

**TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR  
MARÍA JOSÉ MEDRANO MEJÍA**

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL  
ENERO DE 2011  
BOGOTÁ**

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO Y MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL A CORTANTE  
DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORZADAS CON CFRP**

**MARÍA JOSÉ MEDRANO MEJÍA**

**DIRECTOR: ING. DAVID GÓMEZ VILLASANTE**

**Trabajo de grado presentado  
como requisito para optar al título de:**

**INGENIERO CIVIL**

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ENERO DE 2011**

**BOGOTÁ**

## TABLA DE CONTENIDO

	TABLA DE CONTENIDO	2
I	INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES	8
II	OBJETIVOS	10
III	CONCRETO REFORZADO	11
3.1.	Concreto simple	11
3.1.1.	Propiedades	11
3.1.2	Deformaciones	14
3.2.	Acero de refuerzo	16
3.2.1.	Propiedades	16
IV	MATERIALES COMPUESTOS	18
4.1.	Fibra de carbono	19
4.2.	Adhesivo epóxico	10
4.3.	Especificaciones generales para la instalación del sistema	21
4.3.1.	Requerimientos técnicos	21
4.3.2.	Espesor del refuerzo externo	22
4.3.3.	Procedimiento de instalación	22
4.3.4.	Aplicación y curado del material compuesto	22
4.3.5.	Protección del material compuesto	23
4.3.6.	Inspección y ensayos	23
V	DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS	24
5.1.	Diseño de vigas a flexión	24
5.2.	Diseño de vigas a cortante	29
5.2.1.	Modos de falla de vigas	33
5.3.	Diseño de reforzamiento externo para cortante con fibras de carbono	36
5.3.1.	Procedimiento según Reporte Técnico 55 de la Sociedad de Concreto del Reino Unido	37
5.3.2.	Procedimiento de diseño a cortante según Reporte FIB, bol14	43

	5.3.3.	Procedimiento de diseño a cortante según ACI-440.2R	44
VI		NORMATIVIDAD PARA ENSAYOS DE LABORATORIO	50
	6.1.	Resistencia a la compresión de cilindros de concreto	50
	6.1.1.	Consideraciones generales	50
	6.1.2.	Equipos	50
	6.1.3.	Procedimiento	51
	6.1.4.	Cálculos	53
	6.2.	Resistencia a la flexión del concreto	53
	6.2.1.	Consideraciones generales	54
	6.2.2.	Equipos	54
	6.2.3.	Muestreo	54
	6.2.4.	Procedimiento	55
	6.2.5.	Mediciones del espécimen después del ensayos	56
	6.2.6.	Cálculos	56
VII		CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO	57
	7.1.	Vigas a flexión	57
	7.2.	Diseño de vigas a cortante	59
	7.3.	Diseño del refuerzo con fibras de carbono	60
VIII		TRABAJO EXPERIMENTAL	66
	8.1.	Construcción de las vigas	66
	8.2.	Ensayos de laboratorio	68
	8.2.1.	Cilindros de concreto para determinación de resistencia	68
	8.2.2.	Vigas para ensayos a flexión	70
IX		Resultados	72
X		Análisis de resultados	83
	10.1.	Vigas con la misma configuración de refuerzo externo	83
	10.2	Comparativo de vigas con diferente configuración de refuerzo externo	88

	10.2.1. Comparativo entre vigas testigo (sin CFRP) y vigas con configuraciones sin anclaje	88
	10.2.2. Comparativo entre vigas testigo (sin CFRP) y vigas con configuraciones con anclaje	93
	10.2.3. Comparativo entre vigas con CFRP con y sin anclaje, con igual configuración de refuerzo	98
	10.3. Comparativo entre vigas de todas las configuraciones	100
XI	CONCLUSIONES	104
XII	BIBLIOGRAFÍA	106

## ÍNDICE DE FIGURAS

1	Ejemplo de comportamiento de una viga con y sin refuerzo	11
2	Relación esfuerzo – deformación del concreto	14
3	Curva esfuerzo – deformación típica de los aceros	17
4	Dirección de las fibras en tejidos CFRP	18
5	Mecanismos de daño en compuestos	19
6	Curva tensión – deformación en fibra de carbono	19
7	Categoría de las grietas	33
8	Tipos de falla en función de la esbeltez de la viga	34
9	Posibles configuraciones para reforzamiento a cortante con CFRP	37
10	Ancho efectivo del FRP	40
11	Variables dimensionales utilizadas para los cálculos del reforzamiento a cortante para reparación, rehabilitación o reforzamiento utilizando láminas FRP	45
12	Esquemas tipos de falla	52
13	Esquema de un equipo adecuado para el ensayo de flexión del concreto usando una viga cargada en el centro de la luz	55
14	Dimensiones de las vigas	57
15	Esquema de cargas	58

16	Esquema de sección	59
17	Esquema de cargas en luz libre	59
18	Diagrama de cortantes y momentos	60
19	Relación para determinación de cortante en d	61
20	Sección de la viga, con detalle del refuerzo interior	66
21	Armado de refuerzo interno de vigas	66
22	Elaboración de formaletas de madera	67
23	Concreto premezclado para construcción de vigas	67
24	Elaboración de cilindros de concreto	67
25	Aplicación del adhesivo epóxico	62
26	Preparación de la superficie	68
27	Colocación de tiras de CFRP	68
28	Esquema de luces y cargas para ensayo de vigas	65
29	Posicionamiento de las vigas	71
30	Montaje del ensayo	71
31	Vigas con diferente configuración de refuerzo	72
32	Gráfica carga – desplazamiento para viga 1A	73
33	Viga 1A después de falla	74
34	Gráfica carga – desplazamiento para viga 1B	74
35	Viga 1B después de falla	75
36	Gráfica carga – desplazamiento para viga 2A	75
37	Viga 2A después de falla	76
38	Gráfica carga – desplazamiento para viga 2B	76
39	Viga 2B después de falla	77
40	Gráfica carga – desplazamiento para viga 3A	77
41	Viga 3A después de falla	78
42	Gráfica carga – desplazamiento para viga 3B	78
43	Viga 3B después de falla	79

44	Gráfica carga – desplazamiento para viga 4A	79
45	Viga 4A después de falla	80
46	Gráfica carga – desplazamiento para viga 4B	80
47	Viga 4B después de falla	81
48	Gráfica carga – desplazamiento para viga 5A	81
49	Viga 5A después de falla	82
50	Gráfica carga – desplazamiento para viga 5B	82
51	Viga 5B después de falla	83
52	Gráfica carga – desplazamiento para vigas sin refuerzo externo de fibras de carbono	83
53	Gráfica carga – desplazamiento para vigas con refuerzo externo de fibras de carbono en U	84
54	Gráfica carga – desplazamiento para vigas con refuerzo externo de fibras de carbono en U con anclaje	85
55	Gráfica carga – desplazamiento para vigas con refuerzo externo de fibras de carbono en caras laterales	86
56	Gráfica carga – desplazamiento para vigas con refuerzo externo de fibras de carbono en caras laterales con anclaje	87
57	Comparativo entre vigas sin anclaje	88
58	Comparativo de cargas entre configuraciones sin anclaje	89
59	Comparativo de cargas promedio entre configuraciones sin anclaje	90
60	Comparativo de desplazamientos entre configuraciones sin anclaje	91
61	Comparativo de desplazamientos promedio entre configuraciones sin anclaje	92
62	Comparativo entre vigas testigo, con CFRP en U y en II, ancladas	92
63	Comparativo de cargas entre vigas testigo y configuraciones con anclaje	93
64	Comparativo de cargas promedio entre vigas testigo y configuraciones con anclaje	94
65	Comparativo de desplazamientos entre vigas testigo y configuraciones con anclaje	95
66	Comparativo de desplazamientos promedio entre vigas testigo y configuraciones con anclaje	96
67	Gráfico carga – desplazamiento para vigas con CFRP en II, con y sin anclaje	96
68	Comparativo de cargas promedio entre vigas con CFRP en II, con y sin anclaje	97

69	Gráfico carga – desplazamiento para vigas con CFRP en U, con y sin anclaje	98
70	Comparativo de cargas promedio entre vigas con CFRP en U, con y sin anclaje	99
71	Gráfica carga – desplazamiento para vigas con CFRP en todas las configuraciones	100
72	Comparativo de carga última promedio para vigas con CFRP en todas las configuraciones	101
73	Comparativo de desplazamiento promedio para vigas con CFRP en todas las configuraciones	102

### ÍNDICE DE TABLAS

1	Factores de seguridad parciales del material según reporte FIB	44
2	Factores de reducción adicional recomendados para el refuerzo a cortante FRP	45
3	Factores $(Le/11900\epsilon_{fu})$ y $(Le)$ – Cálculo $k_v$ Cortante – Sistemas Sika – ACI 440, Cap. 10.4	49
4	Tolerancias de tiempo permisibles en ensayo de resistencia a compresión de cilindros de concreto	51
5	Factor de corrección de resistencia a compresión por relación longitud a diámetro	53
6	Resultado de ensayos a compresión de cilindros	70
7	Cargas últimas y desplazamientos promedio para vigas testigo con CFRP en U y II	90
8	Cargas últimas promedio y desplazamientos promedio para vigas testigo y configuraciones con anclajes	94
9	Cargas últimas y desplazamientos promedio para vigas con CFRP II, con y sin anclajes	97
10	Cargas últimas y desplazamientos promedio para vigas con CFRP U, con y sin anclajes	99
11	Cargas últimas y desplazamientos promedio para vigas de todas las configuraciones	101



## I. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

La tecnología de reforzamiento estructural con materiales compuestos, FRP (Fiber Reinforced Polymer) surge como respuesta a la creciente necesidad de reparar o rehabilitar las estructuras de concreto armado por diferentes causas, como incrementos de carga, daño de partes estructurales, control de fisuras, modificación del sistema estructural, errores de diseño o construcción, o actualización a nuevos códigos.

