N
efe =	0.010	[-]		Compresion	
ffe =	2203.8	Mpa			
es =	0.010	[-]			
fs =	420	Mpa			
Af =	42.5	mm ²			
β1 =	0.85	[-]			
α1 =	0.85	[-]			
ψf =	0.85	[-]			
c =	58.2	mm			Hallarc
fc =	310272	N			
T =	310381	N			
Error =	0.0%				
(Øb) =	0.90	[-]			
Mn =	69433496.54	N*mm =	69.43	kN*m	
(Øb)Mn =	64681585	N*mm =	64.68	kN*m	

- Viga Izquierda (Abajo)

efd =	0.0101	[-]	d' =	56	mm
ecu =	0.003	[-]	es' =	-0.0001	[-]
ebi =	0.000	[-]	fs' =	29	Mpa
df =	244.1	mm	Fza (As) =	15074	N
efe =	0.010	[-]		Tension	
ffe =	2331.4	Mpa			
es =	0.010	[-]			
fs =	420	Mpa			
Af =	42.5	mm ²			
β1 =	0.85	[-]			
α1 =	0.85	[-]			
ψf =	0.85	[-]			
c =	53.4	mm			Hallarc
fc =	276629	N			
T =	276700	N			
Error =	0.0%				
(Øb) =	0.90	[-]			
Mn =	59326342.17	N*mm =	59.33	kN*m	
(Øb)Mn =	55729251	N*mm =	55.73	kN*m	

5. Resultados finales

	1	2	3	3/2	2/1	
	Mn sin FRP kN*m	Mn con FRP kN*m	M objetivo kN*m			
Viga derecha(Arriba)	49.03	69.43	63.73	0.92	1.42	Cumple
Viga izquierda(Abajo)	37.49	59.33	48.74	0.82	1.58	Cumple

6. Cálculo del cordón a flexión**Cordon seco de SikaWrap FX 50C**

E_f	234421	Mpa	Modulo de elasticidad
f_{fu}^*	3792	Mpa	Resistencia ultima de tension
ε_{fu}^*	0.016	mm/mm	Deformacion especifica de rotura
$D_f=$	6	mm	Diametro del cordon
$A_f=$	28.0	mm ²	Area 1 cordon
# cordones =	2	(2 arriba y 2 abajo, 1 a cada lado del elemento)	

- Viga Derecha (Arriba)

Deformación límite del cordón

$\varepsilon_{fd \text{ flexion}} = 0.0113$

A cortante se limita a = 0.004

Escoger $\varepsilon_{fd} =$ Flexión

$\varepsilon_{fd} =$	0.0113	[-]	$d' =$	56	mm
$\varepsilon_{cu} =$	0.003	[-]	$\varepsilon_s' =$	0.000	[-]
$\varepsilon_{bi} =$	0.000	[-]	$f_s' =$	72	Mpa
$d_f =$	247.0	mm	$F_{za} (A_s) =$	27747	N
$\varepsilon_{fe} =$	0.009	[-]	Compresion		
$f_{fe} =$	2028.0	Mpa			
$\varepsilon_s =$	0.009	[-]			
$f_s =$	420	Mpa			
$A_f =$	56.0	mm ²			
$\beta_1 =$	0.85	[-]			
$\alpha_1 =$	0.85	[-]			
$\psi_f =$	0.85	[-]			
$c =$	63.6	mm			
$f_c =$	357216	N			
$T =$	302908	N			
Error =	15.2%				
$(\phi_b) =$	0.90	[-]			
$M_n =$	73371813.49	N*mm =	73.37	kN*m	OK
$(\phi_b)M_n =$	68669640	N*mm =	68.67	kN*m	

Hallar c

D. Anexo: Cálculo del Confinamiento de Vigas y Columnas del Especímen FRP-3

Cálculo del Reforzamiento a Cortante en vigas y columnas

1. Cortantes debidos a los momentos probables

Vu viga =	53.1	kN		
Vu Columna =	53.1	kN		
Altura útil (d) =	244.0	mm		
Diámetro Estribos =	3/8	pulg		
# de ramas =	2	[-]		
Fy Estribos =	260	MPa		
Separación Estribos =	0.15	m =	150	mm
Tener en cuenta Vc?	SI			
Carga Axial Columna =	66000	N		

2. Cortante Resistido por el concreto

2.1 Vigas

Vc =	60836	N	$\phi =$	0.75
$\phi Vc =$	45.6	KN		

3. Cortante Resistido por el Acero

3.1 Vigas

Asv =	1.42	cm ² =	142	mm ²
Vs =	60057	N		
$\phi Vs =$	45.0	KN		

4. Cortante Total (acero + concreto)

4.1 Vigas

$\phi Vn =$	90.7	KN	Vs Vu =	53.1	KN
-------------	------	----	---------	------	----

No requiere ser reforzada a cortante

5. Reforzamiento para cumplir confinamiento en zona 2h en Vigas

se debe determinar la curvatura de la sección en el momento en que el acero de refuerzo llega a la fluencia, es decir ϕ_y teniendo en cuenta la contribución del frp en el aumento de la capacidad de deformación del concreto, es decir utilizando el modelo planteado en la sección 12 del ACI 440

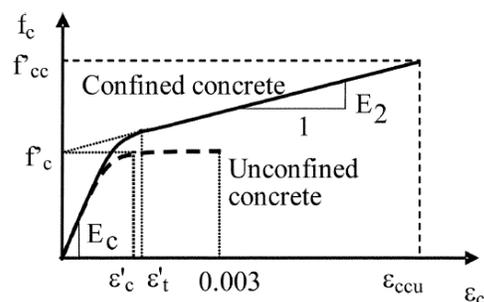


Fig. 12.2—Lam and Teng's stress-strain model for FRP-confined concrete (Lam and Teng 2003a).