Específicamente, los materiales compuestos FRP consisten en un gran número de pequeñas, continuas y direccionadas fibras incluidas en una matriz resinosa. En función del tipo de fibra, se conocen como AFRP (de aramida), CFRP (de carbono) o GFRP (de vidrio). En este sistema, son las fibras quienes soportan principalmente los esfuerzos, mientras que la resina los transfiere de una a otra y las protege.

En el caso de la presente investigación, se busca evaluar el sistema CFRP adherido a vigas de concreto con resina epóxica que por sus características químicas permite una pega adecuada y duradera.

Las vigas de concreto reforzado fallan generalmente por flexión o corte, siendo las fallas por cortante más críticas, pues se presentan de manera instantánea con mayor riesgo de pérdidas humanas y económicas.

Como se indica en el Reporte del Comité 440 [1], para incrementar la resistencia a cortante es necesario envolver las vigas parcial o totalmente con el CFRP, orientando las fibras en sentido transversal al eje del elemento, o perpendicular a las fisuras potenciales por corte. Las fallas a cortante de las fibras obedecen al esquema de envoltura: mayormente, se presenta pérdida de la traba del agregado del concreto cuando se envuelve completamente la viga, o desprendimiento del refuerzo de carbono si el CFRP se adhiere a tres o dos caras. Incrementar la resistencia a cortante en las vigas puede dar como resultado fallas a flexión.

Desde el punto de vista de las facilidades de aplicación, la documentación y normatividad del uso de materiales compuestos en el mundo aún es limitada. Las primeras normas fueron publicadas en el año 1983 por el JSCE (Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles). En 1997, el ICBO (International Conference of Building Officials) de Estados Unidos publicó el documento AC 125. El CSC (Comité del Concreto del Reino Unido) publicó en el año 2000

el Reporte No. 55. En 2001 se conoció el Bulletin 14 emitido por el FIB (Federation Internationale du Beton) en Suiza. Finalmente, se destaca la publicación del Instituto Americano del Concreto (ACI) Comité 440, en la cual se establecen las recomendaciones de diseño y las técnicas de construcción para el uso de FRP.

Se han realizado múltiples investigaciones en institutos como el EMPA (Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research) de Suiza y el BRI (Building Research Institute) de Japón y en varias universidades alrededor del mundo, que han concluido que este sistema de reforzamiento y rehabilitación incrementa la resistencia a flexión, cito las referencias [3][10][11][12][13][15][17][19] y a corte de vigas como concluyen los estudios referenciados [3][13][19][20]. Adicionalmente, los productores de materiales compuestos también han adelantado rigurosas investigaciones en reforzamiento con materiales compuestos, entre las que destaco las referencias [4][5][7]. A nivel latinoamericano, Colombia es pionero y se ha caracterizado por sus innovaciones en reforzamiento de estructuras.

Bajo estos antecedentes, es de necesidad el estudio de procesos de reforzamiento al corte que tengan pertinencia en Colombia, considerando que los factores para la elección de un sistema de reforzamiento en los proyectos de nuestro país se hace de acuerdo a su eficiencia, facilidad constructiva y costo. Según lo anterior, y conociendo la condiciones de nuestras obras, es posible reforzar a cortante las vigas de concreto con CFRP en forma de U, o adhiriendo el elemento de refuerzo externo a sus caras laterales, que sería una excelente alternativa por su fácil aplicación y menor consumo de material. En ambos casos, se debe evitar la falla por adherencia del CFRP al sustrato, por lo que la aplicación de anclajes sería de gran utilidad.

## II. OBJETIVOS

### OBJETIVO GENERAL

Estudiar el comportamiento estructural a cortante de vigas de concreto reforzado, usando fibras de carbono CFRP en U y en I I (sólo en caras laterales) añadiendo anclajes en sus extremos para reducir desprendimientos del sustrato.

### OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Comparar el comportamiento estructural teórico de vigas de concreto armado, reforzadas en U y en I I (sólo en caras laterales) con CFRP, con el comportamiento presentado por estos elementos en los ensayos experimentales.
- ✓ Comparar el comportamiento estructural experimental de las 4 alternativas propuestas de refuerzo: en U con y sin anclajes, y en caras laterales con y sin anclajes.
- ✓ Estudiar la incidencia en la flexión del mejoramiento estructural a cortante.

### III. CONCRETO REFORZADO

Se define como hormigón armado o concreto reforzado, al material resultante de la unión del hormigón o concreto y las armaduras o barras de acero de refuerzo, combinados de tal forma que constituyan un elemento sólido, monolítico y único desde el punto de vista de sus características físicas, para aprovechar así las cualidades individuales que presentan ambos materiales. El hormigón por sí solo, tiene una alta resistencia a la compresión y una baja resistencia a la tensión. Debido a eso, se proporciona refuerzo de tensión y de cortante en las regiones donde existen tensiones de las secciones para compensar la debilidad en estas zonas de los elementos reforzados.

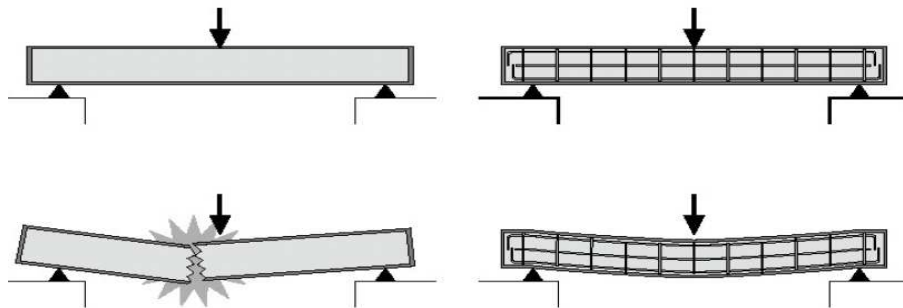


Figura 1: Ejemplo de comportamiento de una viga con y sin refuerzo

#### 3.1. CONCRETO SIMPLE

Nawy [22] define el concreto simple como una mezcla fraguada de cemento, agua, agregado fino, agregado grueso (piedra triturada o grava), aire y con frecuencia otros aditivos. La mezcla plástica se coloca y se compacta en la cimbra, luego se cura para facilitar la aceleración de la reacción química de la hidratación de la mezcla agua-cemento, produciendo un material de aspecto duro.

##### 3.1.1. Propiedades

Las propiedades mecánicas del concreto son las siguientes:

##### Densidad

La densidad del concreto se define como el peso por unidad de volumen. Depende de la densidad real y de la proporción en que participan cada uno de los diferentes materiales

constituyentes del hormigón. Para los hormigones convencionales formados por materiales granulares provenientes de rocas no mineralizadas de la corteza terrestre su valor oscila entre 2.35 y 2.55 Kg.

### **Resistencia**

La resistencia es una de las propiedades más importantes del hormigón principalmente cuando se le utiliza con fines estructurales. El hormigón, en su calidad de constituyente de un elemento estructural, queda sometido a las tensiones derivadas de las solicitaciones que actúan sobre éste. Si sobrepasan su capacidad resistente se producirán fracturas, primero de origen local posteriormente generalizadas, que podrán afectar la seguridad de la estructura. Por este motivo, los elementos estructurales deben ser dimensionados de manera que las tensiones producidas no sobrepasen la capacidad resistente del material constituyente, lo cual muestra la importancia de conocer esa característica.