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{b}{h} \right) (h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) (b - 2r_c)^2 \right] \rho_g}{1 - \rho_g} - \rho_g$$

$$A_g = 90000 \text{ mm}^2$$

$$\rho_g = 0.0100$$

$$r_c = 25 \text{ mm}$$

$$A_e/A_c = 0.532$$

$$k_a = 0.532$$

$$k_b = 0.532$$

$$D = 424.26 \text{ mm}$$

$$k_e = 0.55$$

$$\text{Número de capas de FRP, } n = 4$$

$$\text{Espesor de la fibra } t_f = 0.17 \text{ mm}$$

$$\text{Módulo de Elasticidad de las fibras (} E_f) = 230,000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Resistencia última a la tensión de la fibra } f_{fu} = 3,447 \text{ Mpa}$$

$$\text{Deformación de rotura de la fibra } \epsilon_{fu} = 0.0150 \text{ [-]}$$

$$\text{Area de fibra de refuerzo a flexión (no wrapping) } A_f = 0 \text{ mm}^2$$

$\epsilon_{f,e}$ =	0.0040	[-]
f_l =	2.95	MPa
f_l/f'_c =	0.123	Ok
ψ_f =	0.95	[-]
f'_{cc} =	28.82	MPa
ϵ'_c =	0.002	[-]
ϵ_{ccu} =	0.005154	[-]
ϵ_y =	0.0021	[-]

Curvatura de fluencia en la viga:

E_c =	22977	MPa
E_2 =	955.02	MPa
ϵ'_t =	0.00217	[-]
c_y =	55.33	mm
ϵ_c =	0.00062	[-]
$f_s=f_y$ =	420	MPa
$\epsilon_s = \epsilon_y$ =	0.0021	[-]
$d_s 1$ =	56.0	mm
$d_s 2$ =	244.0	mm
$f_s 1$ =	1.5	MPa
$f_s 2$ =	420.0	MPa
$F_s 1$ =	574.9	N
$F_s 2$ =	216720.0	N
ϵ_{fd} =	0.01349	[-]
f_f =	626.4	MPa
F_f =	0.0	N
$\gamma\beta_1$ =	0.58	
β_1 =	0.68	
$c_y \text{ calc}$ =	51.83	mm
Error =	6.3%	
ϕ_y, frp =	0.011131	m-1
M_y =	48812562	N*mm =

Hallar c

$A_s 1$ =	387.0	mm ²
$A_s 2$ =	516.0	mm ²

$\gamma\beta_1$ =	0.58	confinado
$\gamma\beta_1$ =	0.26	sin confinar
β_1 =	0.68	confinado
β_1 =	0.68	sin confinar

 ϕ_y con formula aproximada:

ϕ_y, frp =	0.012126881	m-1
	48.81	kN*m

Determinación de la Curvatura requerida**5.1 Vigas**

$$\begin{aligned}
 V_u/bd \cdot f'_c{}^{1/2} &= 0.15 \text{ Mpa} \\
 \phi_p &= 0.050 \text{ radianes} \\
 L_p &= 600 \text{ mm} \\
 \phi_y, f_{rp} &= 0.011131 \text{ m}^{-1} \\
 \phi_D \text{ viga} &= 0.09446 \text{ m}^{-1}
 \end{aligned}$$

Curvatura ultima en la viga:

$$\begin{aligned}
 E_c &= 22977 \text{ MPa} \\
 E_2 &= 955.02 \text{ MPa} \\
 \epsilon'_t &= 0.00217 \text{ [-]} \\
 c_u &= 53.74 \text{ mm} \\
 \epsilon_c = \epsilon_{ccu} &= 0.00515 \text{ [-]} \\
 f'_{cc} &= 28.82 \text{ MPa} \\
 d_{s1} &= 56.0 \text{ mm} \\
 d_{s2} &= 244.0 \text{ mm} \\
 f_{s1} &= 43.3 \text{ MPa} \\
 f_{s2} &= 420.0 \text{ MPa} \\
 F_{s1} &= 16774.9 \text{ N} \\
 F_{s2} &= 216720.0 \text{ N} \\
 f_f &= 3102.3 \text{ MPa} \\
 F_f &= 0.0 \text{ N} \\
 \Delta\epsilon &= 0.00515 \\
 A\epsilon &= 0.07427 \\
 MA\epsilon &= 0.00026 \\
 \gamma\beta_1 &= 0.60 \text{ [-]} \\
 \beta_1 &= 0.67 \text{ [-]} \\
 \epsilon_s = \epsilon_y &= 0.01825 \text{ [-]} \\
 c_u \text{ calc} &= 54.01 \\
 \text{Error} &= -0.5\%
 \end{aligned}$$

Hallar c

$$\begin{aligned}
 A_{s1} &= 387.0 \text{ mm}^2 \\
 A_{s2} &= 516.0 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_u &= 0.095898345 \text{ m}^{-1} \\
 M_u &= 49636403 \text{ N*mm} = 49.64 \text{ kN*m} \\
 \phi_u - \phi_y &= 0.08476764 \text{ m}^{-1} \\
 \mu = \phi_u / \phi_y &= 8.62 \text{ [-]} \\
 \epsilon_{ccu \text{ req}} &= 0.00508 \text{ [-]} \\
 \epsilon_{ccu \text{ actual}} &= 0.00515 \text{ [-]}
 \end{aligned}$$

FRP cumple

6. Reforzamiento en zona de (lo) en Columnas

Demanda de Curvatura:

$$\begin{aligned} \text{cuantía } p &= 0.00316 \\ \phi_p &= 0.005 \text{ radianes} \\ g &= 50 \text{ mm} \\ \phi_y, \text{ frp} &= 0.011130705 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 284.70 \text{ mm} \\ l_o \text{ (ACI318)} &= 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

La longitud para colocar el FRP es:

$$L_{\text{FRP}} = 450.00 \text{ mm}$$

$\phi D \text{ col} = 0.028693298 \text{ m}^{-1}$

$$\begin{aligned} A_g &= 90000 \text{ mm}^2 \\ p_g &= 0.0148 \text{ [-]} \\ r_c &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_e/A_c = 0.530$$

$$\begin{aligned} k_a &= 0.530 \\ k_b &= 0.530 \end{aligned}$$

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left[\left(\frac{b}{h}\right)(h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b - 2r_c)^2\right]}{3A_g}}{1 - \rho_g}$$

$$D = 424.26 \text{ mm}$$

$$k_e = 0.55$$

$$\text{Número de capas de FRP, } n = 3$$

$$\text{Area de fibra de refuerzo a flexión (no wrappin) } A_f = 0 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon_{f,e} = 0.0040 \text{ [-]}$$

$$\begin{aligned} f_l &= 2.21 \text{ MPa} \\ f_l/f'_c &= 0.093 \text{ Ok} \\ \psi_f &= 0.95 \text{ [-]} \\ f'_{cc} &= 27.58 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon'_c &= 0.002 \text{ [-]} \\ \epsilon_{ccu} &= 0.004608 \text{ [-]} \\ \epsilon_y &= 0.0021 \text{ [-]} \end{aligned}$$

Curvatura de fluencia en la Columna

$E_c =$	22977	MPa		
$E_2 =$	797.62	MPa		
$\epsilon'_t =$	0.00216	[-]		
$c_y =$	88.25	mm	Hallar c	
$\epsilon_c =$	0.00119	[-]		
$f_s = f_y =$	420	MPa		
$\epsilon_s = \epsilon_y =$	0.0021	[-]		
$d_s 1 =$	56.0	mm	$A_s 1 =$	529.0 mm ²
$d_s 1.5 =$	150.0	mm	$A_s 1.5 =$	258.0 mm ²
$d_s 2 =$	244.0	mm	$A_s 2 =$	529.0 mm ²
$f_s 1 =$	-87.0	MPa	$A_s \text{ total} =$	1316.0 mm ²
$f_s 1.5 =$	166.5	MPa		
$f_s 2 =$	420.0	MPa		
$F_s 1 =$	-46005.2	N	$\gamma \beta_1 =$	1.00
$F_a 1.5 =$	42961.3	N	$\gamma \beta_1 =$	0.45
$F_s 2 =$	222180.0	N	$\beta_1 =$	0.78
$\epsilon_{fd} =$	0.01349	[-]	$\beta_1 =$	0.70
$f_f =$	656.7	MPa		
$F_f =$	0.0	N		
$\gamma \beta_1 =$	0.45		ϕ_y con formula aproximada:	
$\beta_1 =$	0.70		$\phi_y, \text{ frp} =$	0.012126881
$c_y \text{ calc} =$	88.27	mm	$M_y =$	59.12 kN*m
Error =	0.0%			
$\phi_y, \text{ frp} =$	0.013483146	m ⁻¹		
$M_y =$	59119115	N*mm =		

Curvatura ultima en la Columna

$E_c =$	22977	MPa		
$E_2 =$	797.62	MPa		
$\epsilon'_t =$	0.00216	[-]		
$c_u =$	60.64	mm		
$\epsilon_c = \epsilon_{ccu} =$	0.00461	[-]		
$f'_{cc} =$	27.58	MPa		
$d_s 1 =$	56.0	mm		
$d_s 1.5 =$	150.0	mm		
$d_s 2 =$	244.0	mm		
$f_s 1 =$	-70.5	MPa		
$f_s 1.5 =$	420.0	MPa		
$f_s 2 =$	420.0	MPa		
$F_s 1 =$	-37307.1	N		
$F_a 1.5 =$	108360.0	N		
$F_s 2 =$	222180.0	N		
$f_f =$	3102.3	MPa		
$F_f =$	0.0	N		
$\Delta\epsilon =$	0.00461			
$A\epsilon =$	0.06354			
$MA\epsilon =$	0.00020			
$\gamma\beta_1 =$	0.58	[-]		
$\beta_1 =$	0.67	[-]		
$\epsilon_s = \epsilon_y =$	0.01393	[-]		
$c_u \text{ calc} =$	60.65			
Error =	0.0%			
$\phi_u =$	0.075995481	m ⁻¹		
$M_u =$	71015428	N*mm =	71.02	kN*m
$\phi_u - \phi_y =$	0.062512335	m ⁻¹		
$\mu = \phi_u / \phi_y =$	5.64	[-]		
$\epsilon_{ccu \text{ req}} =$	0.0017	[-]		
$\epsilon_{ccu \text{ actual}} =$	0.00461	[-]		
FRP cumple				

Hallar c

$A_s 1 =$	529.0	mm ²
$A_s 1.5 =$	258.0	mm ²
$A_s 2 =$	529.0	mm ²
$A_s \text{ total} =$	1316.0	mm ²

E. Anexo: Especificaciones de los tejidos y cordones de CFRP

FICHA DE PRODUCTO

SikaWrap®-300 C

TEJIDO DE FIBRA DE CARBONO UNIDIRECCIONAL PARA REFUERZO ESTRUCTURAL.

DESCRIPCION DEL PRODUCTO

SikaWrap®-300 C es un tejido unidireccional de fibra de carbono de rango medio para procesos de aplicación en seco o húmedo.

USOS

SikaWrap®-300 C puede ser usado sólo por profesionales experimentados.

Refuerzo de elementos y estructuras de hormigón armado, albañilería y madera para incrementar la capacidad de carga de flexión y corte para:

- Incrementar el comportamiento sísmico de muros de albañilería
- Reemplazar el acero faltante en el hormigón armado
- Incrementar la resistencia y ductilidad de las columnas
- Incrementar la capacidad de carga de los elementos estructurales
- Cambiar / alterar el uso y rehabilitación
- Corregir el diseño estructural y /o defectos de construcción
- Aumentar la resistencia al movimiento sísmico
- Mejorar la vida de servicio y la durabilidad
- Mejorar la condición estructural para el cumplimiento de las normas vigentes

CARACTERISTICAS / VENTAJAS

- Tejido multifuncional para uso en diferentes aplicaciones de refuerzo.
- Flexibilidad en la adaptación a la geometría de las superficies (vigas, columnas, chimeneas, pilas, silos, muros, etc.)
- Baja densidad, con mínimo peso adicional.
- Altamente efectivo en costos comparado con técnicas tradicionales de refuerzo.