### **Resistencia a la Compresión ( $f'c$ )**

La resistencia a la compresión se puede definir como la máxima resistencia medida de un espécimen de concreto o de mortero a carga axial. Generalmente se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado ( $\text{Kg/cm}^2$ ) a una edad de 28 días se le designe con el símbolo  $f'c$ .

La resistencia a la compresión del hormigón, la cual define su calidad, depende de varios factores:

1. la relación agua/cemento
2. la dosificación
3. la forma de curado
4. la calidad de sus componentes (cemento y áridos)

Los valores promedios entre los que se encuentran los concretos convencionales se encuentran en el rango de 120 a 240  $\text{Kg/cm}^2$

### **Resistencia a la Tracción**

Por su naturaleza, el concreto es bastante débil a esfuerzos de tracción, esta propiedad conduce a que generalmente no se tenga en cuenta en diseño de estructuras normales. La tracción tiene que ver con el agrietamiento del concreto, a causa de la contracción inducida por el fraguado o por los cambios de temperatura, ya que estos factores generan esfuerzos internos de tracción [26].

### **Resistencia al cortante**

La resistencia del concreto a esfuerzos cortantes es baja, sin embargo, generalmente es tomada en cuenta por los códigos de diseño estructural. Este tipo de esfuerzos es importante en el diseño de vigas y zapatas, en donde se presentan en valores superiores a la resistencia del concreto [26].

### **Alargamiento**

El hormigón admite un pequeñísimo alargamiento que es alrededor de 0,15mm por cada metro de longitud de la pieza, antes de que se produzcan fisuras.

### **Elasticidad**

Módulo de Elasticidad es la resistencia que opone el material a ser deformado, y corresponde a la pendiente de la parte inicial de la curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto y aumenta con la resistencia del concreto a compresión. Se usa normalmente el denominado módulo secante, que se obtiene de la pendiente de la recta que une el origen de la curva de esfuerzos vs. deformación unitaria del concreto, con un punto correspondiente a un esfuerzo de  $0,45 f'c$ . Esta propiedad del concreto es muy importante para la predicción de las deflexiones producidas por cargas de corta duración en los elementos a flexión. Aunque es un valor que es variable según la resistencia del concreto a compresión, su valor puede asumirse como  $200000 \text{ kg/cm}^2$ , para muchos casos en que no sea necesaria demasiada precisión.

Módulo de Elasticidad: Carga unitaria / Deformación unitaria

### **Contracción**

Existen dos tipos básico de contracción: plástica y por desecación. La contracción plástica ocurre durante las primeras horas después de colocar el concreto fresco en los moldes. La contracción por desecación ocurre después de que el concreto ha alcanzado su fraguado final y se ha completado una buena parte del proceso químico de hidratación del cemento; es la disminución en el volumen de un elemento de concreto cuando éste pierde humedad por evaporación.

### 3.1.2. Deformaciones

Olarte [21] define los siguientes tipos de deformaciones:

#### Deformaciones elásticas

La relación entre tensiones y deformaciones se establece a través del módulo de elasticidad en el rango elástico. Para los materiales totalmente elásticos, el módulo de elasticidad es constante e independiente de la tensión aplicada, acostumbrando a designársele con el nombre de módulo de Young. En otros materiales, designados inelásticos en cambio, el módulo de elasticidad depende del valor de la tensión aplicada.

Lo más frecuente, sin embargo, es que los materiales presenten una combinación de ambos comportamientos, inicialmente elástico y posteriormente inelásticos al aumentar la tensión aplicada. Este es el caso del hormigón, cuya curva de relación esfuerzo deformación tiene la forma indicada en la figura 2, en la cual pueden observarse tres tramos característicos:

- Un primer tramo recto, en que el comportamiento es elástico y que abarca no más de un 20% del desarrollo total de la curva.
- Un segundo tramo curvo, ascendente hasta el valor máximo de la curva esfuerzo – deformación.
- Un tercer tramo curvo, descendente hasta el esfuerzo de rotura.

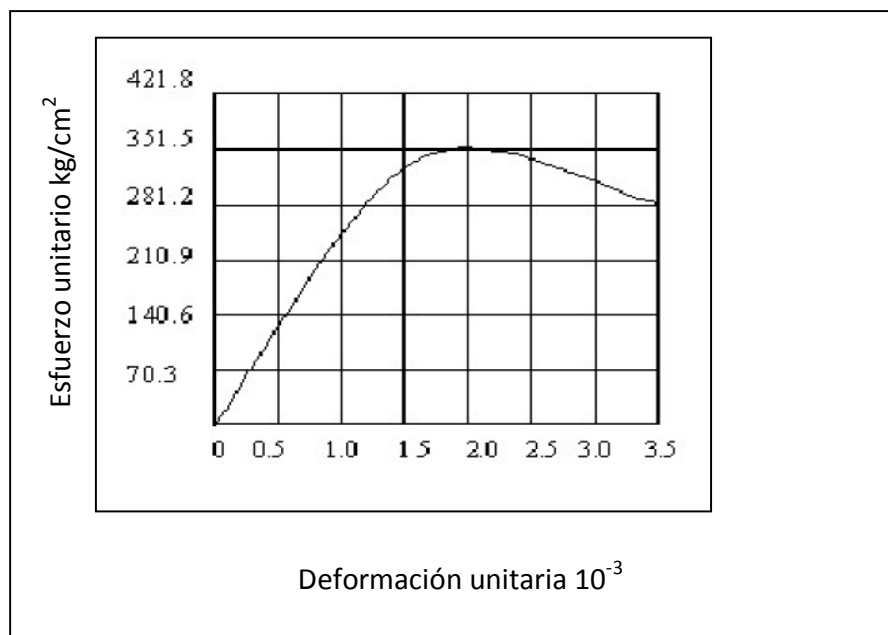


Figura 2: Relación esfuerzo – deformación del concreto

La forma recta se mantiene en tanto el hormigón se mantenga como un material homogéneo. Esta forma se pierde al aparecer las primeras microfisuras normalmente en el contacto mortero - árido grueso, pues, en esta situación, aún cuando el hormigón es capaz de seguir aceptando carga, su deformabilidad aumenta. Finalmente, al fracturarse el mortero del hormigón, desaparece su capacidad de tomar carga, pero continúa deformándose hasta llegar a la rotura total.

### **Deformaciones Plásticas**

A pesar del carácter frágil señalado para el hormigón para las cargas de velocidad normal de aplicación, éste presenta un comportamiento plástico cuando una determinada carga permanece aplicada un largo tiempo, produciéndose en este caso una deformación denominada fluencia del hormigón.

El mecanismo que genera la fluencia en el hormigón no es bien conocido estimándose actualmente que es causado por la combinación de dos tipos de fenómenos: uno derivado de la acomodación de la estructura cristalina de la pasta de cemento, que se denomina fluencia básica, y otro proveniente de la migración interna de la humedad, que se traduce en una retracción hidráulica adicional. Los principales factores que condicionan la fluencia del hormigón son las características del hormigón, principalmente el tipo y la dosis de cemento, la humedad ambiente, la magnitud de la tensión aplicada y la edad del hormigón en el momento de su aplicación.

### **Deformaciones Laterales**

Cuando al concreto se le comprime en una dirección, al igual que ocurre con otros materiales, éste se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado. La relación entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson. La relación de Poisson varía de 0.15 a 0.20 para concreto.

### **Deformaciones por contracción**

La contracción del concreto debida al secado y a cambios químicos depende solamente del tiempo y de las condiciones de humedad, pero no de los esfuerzos. Para propósitos de diseño, un valor promedio de deformación por contracción será de 0.0002 a 0.0006 para las mezclas usuales de concreto empleadas en las construcciones pre-esforzadas.



## **3.2. ACERO DE REFUERZO**

El acero de refuerzo empleado en estructuras de concreto reforzado, se puede dividir por su forma en corrugado y liso. Por la reglamentación dada en la NSR—10 solo se admite el acero de refuerzo corrugado; el liso puede utilizarse solamente en estribos, espirales o tendones y refuerzo de repartición o temperatura. El acero debe cumplir con las normas de calidad NTC 2289 (ASTM A 706).

### **3.2.1. Propiedades**

#### **Ductilidad**

La ductilidad de un acero sometido a tracción es la capacidad para deformarse, de forma importante bajo carga sin romperse, una vez superado el límite elástico. Es una característica del acero para el hormigón armado muy deseable en todos los casos, e imprescindible en las situaciones de estructuras en las que por cálculo, se han previsto elevadas redistribuciones de esfuerzos o no se pueden valorar las sollicitaciones con la necesaria precisión, bien sea por la naturaleza de dichas acciones o por el insuficiente conocimiento sobre sus efectos en la estructura de que se trate.

Los parámetros que definen el grado de ductilidad son:

$(f_s/f_y)$  = relación tensión de rotura - Límite elástico.

$E_{max}$  (Agt) = alargamiento uniforme bajo carga máxima.

#### **Elongación (alargamiento)**

Es el incremento en la longitud entre marcas de un cuerpo sometido a una fuerza de tracción, con referencia a una longitud entre marcas en el cuerpo. El alargamiento (elongación) se suele expresar como un porcentaje de la longitud entre marcas original.

#### **Estricción**

Es la reducción de área localizada de la sección transversal de una probeta, lo cual puede ocurrir durante el estiramiento.

## Elasticidad

Las características esfuerzo - deformación del acero estructural, en pruebas a tensión uniaxial, son como la mostrada en la figura No. 3. Hasta el punto de fluencia, la relación es prácticamente lineal. Independientemente de la resistencia a la fluencia y del proceso de producción el módulo de elasticidad para el acero de refuerzo se puede considerar  $2.00 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>. Posteriormente sigue una planicie de fluencia donde el acero tiene un comportamiento plástico; luego sigue la zona en la que para deformaciones unitarias entre 0.5 y 2% se conoce como endurecimiento por deformación aumentando la resistencia del acero.

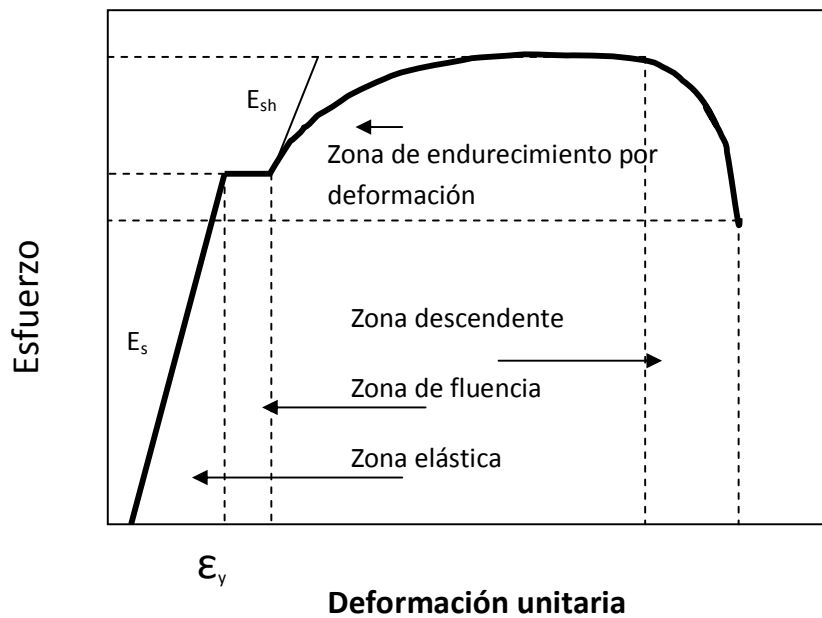


Figura 3: Curva esfuerzo – deformación típica de los aceros de refuerzo

#### IV. MATERIALES COMPUESTOS

Los materiales compuestos están hechos, generalmente, de dos componentes, una fibra y una matriz. La fibra puede ser de vidrio, kevlar, fibra de carbono, o polietileno. La matriz es por lo general un termorrígido como una resina epoxi, el polidiciclopentadieno, o una poliimida. La fibra es incorporada a la matriz con el propósito de volverla a ésta más resistente.

Los polímeros reforzados con fibras tienen dos características importantes: son resistentes y ligeros. Son más resistentes que el acero, y pesan mucho menos, por lo que pueden ser utilizados para sustituir a los metales en muchas aplicaciones.

Se puede hacer que el composite sea más resistente, alineando todas las fibras en la misma dirección, ya que puede que sólo se necesite que el material compuesto sea resistente en una sola dirección. Otras veces se requiere resistencia en más de una dirección, de modo que se orientan las fibras en más de una dirección [3].

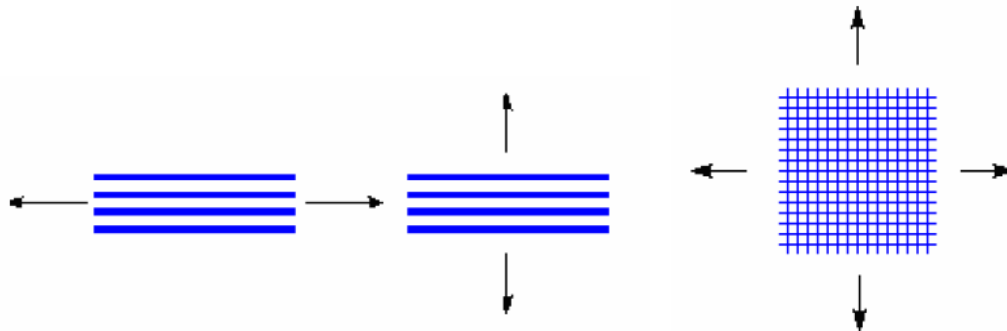


Figura 4: Dirección de las fibras en tejidos de CFRP

La matriz mantiene unidas a las fibras. Si bien las fibras son resistentes, pueden ser frágiles. La matriz proporciona dureza al material compuesto. Además, a pesar de que las fibras tienen una gran resistencia a tracción, por lo general tienen poca resistencia a la compresión, por lo que la matriz le otorga al material compuesto resistencia a la compresión.

A nivel microestructural, el daño en un compuesto sólo puede obedecer a alguno de los siguientes mecanismos: rotura de fibras, formación de grietas en la matriz, rotura de la interfase entre la fibra y la matriz (despegue), pandeo de la fibra bajo esfuerzos de compresión y el despegue entre láminas adyacentes o delaminación.

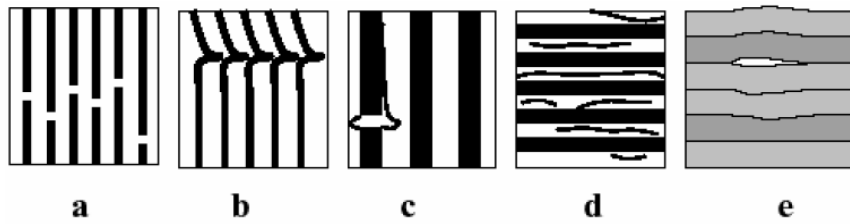


Figura 5: Mecanismo de daño en compuestos. a) rotura de fibras, b) pandeo de fibra por esfuerzos de compresión, c) despegue, d) agrietamiento en la matriz, e) delaminación

Como consecuencia de la presencia de estos modos de deterioro microestructural, a nivel macroscópico existe una degradación de las propiedades elásticas y la resistencia. En un laminado, cada una de las láminas va deteriorándose con el tiempo según sea la orientación y contenido de su refuerzo (comportamiento anisótropo).

#### 4.1. FIBRA DE CARBONO

La fibra de carbono es la que posee las mejores características mecánicas y químicas. Es un polímero de una cierta forma de grafito en la cual las láminas son largas y delgadas. Se fabrica a partir de otro polímero, llamado poliacrilonitrilo, a través de un complicado proceso de calentamiento.

Las fibras se disponen en la matriz longitudinalmente, por lo tanto, en la dirección de la carga poseen una resistencia a la tracción y rigidez muy altas. Su comportamiento es lineal hasta la rotura, tienen un excelente comportamiento frente a la fatiga y a la fluencia, su densidad es muy baja y tienen una importante resistencia química, al envejecimiento y a los rayos ultravioletas.



Figura 6: Curva tensión – deformación en fibra de carbono

Las propiedades del tejido compuesto descritas en las hojas técnicas de productos de Sika Colombia S.A. a utilizar en esta investigación son las siguientes:

### **SikaWrap 300C [24]**

*SikaWrap 300C* es un tejido unidireccional de fibra de carbono. El material es saturado en campo usando el adhesivo epóxico *Sikadur 301* para conformar el polímero reforzado con fibras (CFRP) usado para el reforzamiento de elementos estructurales.

*Datos Técnicos:*

Resistencia a tensión: 3.900 N/mm<sup>2</sup> (565.000 psi)

Módulo de elasticidad: 230.000 N/mm<sup>2</sup> (33,3 x 10<sup>6</sup> psi)

Elongación: 1.5 %

Dirección de la fibra: 0°(unidireccional)

Peso por metro cuadrado: 300 g

Espesor: 0,17 mm

Densidad de la fibra: 1.8 g/cc

## **4.2. ADHESIVO EPÓXICO**

El adhesivo que se usa en estas aplicaciones es una resina epoxi formada por dos componentes. El primer componente es un polímero de bajo peso molecular con grupos epoxi en cada extremo, y el segundo componente es una diamina. Cuando se mezclan ambos, el diepoxi y la diamina, éstos reaccionan y se unen entre sí, de manera tal que se enlazan todas las moléculas del diepoxi y de la diamina, produciendo una sustancia rígida que puede ser muy resistente, pero no procesable. No puede ser moldeada, ni fundida. Esta es la razón por la cual los dos componentes no vienen mezclados. Si lo estuvieran, formarían una masa sólida, sin aplicabilidad como adhesivo [3].