CERTIFICADOS / NORMAS

- Polonia: Technical Approval ITB AT-15-5604/2011: Zestaw wyrobów Sika CarboDur do wzmacniania i napraw konstrukcji betonowych
- Polonia: Technical Approval IBDiM Nr AT/2008-03-0336/1 „Płaskowniki, pręty, kształtki i maty kompozytowe do wzmacniania betonu o nazwie handlowej: Zestaw materiałów Sika CarboDur® do wzmacniania konstrukcji obiektów mostowych
- EE.UU.: ACI 440.2R-08, Guide for the Design and construction of Externally Bonded FRP Systems for strengthening concrete structures, July 2008
- Reino Unido: Concrete Society Technical Report No. 55, Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite material, 2012.

INFORMACION DEL PRODUCTO

Construcción	Orientación de la Fibra:	0° (unidireccional)
	Tejido:	Fibra de carbono negra 99 % (del peso)
	Trama:	Fibra termoplásticas blancas 1 % (del peso)
Tipo de Fibra	Fibras de Carbono seleccionadas, de resistencia media.	
Presentación	Tejido desde 1 m ² en ancho de 50 cm.	
Conservación	24 meses a partir de la fecha de producción.	

Condiciones de Almacenamiento	24 meses a partir de la fecha de producción, si están almacenados correctamente en su envase original sellado y en condiciones secas a temperaturas entre +5°C y +35°C. Proteger contra la luz del sol directa.	
Densidad de la fibra seca	1.82 g/cm ³	
Espesor de la Fibra Seca	0.167 mm (basado en el contenido de fibras)	
Densidad Area	304 g/m ² ±10 g/m ² (solo la fibra de carbono)	
Resistencia a Tracción de la Fibra Seca	4 000 N/mm ²	(ISO 10618)
Modulo de Elasticidad en Tracción de la Fibra Seca	230 000 N/mm ²	(ISO 10618)
Elongación a rotura de la fibra seca	1.7 %	(ISO 10618)

INFORMACION TECNICA

Espesor Nominal del Laminado	0.167 mm		
Sección Transversal Nominal del Laminado	167 mm ² por m de ancho		
Resistencia a tracción del Laminado	Promedio	Característica	(EN 2561*)
	3 500 N/mm ²	3 200 N/mm ²	(ASTM D 3039*)
Módulo de Elasticidad a Tracción del Laminado	Promedio	Característica	(EN 2561*)
	225 kN/mm ²	220 kN/mm ²	
	Promedio	Característica	(ASTM D 3039*)
	220 kN/mm ²	210 kN/mm ²	
* muestra modificada con 50 mm. Valores en dirección longitudinal de las fibras Capa única, mínimo 27 muestras por serie de ensayo			
Elongación a Rotura del Laminado	1.56 %		(EN 2561)
	1.59 %		(ASTM D 3039)
Resistencia a Tracción	Promedio	Característica	(EN 2561)
	585 N/mm	534 N/mm	(ASTM D 3039)
Rigidez en Tracción	Promedio	Característica	(EN 2561)
	37.6 MN/m	36.7 MN/m	
	37.6 kN/m por % de elongación	36.7 kN/m por % de elongación	
	Promedio	Característica	(ASTM D 3039)
	36.7 MN/m	35.1 MN/m	
	36.7 kN/m por % de elongación	35.1 kN/m por % de elongación	

INFORMACION DEL SISTEMA

Estructura del Sistema

La configuración del sistema descrito a continuación se debe conformar completamente y no puede ser modificado:
 Imprimación del Hormigón - Sikadur® 330.
 Resina de impregnación/laminación - Sikadur® 330 ó Sikadur® 300.
 Tejido estructural de refuerzo - SikaWrap® 300 C.
 Para las características detalladas de la resina, los detalles de aplicación del tejido y la información de carácter general, vea las Fichas Técnicas de los productos Sikadur® 330 ó Sikadur® 300 y los Procedimientos de Ejecución "Aplicación manual en seco de SikaWrap®" y "Aplicación manual en húmedo de SikaWrap®" o "Aplicación mecanizada en húmedo de SikaWrap®".

INFORMACION DE APLICACIÓN

Consumo	Aplicación en seco con Sikadur®-330	
	Impregnación de la primera capa incluido imprimación:	1.0–1.5 kg/m ²
	Siguientes capas:	0.8 kg/m ²
	Aplicación en húmedo con Sikadur®-300	
	Impregnación de la primera capa incluido imprimación:	1.0–1.5 kg/m ²
	Siguientes capas:	0.7 kg/m ²
<p>Para mayor información, favor consulte los Procedimientos de Ejecución “Aplicación manual en seco de SikaWrap®” y “Aplicación manual en húmedo de SikaWrap®” o “Aplicación mecanizada en húmedo de SikaWrap®”.</p>		

INSTRUCCIONES DE APLICACION

CALIDAD DEL SOPORTE

Resistencia a tracción mínima del sustrato: 1,0 N/mm² o como esté definido en el diseño del refuerzo.

Para mayor información, favor consulte los Procedimientos de Ejecución “Aplicación manual en seco de SikaWrap®” y “Aplicación manual en húmedo de SikaWrap®” o “Aplicación mecanizada en húmedo de SikaWrap®”.

PREPARACION DEL SOPORTE

El sustrato de hormigón debe estar sano, seco, limpio y libre de lechada, hielo, acumulación de agua, grasa, aceite y cualquier partícula no adherida.

El hormigón se debe limpiar y preparar para alcanzar una superficie de textura abierta, libre de lechada y contaminante.

Para mayor información, favor consulte los Procedimientos de Ejecución “Aplicación manual en seco de SikaWrap®” y “Aplicación manual en húmedo de SikaWrap®” o “Aplicación mecanizada en húmedo de SikaWrap®”.

METODO DE APLICACIÓN / HERRAMIENTAS

La tela se puede cortar con tijeras especiales o cuchillos de filo quirúrgico. Nunca doble la tela. SikaWrap® 300 es utilizado para la aplicación en húmedo ó en seco.

Favor consulte los Procedimientos de Ejecución “Aplicación manual en seco de SikaWrap®” y “Aplicación manual en húmedo de SikaWrap®” ó “Aplicación mecanizada en húmedo de SikaWrap®”.

LIMITACIONES

Este producto debe ser utilizado solamente por profesionales capacitados y experimentados.

El tejido SikaWrap® 300 C se cubre para asegurar una máxima adherencia y durabilidad con las resinas de impregnación/laminación Sikadur®. Para mantener compatibilidad del sistema no intercambie partes del sistema.

SikaWrap® 300 C debe ser cubierto con un recubrimiento cementicio o un revestimiento para propósitos estéticos o de protección. La selección del tipo de recubrimiento dependerá de las condiciones de exposición. Para la protección ante la acción de los rayos UV, utilizar Sikagard®-550 W Elastic, Sikagard® ElastoColor-675 W, Sika Murolast o Sikagard®-680 S.

Favor consulte los Procedimientos de Ejecución “Aplicación manual en seco de SikaWrap®” y “Aplicación manual en húmedo de SikaWrap®” ó “Aplicación mecanizada en húmedo de SikaWrap®”.

NOTAS

Todos los datos técnicos del producto indicados en esta hoja de datos se basan en pruebas de laboratorio. Los datos medidos reales pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.

RESTRICCIONES LOCALES

Por favor, observe que como resultado de regulaciones locales específicas el funcionamiento de este producto puede variar de un país a otro. Por favor, consultar la hoja de datos local del producto para la descripción exacta de los campos de aplicación.

SikaWrap® FX-50 C

Cordón de fibra de carbono para la conexión estructural y anclaje de los sistemas de refuerzo SikaWrap®

Descripción del Producto	SikaWrap® FX 50C es un cordón de fibra de carbono unidireccional revestido por un tubo de plástico, que sirve como conector de fibra para el anclaje de tejidos SikaWrap.
Usos	<ul style="list-style-type: none"> ■ Anclaje de los tejidos SikaWrap® de fibra de carbono y vidrio a hormigón o mampostería. ■ Conexión de los tejidos SikaWrap® de fibra de carbono y vidrio en estructuras de hormigón o mampostería. ■ Refuerzo en superficie tipo NSM
Características/Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> ■ Fibra de carbono, resistente a la corrosión, durable ■ Uso multifuncional ■ Fácil de instalar

Datos de Producto

Forma		
Tipo de Fibra	Fibra de carbono	
Construcción	Cordón de fibra de carbono, unidireccional, revestido por un tubo de plástico	
Presentación	Rollo de 25 m en un carrete plástico	
Almacenamiento		
Condiciones de almacenamiento/Conservación	Ilimitado, siempre que no haya exposición a la luz solar directa (UV), en condiciones secas y a temperaturas como máximo de 50°C. Transporte solamente en el envase original, o de otra manera adecuadamente protegido contra daños mecánicos.	
Datos Técnicos		
Peso	≥ 50 g/m (contenido de fibra de carbono)	
Sección transversal de fibra	≥ 28 mm ² (basado en el contenido en fibra de carbono)	
Densidad de fibra	1.82 g/cm ³	
Propiedades Mecánicas/ Físicas		
Propiedades de la fibra seca	Valores en la dirección longitudinal de las fibras	
	Módulo de tracción	Valor mínimo 240 kN/mm ²
	Resistencia a tracción	Valor mínimo 4'000 N/mm ²
	Elongación a rotura	≥ 1.6 % (nominal)

Propiedades del composite	Valores en la dirección longitudinal de las fibras	
	Resina de impregnación	Sikadur®-300 o Sikadur®-52 Inyección
	Módulo Tracción	230 kN/mm ²
	Resistencia a Tracción	2100 N/mm ²

Información del Sistema

Estructura del Sistema	<p>La configuración o estructura del sistema debe aplicarse como se describe, sin cambios.</p> <p>Imprimación para soporte de hormigón: Sikadur®-330 or Sikadur®-300 con Sikadur®-52 Inyección.</p> <p>Resina de impregnación: Sikadur®-300 or Sikadur®-52 Inyección.</p> <p>Tejido de refuerzo estructural: Tejido SikaWrap® de fibra de carbon o vidrio</p> <p>Para información detallada del Sikadur®-330, Sikadur®-300 o Sikadur®-52 Inyección, y los detalles de aplicación, por favor referirse a las Hojas Técnicas correspondientes y a los Métodos de Ejecución del SikaWrap® e Instalación del Cordón de fibra SikaWrap® .</p>
-------------------------------	--

Detalles de aplicación

Consumo	<p>Impregnación de anclaje: 25 – 30 g/100 mm</p> <p>Tejido SikaWrap®: Ver la hoja técnica correspondiente</p>
Calidad del soporte	<p>Resistencia a tracción mínima del soporte: 1.0 N/mm² o lo que se especifique en el diseño del refuerzo.</p> <p>Para más detalles, ver el procedimiento de ejecución de la Instalación del Cordón de fibra SikaWrap® y del tejido de fibra de cabono SikaWrap®</p>
Preparación del soporte	<p><i>Hormigón y mampostería:</i></p> <p>El soporte debe estar estructuralmente sano, libre de polvo, suciedad, hielo, agua estancada, grasas, aceites, tratamientos o revestimientos antiguos y cualquier partícula no adherida.</p> <p>El hormigón debe limpiarse y prepararse hasta obtener una superficie de poro abierto, limpia y sin contaminantes.</p> <p><i>Reparación y nivelación:</i></p> <p>Si el hormigón está carbonatado o es débil, es necesario eliminarlo y regenerar la superficie aplicando alguno de los siguientes productos:</p> <p>Materiales de reparación estructural: mortero de resina epoxy Sikadur®-41, adhesivo Sikadur®-30 o la gama (cementosa) Sika® MonoTop®</p> <p>(Ver los detalles de la aplicación y limitaciones en las Hojas Técnicas de Producto)</p> <p>Para más detalles, ver el procedimiento de ejecución de la Instalación del Cordón de fibra SikaWrap® y del tejido de fibra de cabono SikaWrap®</p>