Es importante anotar que el adhesivo tiene que ser capaz de evitar el deslizamiento entre el refuerzo de fibras y el hormigón.

Las propiedades del adhesivo epóxico que se empleará en el reforzamiento estructural de las vigas concernientes a este proyecto, son las siguientes:

### **Sikadur-301**

*Sikadur 301* es un adhesivo epóxico de 2 componentes, 100% sólidos, de alto módulo, alta resistencia y resistente a la humedad.

*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 térmica (HDT)(ASTM D-648): 47°C.

Temperatura de transición vítrea (Tg): 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 de elasticidad a tensión: 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 elasticidad a compresión: 250 ksi (1,725 MPa).

### **4.3. ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA INSTALACIÓN DEL SISTEMA**

#### **4.3.1. Requerimientos Técnicos**

El sustrato debe estar limpio, sano y libre de partes sueltas. Remover de la superficie polvo, lechada superficial, grasa, componentes curadores, parafinas, impregnaciones, partículas extrañas y otros materiales que perturben la adherencia, por medio de chorro de arena o chorro de agua a alta presión u otros medios mecánicos equivalentes.

La superficie que va a recibir el material compuesto debe estar libre de aristas vivas, depresiones o protuberancias, marcas de formaleta, que puedan causar vacíos bajo el tejido instalado o que en la opinión del ingeniero puedan dañar las fibras. Superficies no uniformes existentes que van a recibir el material compuesto deben ser perfiladas con un material de relleno o grout. Las esquinas deben ser redondeadas en un radio mínimo de media pulgada. La remoción de depresiones o protuberancias, marcas de formaletas, redondeo de esquinas y relleno de vacíos y la limpieza previa a la instalación del material compuesto debe estar incluido en el contrato de trabajo de reforzamiento.

#### **4.3.2. Espesor del refuerzo externo**

Si se coloca una tela encima de la otra para sistemas curados en sitio se pueden aplicar máximo 5 capas. En el caso de confinamiento de elementos a compresión como columnas, el número de capas superpuestas máximo es de 20 a 25.

#### **4.3.3. Procedimiento de instalación**

##### **Mezcla de la resina epóxica/imprimación/saturación del tejido**

La temperatura ambiente y la temperatura de los componentes epóxicos deben estar entre 20°C y 33°C (65°F a 85°F) en el momento de la mezcla para facilitar el mezclado.

Los componentes del epóxico deberán ser mezclados mecánicamente. Componentes que hayan excedido el tiempo de vida útil no deben ser usados. Se deben evitar un mezclado excesivo para evitar la incorporación de aire en la mezcla.

Tanto el epóxico como el tejido deben ser medidos con exactitud, preparados y asentados uniformemente a la rata o velocidad mostrada en los planos y/o según las especificaciones de trabajo aprobados y de acuerdo a las recomendaciones del fabricante de acuerdo al tipo de productos usados.

#### **4.3.4. Aplicación y curado del material compuesto**

##### *Material compuesto*

El material compuesto que es la combinación de las fibras saturadas con la resina epóxica debe ser aplicado sobre la superficie usando un método que produzca una fuerza de tensión

uniforme y constante que es distribuida en todo el ancho del tejido. La fibra puede ser colocada completamente por métodos manuales asegurando una apariencia final suave y uniforme.

El espacio entre bandas no debe exceder la media pulgada de ancho en las juntas horizontales. La longitud de traslapo que se requiere en las juntas verticales del sistema de reforzamiento se regirá de acuerdo al diseño. En el caso de columnas la longitud del traslapo requerida en las juntas verticales debe ser mínimo 15 cm (6"). Las juntas verticales no deben ser coincidentes en su posición. La banda horizontal debe ser continua alrededor del elemento y debe haber un traslapo mínimo con respecto al punto de partida de acuerdo al diseño y en el caso de columnas de mínimo 15 cm (6").

El sistema de reforzamiento debe ser inspeccionado completamente por el inspector durante e inmediatamente luego de la aplicación de los materiales compuestos. Aire atrapado debe ser evacuado antes de que el epóxico cure. Además cada capa individual del compuesto debe estar asentada firmemente y adherida a la capa precedente o sustrato.

La temperatura de curado del epóxico debe ser mantenida en el rango de temperatura designado para la formulación usada. Los rangos de temperatura de curado deben ser determinados por el fabricante. El material compuesto curado debe tener un espesor y densidad uniforme y registrar adherencia entre capas y ausencia de porosidad.

#### **4.3.5. Protección del material compuesto**

En el caso que el sistema pueda alcanzar una temperatura de 50°C o más, y/o puede estar expuesta a los rayos ultravioleta, (por ejemplo por incidencia de los rayos del sol o por temperatura ambiente del sitio), recomendamos efectuar una protección del mismo con un material aislante, de tal forma que se garantice máximo una temperatura del sistema de 50°C. Esta limitante es debida a la temperatura de operación del adhesivo epóxico utilizado, Sikadur 301.

Así mismo se deberá proveer protección al sistema en caso de un posible ataque mecánico y/o químico con morteros o recubrimientos adecuados.



#### **4.3.6. Inspección y ensayos**

- Se debe verificar la temperatura del sustrato y ambiente, humedad relativa, temperatura de rocío, previo a los trabajos de instalación.
- Se debe verificar la resistencia a la adherencia a tensión al concreto. El valor mínimo debe ser aproximadamente 15 kg/cm<sup>2</sup>. Si no se cumple este requerimiento no se recomienda el uso de este sistema de refuerzo. En caso de refuerzo por confinamiento sin embargo es más importante garantizar el contacto entre tejido y sustrato, de esta forma la nivelación es muy importante.
- Mezclar muestras de resina epóxica de acuerdo a las recomendaciones del fabricante.
- Impregnar la resina sobre un polietileno colocado sobre una superficie suave, plana y a nivel, preparar las dos muestras en dos capas de material compuesto y orientadas en la misma dirección. Cubrir con polietileno y sacar las burbujas.

## V. DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS

### 5.1. DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN

Las cargas que actúan en una estructura, ya sean cargas vivas de gravedad o de otros tipos, tales como cargas horizontales de viento o las debidas a la contracción y temperatura, generan flexión y deformación de los elementos estructurales que la constituyen. La flexión del elemento viga es el resultado de la deformación causada por los esfuerzos de flexión debida a la carga externa.

Conforme se aumenta la carga, la viga soporta deformación adicional, propiciando el desarrollo de las grietas por flexión a lo largo del claro de la viga. Incrementos continuos en el nivel de la carga conducen a la falla del elemento estructural cuando la carga externa alcanza la capacidad del elemento. A dicho nivel de carga se le llama estado límite de falla en flexión.

Los esfuerzos de flexión resultan de los momentos flexionantes externos. Controlan en la mayoría de los casos la selección de las dimensiones geométricas de una sección de concreto reforzado. El proceso de diseño a través de la selección y análisis de una sección comienza normalmente por satisfacer los requisitos de flexión.

Si una viga está constituida de material linealmente elástico, homogéneo e isótropo, el esfuerzo máximo de flexión puede obtenerse utilizando la fórmula de flexión de viga,  $F=Mc/I$ . En la carga última, la viga de concreto reforzado no es ni homogénea ni elástica, haciendo con esto que la expresión anterior no sea aplicable para la evaluación de los esfuerzos. Sin embargo, los principios básicos de la teoría de flexión pueden aún utilizarse para analizar las secciones transversales de vigas de concreto reforzado [22].

#### NSR-10

##### Suposiciones de diseño

- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria en el concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.
- Este requisito se satisface con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, definida como sigue:
  - Un esfuerzo en el concreto de  $0.85f_c$  uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia  $a=\beta_1*c$  de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.
  - La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro,  $c$ , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.
  - Para  $f'_c$  entre 17 y 28 MPa, el factor  $\beta_1$  se debe tomar como 0.85. Para  $f'_c$  superior a 28 MPa,  $\beta_1$  se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 7 MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo,  $\beta_1$  no debe ser menor de 0.65.

### **Principios y requisitos generales**

- El diseño de las secciones transversales sometidas a cargas de flexión, ó cargas axiales, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones.
- La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal cuando el refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a  $f_y$  al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación unitaria última supuesta de 0.003.
- Las secciones se denominan controladas por compresión si la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción,  $\epsilon_t$ , es igual o menor que el límite de deformación unitaria controlada por compresión cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación supuesto de 0.003. El límite de deformación unitaria controlada por compresión es la deformación unitaria neta de tracción del refuerzo en condiciones de deformación unitaria balanceada.

- Las secciones son controladas por tracción si la deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción,  $\epsilon_t$  es igual o mayor a 0.005, justo cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria asumido de 0.003. Las secciones con  $\epsilon_t$  entre el límite de deformación unitaria controlada por compresión y 0.005 constituyen una región de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción.
- Se permite el uso de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para aumentar la resistencia de elementos sometidos a flexión.

En el método de la resistencia última, recomendado en esta normatividad, se estudia el comportamiento de la estructura en el instante de falla.

Basados en el diagrama de esfuerzos y deformaciones realizado para el método elástico, se obtienen las relaciones de diseño tanto de esfuerzos de compresión como de tensión, teniendo en cuenta que el máximo valor de compresión como resultado de la flexión es 0.85  $f'_c$ .

Adicional a las variables obtenidas en el método elástico, en este método ahora se tiene en cuenta el valor de  $K_1$ , el cual es el factor de promedio de los esfuerzos de compresión en el concreto. Haciendo la misma deducción de fórmulas que se hizo en el módulo elástico se deducen las siguientes variables:

*Compresión última:*

$$C_u = 0.85 * f'_c * k_1 * k * d * b \quad (\text{Ec. 5.1-1})$$

*Tensión última:*

$$T_u = A_s * f_y = \rho * d * b * f_y \quad (\text{Ec. 5.1-2})$$

*Momento último:*

$$M_u = \rho * f_y * \left(1 - 0.59 \frac{\rho * f_y}{f'_c}\right) * b * d^2 \quad (\text{Ec. 5.1-3})$$

Se deben tomar en cuenta determinadas consideraciones que se hacen al respecto las cuales reglamentan su uso con requisitos de seguridad, a saber:

*Factor de carga:*

Es un factor de seguridad aplicable a las cargas exteriores, el cual toma las desviaciones de las cargas reales con las cargas calculadas y la incertidumbre de diseño. La aplicación de este factor se hace por combinaciones las cuales están dadas en la NSR-10 en el capítulo B.2.4 y se mencionan a continuación:

$D + F$	(Ec. 5.1-4)
$D + H + F + L + T$	(Ec. 5.1-5)
$D + H + F + (L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(Ec. 5.1-6)
$D + H + F + 0.75L + T + 0.75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(Ec. 5.1-7)
$D + H + F + W$	(Ec. 5.1-8)
$D + H + F + 0.7E$	(Ec. 5.1-9)
$D + H + F + 0.75W + 0.75L + 0.75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(Ec. 5.1-10)
$D + H + F + 0.75E + 0.75L + 0.75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(Ec. 5.1-11)
$0.6D + W + H$	(Ec. 5.1-12)
$0.6D + 0.7E + H$	(Ec. 5.1-13)

Siendo D carga muerta, L carga viva, W carga de viento, E fuerza de sismo, H carga debida al empuje lateral del suelo, de agua freática o de materiales almacenados con restricción horizontal, T fuerzas causadas por efectos de temperatura. De las combinaciones anteriores se toma la más desfavorable y en ningún caso debe ser inferior al utilizado para cargas verticales.

*Factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ):*

Es un factor que reduce la capacidad de la sección para tener en cuenta variaciones en la calidad de los materiales, fallas en la construcción e incertidumbres de diseño. La norma NSR-10 en su aparte C.9.3.1 define que la resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otros elementos y cualquier parte o sección de él, en términos de momento flector, carga axial, cortante y torsión, debe ser igual a su resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones multiplicado por un factor de reducción de resistencia.

$$\text{Resistencia de diseño} = \phi \times \text{Resistencia Nominal} \geq \text{Resistencia requerida}$$

Para el diseño de vigas por flexión el coeficiente de reducción es de 0.90 según el capítulo C.9.3.2.

Teniendo en cuenta lo establecido en la norma se puede deducir que el momento último será:

$$M_u = \phi * A_s * f_y * \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec. 5.1-14})$$

Donde

$$a = \frac{\rho * f_y * d}{0.85 * f'_c} \quad (\text{Ec. 5.1-15})$$

Refuerzo mínimo de diseño ( $A_{s_{min}}$ ):

En toda sección de un elemento sometido a flexión donde debido al análisis se requiera refuerzo a tracción, el  $A_s$  no debe ser menor que:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * d * b = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} * d * b \geq \frac{1.4}{f_y} * d * b \quad (\text{Ec. 5.1-16})$$

## 5.2. DISEÑO DE VIGAS A CORTANTE

El diseño por cortante es de principal importancia en las estructuras de concreto debido a que la resistencia a tensión del concreto es considerablemente menor que la de compresión.

El comportamiento de las vigas de concreto reforzado en el instante de la falla por cortante es muy diferente a su comportamiento por flexión. La falla es repentina sin suficiente aviso previo y las grietas diagonales que se desarrollan son más amplias que las de flexión [22].

### NSR-10

El diseño de las secciones transversales de la viga sometidas a esfuerzos de cortante está fundamentado en la relación:

$$v_u \leq \phi * v_n \quad (\text{Ec. 5.2-1})$$

Donde  $V_u$  es el esfuerzo cortante mayorado en la sección y  $V_n$  es el esfuerzo resistente nominal, en este caso el valor de  $\phi$  es de 0.85 según el aparte C.9.3.2.3. de la norma, ya que se debe a diseño a cortante.

$$V_n = V_c * V_s \quad (\text{Ec. 5.2-2})$$

Donde  $V_c$  es el esfuerzo resistente nominal del concreto a cortante y  $V_s$  el esfuerzo resistente nominal del acero a cortante.

El esfuerzo cortante mayorado en la sección se calcula como:

$$v_u = \frac{V_u}{b_w * d} \quad (\text{Ec. 5.2-3})$$

Donde  $V_u$  es la fuerza cortante mayorada en la sección,  $b_w$  es el ancho de la viga o del alma, y  $d$  la altura efectiva.

Para el cálculo del esfuerzo a cortante del concreto es necesario seguir los requerimientos del capítulo C.11.3, el cual aconseja un cálculo simplificado del valor del cortante como:

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \quad (\text{Ec. 5.2-4})$$

Y en caso que se quiera calcular de una forma detallada, el valor del cortante del concreto será:

$$v_c = \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{7} + 17.1 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \leq 0.3 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 5.2-5})$$

Donde  $M_u$  es el momento flector mayorado que se presenta simultáneamente con  $V_u$ , teniendo en cuenta que  $V_u d / M_u$  no puede ser mayor a 1.

Para el cálculo de la resistencia de cortante aportada por el refuerzo se debe tener en cuenta:

- Tipos de refuerzo de cortante: Se permite refuerzo para cortante consistente en:
  - (a) Estribos perpendiculares al eje del elemento
  - (b) Refuerzo electrosoldado de alambre con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.
  - (c) Espirales, estribos circulares y estribos cerrados de confinamiento.
- Para elementos no preesforzados, se permite que el refuerzo para cortante también consista en:
  - (a) Estribos que formen un ángulo de 45° o más con el refuerzo longitudinal por tracción.
  - (b) Refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de 30° o más con el refuerzo longitudinal de tracción.
  - (c) Combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado.
- Los valores de  $f_y$  y  $f_{yt}$  usados en el diseño del refuerzo para cortante no debe exceder 420 MPa, excepto que el valor no debe exceder 550 MPa para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado.
- Los estribos y otras barras o alambres usados como refuerzo de cortante deben extenderse hasta una distancia  $d$  medida desde la fibra extrema en compresión y deben desarrollarse en ambos extremos.

Cuando el esfuerzo cortante mayorado  $v_u$  exceda de la resistencia a cortante de diseño  $\phi v_c$  se proporcionará refuerzo a cortante de tal manera que cumpla con las ecuaciones expuestas anteriormente, en las cuales el refuerzo debe calcularse según el tipo de refuerzo así:

1. Si el refuerzo a cortante es perpendicular al eje del elemento:

$$v_s = \frac{A_v * f_y}{b_w * s} \quad (\text{Ec. 5.2-6})$$

Donde  $A_v$  es el área del refuerzo de cortante dentro de una distancia  $s$ .