Instrucciones de Aplicación

Método de Aplicación / Herramientas	<p>El SikaWrap® FX 50C puede cortarse con tijeras especiales..</p> <p>Para más detalles, ver el procedimiento de ejecución de la Instalación del Cordón de fibra SikaWrap® y del tejido de fibra de cabono SikaWrap®</p>
--	--

Notas de Aplicación / Limitaciones	<p>Este producto solo debería ser usado por profesionales formados y experimentados.</p> <p>La aplicación de un refuerzo es intrínsecamente estructural y hay que elegir cuidadosamente aplicadores con experiencia.</p> <p>Notas y limitaciones mencionadas en el Procedimiento de Ejecución sobre la Instalación de los conectores de fibra SikaWrap® deben tenerse en cuenta.</p> <p>Los productos SikaWrap® serán recubiertos para garantizar la máxima adherencia y durabilidad de los adhesivos Sikadur® / impregnaciones / resinas de laminación.</p> <p>Para mantener y asegurar la compatibilidad del sistema completo, no intercambiar los distintos componentes del sistema.</p> <p>El sistema SikaWrap® puede/debe ser cubierto con una capa cementosa o un recubrimiento por estética o por protección. La elección del tipo de recubrimiento dependerá de los requisitos de exposición. Para protegerlo de los rayos UV utilizar Sikagard®-550 Elastocolor ES.</p> <p>Para más detalles, ver el procedimiento de ejecución de la Instalación del Cordón de fibra SikaWrap® y del tejido de fibra de carbono SikaWrap®</p>
Nota	<p>Todos los datos técnicos indicados en estas Hojas de Datos de Producto están basados en ensayos de laboratorio. Las medidas reales de estos datos pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.</p>

HOJA TECNICA DE PRODUCTO

Sikadur®-301

RESINA DE IMPREGNACIÓN DE ALTO MÓDULO Y ALTA RESISTENCIA

DESCRIPCIÓN	Sikadur 301 es un adhesivo epóxico de 2 componentes, 100% sólidos, de alto módulo, alta resistencia y resistente a la humedad.
USOS	Como resina de impregnación de los tejidos SikaWrap para reforzamiento estructural.
VENTAJAS	<ul style="list-style-type: none"> • Fácil de mezclar. • Resistente a la humedad antes, durante y después del curado. • Adhesivo de alta resistencia y alto módulo. • Excelente adhesión al concreto, mampostería, metales, madera y la mayoría de materiales de construcción. • Totalmente compatible y desarrollado específicamente para los sistemas SikaWrap. • Alta resistencia a la deformación bajo carga sostenida. • Alta resistencia a la abrasión y los impactos. • Libre de solventes. <p>Rendimiento: Como sellante del concreto: Aprox. 0.35 kg/m². Como resina de impregnación de la tela: Aprox. 0.65 - 0.85 kg/m² dependiendo del tipo de SikaWrap.</p>

MODO DE EMPLEO

Preparación de la superficie:

La superficie del concreto debe prepararse como mínimo con un perfil de superficie (CSP 3) tal como lo define el ICRI. Los desniveles de la superficie no deben exceder de 1/32 in. (1 mm). El sustrato debe estar limpio, sano, y libre de humedad. Remover por medios mecánicos el polvo, residuos de lechada, grasa, aceite, agentes curadores, impregnaciones, partículas extrañas, recubrimientos y materiales sueltos. Para mejores resultados, el sustrato debe estar seco. Sin embargo, una superficie ligeramente húmeda es aceptable.

Mezclado:

Premezclar el componente A, El componente B no requiere mezclado. Mezcle la unidad completa, no divida las unidades. Vierta el componente B en el A. Mezcle totalmente durante 5 minutos usando un mezclador mecánico de bajas revoluciones (400-600 rpm) hasta que la mezcla sea uniforme.

Aplicación como sellador superficial:

aplique el **Sikadur 301** mezclado sobre la superficie usando una brocha o rodillo. Debe saturarse completamente la superficie con el **Sikadur 301**. El grado de cubrimiento depende de la porosidad de la superficie.

Como resina de impregnación:

Sature el tejido **SikaWrap** hasta que las fibras queden totalmente húmedas.

Para instalaciones verticales y sobre cabeza, puede usarse el **Sikadur 330** para imprimir el sustrato antes de la colocación del tejido.

El **Sikadur 301** puede aplicarse tanto en sistema seco como en sistema húmedo. Consulte las hojas técnicas de los tejidos **SikaWrap** para más información. Si es usado como una resina de impregnación en el sistema húmedo, el **Sikadur 301** debe

aplicarse manualmente con brocha o rodillo sobre ambas caras del tejido **SikaWrap**. Luego de saturado, se debe quitar el exceso de resina usando una espátula de goma. Debido a la viscosidad del **Sikadur 301**, no debe usarse un saturador mecánico. Si se desea hacerlo, consulte las hojas técnicas de las resinas de impregnación apropiadas (ej. **Sikadur 300** o **Sikadur Hex 300**).

DATOS TÉCNICOS

(a 23°C y 50% H.R.)	
Color:	Gris claro.
Relación de mezcla:	Componente 'A': Componente 'B' = 3:1 en volumen.
Viscosidad (mezclado):	Aprox. 2,700 cps.
Vida en el recipiente:	Aprox. 40 minutos (1 galón).
Tiempo de contacto:	Aprox. 90 minutos.
Temperatura de deflexión (HDT) (ASTM D-648) 7 días:	47°C.
Temperatura de transición vítrea (Tg) 7 días:	49°C.
Propiedades mecánicas:	
Propiedades de tensión (ASTM D-638):	
Resistencia a tensión a 7 días:	8,000 psi (52.0 MPa).
Módulo de elasticidad:	290 ksi (2,000 MPa).
Elongación de rotura:	3.5%.
Propiedades de flexión (ASTM D-790):	
Resistencia a flexión a 7 días:	13,000 psi (90.0 MPa).
Módulo tangente:	500 ksi (3,448 MPa).
Deformación unitaria de fluencia:	3.0%.
Propiedades de compresión (ASTM D-695):	
Resistencia a la compresión:	1 día: 4,000 psi (27.6 MPa). 3 días: 11,900 psi (82.1 MPa). 7 días: 13,900 psi (96.0 MPa)
Módulo de compresión:	250 ksi (1,725 MPa).

PRECAUCIONES**Limitaciones**

- Temperatura mínima del sustrato y ambiente 40°F (4°C). Temperatura máxima del sustrato y ambiente 95°F (35°C).
- No diluya con solventes.
- Es barrera de vapor una vez cura.
- La edad mínima del concreto debe ser 21-28 días dependiendo del curado y las condiciones de secado.
- A bajas temperaturas y/o alta humedad relativa, se puede formar un leve residuo grasoso sobre la superficie del **Sikadur 301**. Este residuo se debe remover si se quiere aplicar otra capa de tejido **SikaWrap** sobre el **Sikadur 301** ya curado. Debe retirarse este residuo para asegurar una adecuada adherencia. El residuo se puede remover con un trapo mojado con solvente o con agua y detergente. En ambos casos, la superficie debe limpiarse con un trapo seco antes de la colocación de la siguiente capa de tejido o recubrimiento.

MEDIDAS DE SEGURIDAD

Peligro: Componente 'A' - IRRITANTE, SENSIBILIZADOR - Contiene Resina Epóxica, y una mezcla de Hidrocarbano Aromatico, Sílice Amorfo, y Dioxido de Titanio. Irritante a los ojos. Puede causar irritaciones respiratorias y de piel. Contacto prolongado o repetido con la piel puede causar reacción alérgica. Una deliberada concentración de vapores que pueden inhalarse es peligroso y puede ser fatal. Evite el contacto con los ojos y piel. Es dañino si se ingiere. Usese solo con adecuada ventilación. Se recomienda usar gafas de seguridad y guantes resistentes a los químicos. Si no hay adecuada ventilación use un respirador aprobado. Quite las ropas contaminadas y lávelas antes de volver a usarlas.

Componente 'B' - CORROSIVO, SENSIBILIZADOR, IRRITANTE - Contiene Aminas. El contacto con la piel y ojos causa quemaduras graves. Causa irritación de ojos y piel. Los vapores pueden causar irritación de la respiración.

Contacto prolongado y/o repetido puede causar una reacción alérgica. Es dañino si se ingiere. Evite el contacto con la piel y ojos. Use solo con adecuada ventilación. Se recomienda usar gafas de seguridad y guantes resistentes a los químicos. Si no hay adecuada ventilación use un respirador aprobado. Quite las ropas contaminadas y lávelas antes de volver a usarlas.

Primeros auxilios de los ojos:

Sostenga los párpados lávese con abundante agua durante 15 minutos.

Piel: Quite la ropa contaminada. Lávese con agua y jabón durante 15 minutos.

Inhalación: Lleve la persona a un sitio con aire fresco.

Ingestión: No induzca el vómito.

En todos los casos contacte a un médico si los síntomas persisten.

Manténgase fuera del alcance de los niños.

PRESENTACIÓN

Unidad de 4 kg

ALMACENAMIENTO Y TRANSPORTE

El tiempo de almacenamiento es de 2 años en su envase original, bien cerrado en lugar fresco y bajo techo. Transportar con las precauciones normales para productos químicos.

CODIGOS R/S

R: 20/21/22/34/36/38/43/51/53

S: 2/3/7/9/13/15/20/21/23/24/25/26/27/29/36/38/39/41/45/46

Bibliografía

- Akguzel, U. (2011). Seismic performance of FRP retrofitted exterior RC beam-column joints under varying axial and bidirectional loading, (January).
- Akguzel, U. (2012). Recent Developments in Seismic Strengthening of RC Beam-Column Joints with FRP Materials. *15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon Portugal*.
- American Concrete Institute, C. 440. (2017). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, 440.2R-17 Design Standards*. Michigan, USA: Farmington Hills.
- American Society of Civil Engineers (ASCE, 2007). (2007). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. *ASCE 12 Standard No. ASCE/SEI 41-06, Reston, VA, 423*.
- Antonopoulos, C. P., and Triantafillou, T. C. (2002). Analysis of FRP strengthened RC beam-column joints. *Journal of Composites for Construction (ASCE)*, 6(1), 41–51.
- Antonopoulos, C. P., Triantafillou, T. C., & Asce, M. (2003). Experimental Investigation of FRP-Strengthened RC Beam-Column Joints, 7(1), 39–50.
- Aycardi, L. E., Mander, J. B., and Reinhorn, A. M. (1994). Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed only for gravity loads: Experimental performance of subassemblages. *ACI Structural Journal*, 91(5), 552–563.
- Beres, A., Pessiki, S. P., White, R. N., and Gergely, P. (1991). Seismic performance of existing reinforced concrete frames designed primarily for gravity loads. *Sixth Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Ontario, Canada*, 655–662.
- Beres, A., White, R. N., Gergely, P., Pessiki, S. P., and El Attar, A. (1992). Behavior of existing non-seismically detailed reinforced concrete frames. *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam*, 3359–3363.
- Beres, A., El-Borgi, S., White, R. N., & Gergely, P. (1992). Experimental results of repaired and retrofitted beam-column joint tests in lightly reinforced concrete framed