2. Si el refuerzo a cortante es un estribo inclinado:

$$v_s = \frac{A_v * f_y * (\text{Sen} \alpha + \text{Cos} \alpha)}{b_w * s} \quad (\text{Ec. 5.2-7})$$



3. Si el refuerzo a cortante es una sola barra o un grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$v_s = \frac{A_v * f_y * S \sin \alpha}{b_w} \leq \frac{\sqrt{f'_c}}{4} \quad (\text{Ec. 5.2-8})$$

La resistencia a cortante contribuida por el refuerzo a cortante,  $v_s$ , no puede ser mayor

que  $\frac{2\sqrt{f'_c}}{3}$

El cortante es efectivo a una distancia “ $a/2+d$ ”, siendo  $a$  la distancia medida desde el apoyo donde se empieza a dividir la sección de la viga para el análisis de la fuerza cortante.

*Limites de espaciamento para refuerzo a cortante:*

El espaciamento del refuerzo a cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe ser mayor que  $d/2$ .

Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado deben espaciarse de manera que cada línea a  $45^\circ$  que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura útil del elemento ( $d/2$ ) hacia el refuerzo longitudinal en tracción, sea cruzada por lo menos por una línea de refuerzo a cortante.

Cuando  $v_s$  sea mayor que  $\frac{\sqrt{f'_c}}{3}$  los espaciamentos deben reducirse a la mitad.

*Refuerzo mínimo de cortante:*

Debe colocarse un área mínima de refuerzo a cortante en todo elemento de concreto reforzado en donde el esfuerzo de cortante mayorado  $v_u$ , sea mayor que la mitad de la resistencia suministrada por el concreto  $\phi v_c/2$  y dicho refuerzo debe calcularse por medio de:

$$A_v = \frac{b_w * s}{3 * f_y} \quad (\text{Ec. 5.2-9})$$

Donde  $b_w$  y  $s$  están dados en mm y  $f_y$  en Mpa. La anterior recomendación se exceptúa para:

- Losas y zapatas.
- Vigas con altura no mayor de 250 mm o 2.5 veces el espesor del ala o la mitad del ancho del alma, el que sea mayor.

### 5.2.1. Modos de falla de vigas

Según Nawy [22], la esbeltez de la viga, esto es, su relación claro de cortante/peralte, determina el modo de falla de la viga. La figura 7 muestra en forma esquemática los tipos de falla.

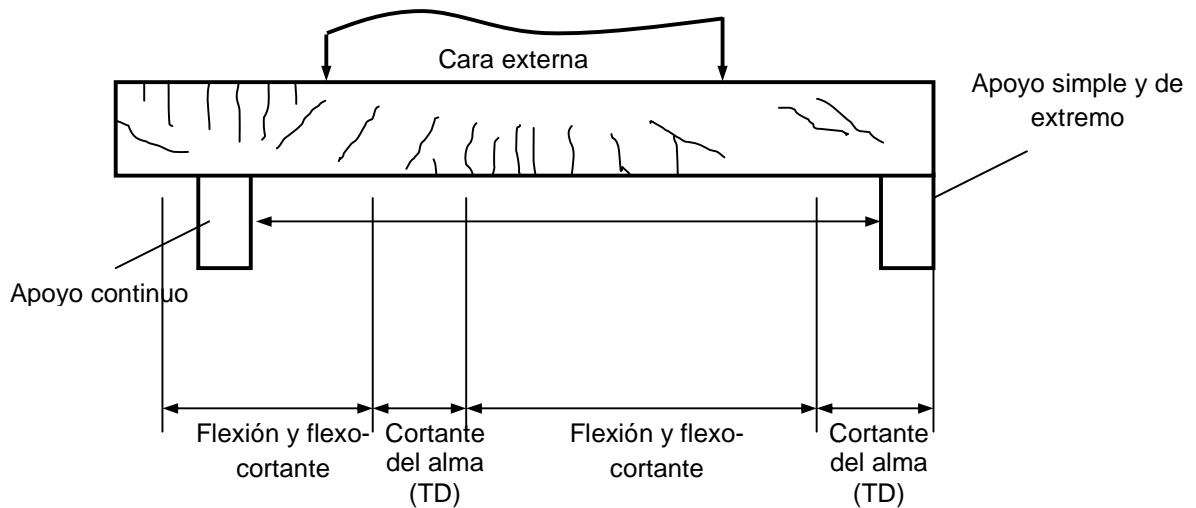


Figura 7: Categoría de las grietas

El claro de cortante  $a$  para una carga concentrada es la distancia entre el punto de aplicación de la carga u el paño de apoyo. Para cargas distribuidas, el claro de cortante  $l_c$  es el claro libre de la viga. Fundamentalmente, ocurren tres modos de falla o sus combinaciones: 1) falla por flexión, 2) falla por tensión diagonal y 3) falla en compresión por cortante. Cuanto más esbelta sea la viga, mayor será la tendencia hacia el comportamiento por flexión.

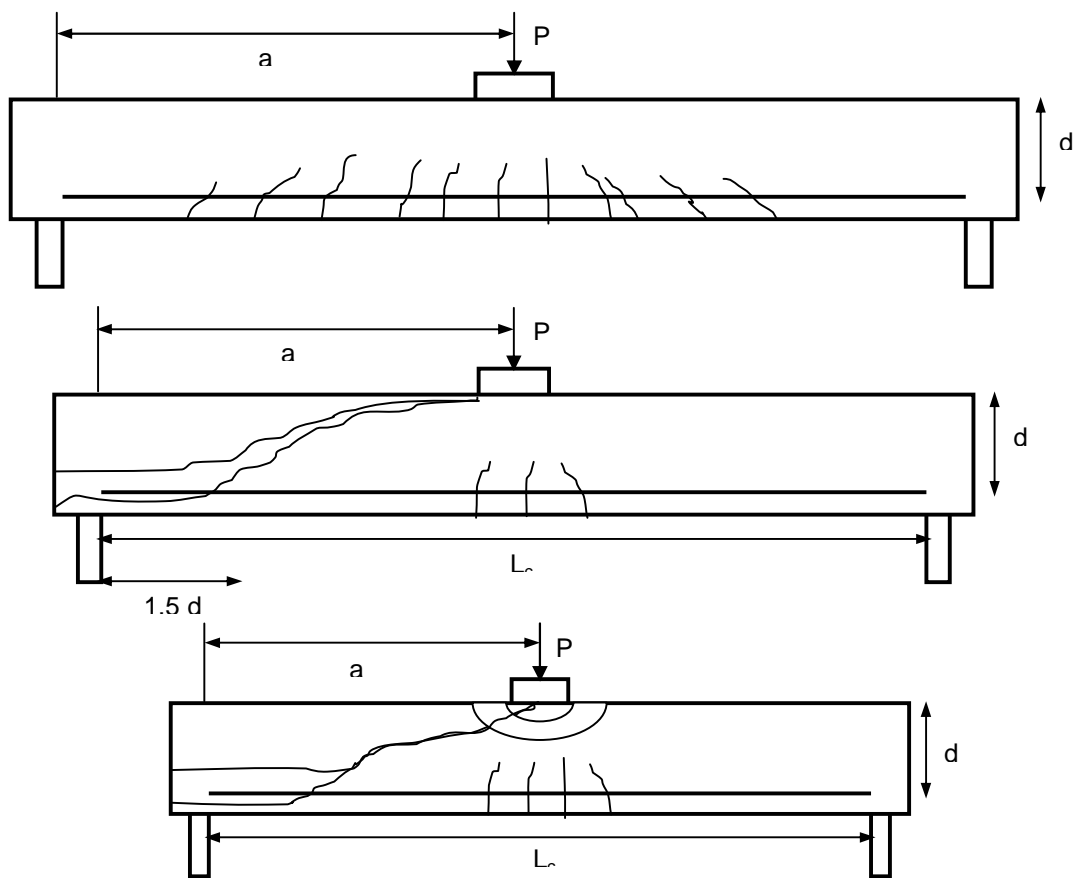


Figura 8: Tipos de falla en función de la esbeltez de la viga: a) falla por flexión; b) falla por tensión diagonal; c) falla en compresión por cortante

*Falla por flexión (F):*

En esta región, las grietas son en su mayor parte verticales en el tercio medio del claro de la viga y perpendiculares a las líneas del esfuerzo principal. Estas grietas resultan de un esfuerzo cortante  $v$  muy pequeño y de un esfuerzo de flexión  $f$  dominante con un valor cercano a un esfuerzo principal  $f_{t(máx)}$  casi horizontal. Con este modo de falla, y alrededor del 50% de la carga de falla en flexión, comienzan a desarrollarse algunas grietas verticales muy finas en el área del centro del claro. Conforme se aumenta la carga externa, se desarrollan grietas adicionales en la región central del claro y las grietas iniciales se ensanchan y extienden con mayor profundidad hacia el eje neutro y aún más allá, con un aumento notorio en la deformación de la viga. Si la viga es subreforzada, la falla ocurre en forma dúctil por fluencia inicial del refuerzo principal longitudinal de flexión. Este tipo de comportamiento proporciona suficiente advertencia del inminente colapso de la viga.