- buildings. *Tech. Rep. NCEER-92-0025*.
- Beres, A., Pessiki, S. P., White, R. N., & Gergely, P. (1996). Implications of experiments on the seismic behavior of gravity load designed RC beam-to-column connections. *Earthquake Spectra*. <https://doi.org/10.1193/1.1585876>
- Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., and Mander, J. B. (1995). Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed for gravity loads: Performance of structural system. *ACI Structural Journal*, *92*(5), 597–609.
- Clyde, C., Pantelides, C. P., and Reaveley, L. D. (2000). Rehabilitation of R/C building joints with FRP composites.
- Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Prota, A., & Manfredi, G. (2015). Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam-column joints. *Engineering Structures*, *87*, 8–20. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.013>
- El-Amoury, T., and Ghobarah, A. (2002). Seismic rehabilitation of beamcolumn joint using GFRP sheets. *Engineering Structures: The Journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering*, *24*(11), 1397–1407.
- F. Danesh, E. E. and M. F. A. (2008). Shear Strengthening of 3D RC Beam-Column Connection Using GFRP: FEM Study. *Asian Journal of Applied Sciences*, *1*, 217–227.
- Ghobarah, A., and Said, A. (2002). Shear strengthening of beam-column joints. *Engineering Structures: The Journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering*, *24*(7), 881–888.
- Hadi, M. N. S., & Tran, T. M. (2015). Seismic rehabilitation of reinforced concrete beam-column joints by bonding with concrete covers and wrapping with FRP composites. *Materials and Structures*, *49*, 1–19. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0511-4>
- Hakuto, S., Park, R., and Tanaka, H. (2000). Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details. *ACI Structural Journal*, *97*(1), 11–25.
- Kassem, W. (2016). Strut-and-tie modelling for the analysis and design of RC beam-column joints. *Materials and Structures*, *49*(8), 3459–3476. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0732-1>
- Kunnath, S. K., Hoffmann, G., Reinhorn, A. M., and Mander, J. B. (1995a). Gravity load-designed reinforced concrete buildings—Part I: Seismic evaluation of existing

- construction. *ACI Structural Journal*, 92(3), 343–354.
- Kunnath, S. K., Hoffmann, G., Reinhorn, A. M., and Mander, J. B. (1995b). Gravity load-designed reinforced concrete buildings—Part II: Evaluation of detailing enhancements. *ACI Structural Journal*, 92(4), 470–478.
- Li, B., Wu, Y., and Pan, T. C. (2002). “Seismic behavior of nonseismically detailed interior beam-wide column joints—Part I: Experimental results and observed behavior. .” *ACI Structural Journal*, 99(6), 791–802.
- Li, B., Wu, Y., and Pan, T. C. (2003). Seismic behavior of nonseismically detailed interior beam-wide column joints—Part II: Theoretical comparisons and analytical studies. *ACI Structural Journal*, 100(1), 56–65.
- Mattock, A. H. (1959). Redistribution of design bending moments in reinforced concrete continuous beams. *17 Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 13, 35–46.
- Pampanin, S., Akguzel, U., & Attanasi, G. (2007). Seismic upgrading of 3-D exterior R.C. beam column joints subjected to bi-directional cyclic loading using GFRP composites. *The 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*, 1–10.
- Pampanin, S., Bolognini, D., & Pavese, A. (2006). Performance-Based Seismic Retrofit Strategy for Existing 2 Reinforced Concrete Frame Systems Using Fiber-Reinforced. *ASCE Journal of Composites in Construction, Special Issue*, (April), 1–16.
- Pampanin, S., Calvi, G. M., & Moratti, M. (2002). Seismic behaviour of r.C. Beam-column joints designed for gravity loads. *Elsevier*, 726, 1–10. Retrieved from ir.canterbury.ac.nz/bitstream/10092/173/1/12587505_Main.pdf
- Pantelides, C. P., Okahashi, Y., & Reaveley, L. D. (2008). Seismic Rehabilitation of Rc Frame Interior Beam-Column Joints With Frp Composites. *Th The 14 World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China*, (1991).
- Paulay, T., priestley M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*.
- Pessiki, S. P., Conley, C., White, R. N., and Gergely, P. (1990). Seismic behavior of the beam column connection region in lightly-reinforced concrete frame structures. *Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, CA*, 2, 707–716.
- Pessiki, S. P., Conley, C. H., Gergely, P., and White, R. N. (1990). Seismic behavior of lightly reinforced concrete column and beam-column joint details. *Technical Report*

- NCEER-90-0014, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY.*
- Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons, 14 Inc., New York, NY, 687.*
- Prota, A., Nanni, A., Manfredi, G., & Cosenza, E. (2001). Selective Upgrade of Beam-Column Joints With Composites. *Proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, I(1992)*, 919–926.
- Ramírez, A. (2017). *Evaluación del comportamiento ante cargas laterales cíclicas de conexiones viga-columna en concreto reforzado y reforzadas con tejido CFRP.* Escuela Colombiana de Ingeniería Julio garavito.
- Seible, F., Priestley, M. J. N., Hegemier, G., and Innamorato, D. (1997). Seismic Retrofitting of RC Columns 24 with Continuous Carbon Fiber Jackets. *ASCE Journal of Composite for Construction, 2*, 52–62.
- Taylor, A. (2014). The Northridge earthquake: 20 years ago today. Retrieved June 5, 2017, from <https://www.theatlantic.com/photo/2014/01/the-northridge-earthquake-20-years-ago-today/100664/#img28>
- Tsonos, A. G. (2004). Effectiveness of CFRP-jackets and RC-jackets in post-earthquake retrofitting and pre-earthquake retrofitting of beam-column subassemblages. *13 Th World Conference on Earthquake Engineering, 2558.*
- Walker, S. G., Yeargin, C. M., Lehman, D. E., and Stanton, J. F. (2002). Performance based seismic evaluation of existing joints. *Proceedings of the Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (CD-ROM), Boston, MA.*