#### *Falla por tensión diagonal:*

Esta falla se produce si la resistencia de la viga en tensión diagonal es menor que su resistencia en flexión. La relación claro de cortante/peralte es de magnitud intermedia, con la relación  $a/d$  (Figura 7) variando entre 2.5 y 5.5 para el caso de carga concentrada. Tales vigas pueden considerarse de esbeltez intermedia. El agrietamiento comienza con el desarrollo de algunas grietas finas verticales de flexión en el centro del claro, seguida por la pérdida de la adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto que lo rodea en la región del apoyo. Después de esto, dos o tres grietas diagonales se desarrollan a una distancia aproximada de  $1 \frac{1}{2} d$  a  $2d$  del paño del apoyo, sin suficiente advertencia de la falla inminente. Conforme dichas grietas se estabilizan, una de las grietas diagonales se ensancha hacia el interior de una grieta principal de tensión diagonal y se extiende hacia las fibras superiores de compresión de la viga, como se observa en la figura 8b. Cabe señalar que en este modo de falla esencialmente frágil las grietas de flexión no se propagan hacia el interior del eje neutro, con lo cual se tienen deformaciones relativamente pequeñas en el instante de la falla.

#### *Falla en compresión por cortante*

Estas vigas tienen una relación pequeña de claro de cortante/peralte, de magnitud 1 a 2.5 para el caso de carga concentrada y menor de 5.0 para carga distribuida. Al igual que en el caso de tensión diagonal, algunas grietas finas de flexión comienzan a desarrollarse en el centro del claro y se detienen conforme ocurre la pérdida de la adherencia entre varillas longitudinales y el concreto que las rodea en la región del apoyo. Después de esto, una grieta más inclinada que la del caso de tensión diagonal se desarrolla en forma repentina y procede a propagarse hacia el eje neutro. La velocidad de su progreso se reduce con el aplastamiento del concreto en las fibras superiores de compresión y una redistribución de esfuerzos dentro de la región superior. La falla repentina se produce en cuanto la grieta principal inclinada se une dinámicamente con la zona de concreto aplastado, como se muestra en la figura 8c. Este tipo de falla puede considerarse relativamente menos frágil, que la falla por tensión diagonal debido a la redistribución de esfuerzo. Con todo, es en realidad, un tipo de falla frágil con advertencia limitada y tal diseño se deberá evitar en su totalidad.

Una viga o elemento de concreto reforzado no es homogénea y la resistencia del concreto a lo largo del claro está sujeta a una variación normalmente distribuida. De aquí que no se deba esperar que ocurra una grieta diagonal por falta estabilizada en ambos extremos de la viga. Por otra parte, debido a estas propiedades, combinaciones de traslape de falla de flexión-tensión diagonal y tensión de cortante/peralte.

### **5.3. DISEÑO DE REFORZAMIENTO EXTERNO PARA CORTANTE CON FIBRAS DE CARBONO**

A continuación se mencionan algunos estándares para el diseño del concreto reforzado con FRP [7].

El ICBO (International Conference of Building Officials) de Estados Unidos publicó en 1977 el documento AC 125, "Criterios de aceptación para reforzamiento de concreto y de mampostería reforzada y no reforzada con el uso de materiales compuestos", en donde además de los criterios se dan guías de diseño.

El Comité de la Sociedad del Concreto del Reino Unido publicó en el año 2000 el Reporte Técnico No.55, "Guías de diseño para reforzamiento estructuras de concreto con materiales compuestos".

La Federation International du Beton (FIB) publicó en Julio de 2001 el Reporte Técnico Boletín 14, "Refuerzo FRP Adherido Externamente para Estructuras de Concreto Reforzado". Este es un estándar internacional europeo.

El Instituto Americano del Concreto (ACI) Comité 440.2R-02 publicó en el año 2002 el documento "Guía para el diseño y construcción de sistemas FRP adheridos externamente para reforzamiento de estructuras de concreto" para proporcionar recomendaciones de diseño y técnicas de construcción para el uso de materiales compuestos para el reforzamiento del concreto.

También se cuenta hoy en día con mayor número de ensayos, tales como efectuados en el laboratorio EMPA de Suiza y otros institutos a nivel mundial en donde se han adelantado investigaciones en reforzamiento con materiales compuestos.

Sin embargo, está aún por definirse una metodología explícita para el manejo de varios aspectos como anclaje del FRP y reforzamiento de elementos pretensados y postensados.

Las láminas y tejidos FRP adheridos externamente pueden ser usados para incrementar la resistencia al corte de vigas y columnas en concreto reforzado. La figura 9 muestra ejemplos de posibles configuraciones para reforzamiento a cortante con FRP. Se puede observar que la resistencia al corte de las columnas puede ser mejorada fácilmente mediante el envolvimiento con una lámina continua de FRP hasta formar un anillo completo alrededor del elemento.

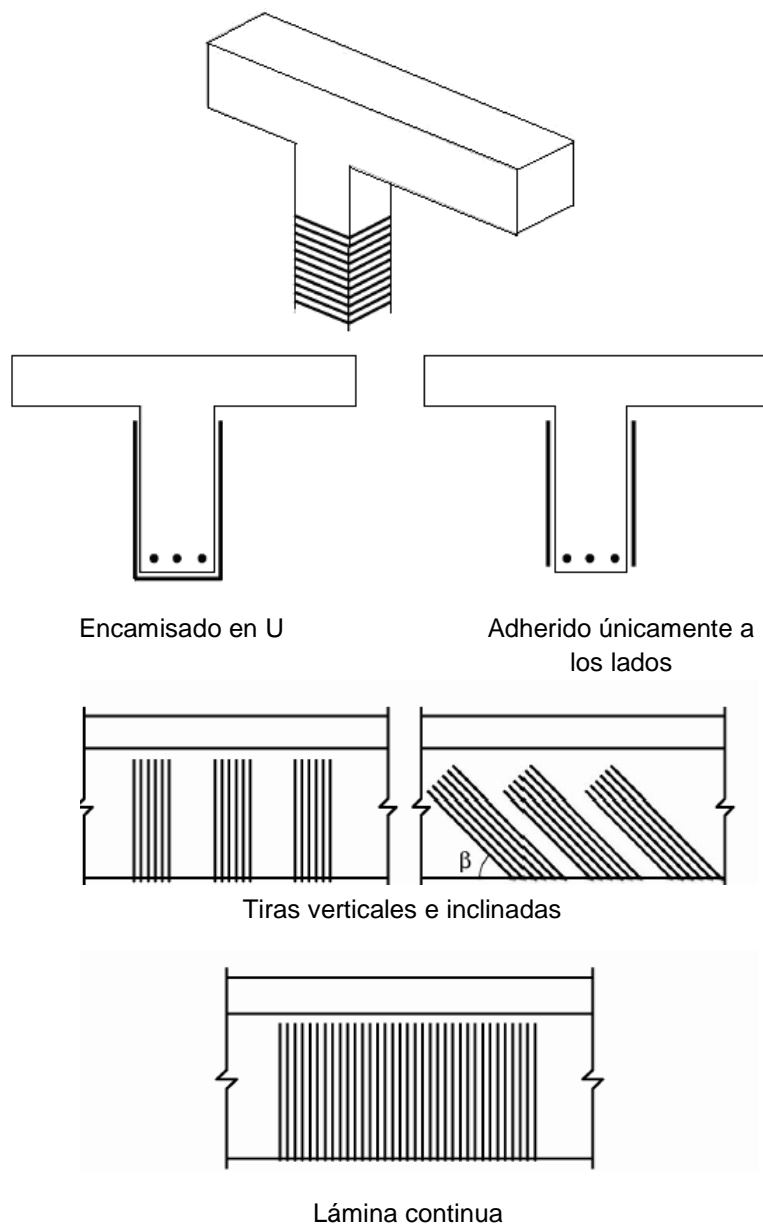


Figura 9: Posibles configuraciones para reforzamiento a cortante con FRP

Sin embargo, el reforzamiento a cortante de las vigas será probablemente más problemático cuando éstas han sido fundidas monolíticamente con las losas. Esto incrementa la dificultad de anclar el FRP en el empalme viga/losa y agrava el riesgo de falla por adherencia. No obstante, adherir FRP ya sea sobre las caras laterales o sobre las caras laterales y la cara inferior, proporcionará algún reforzamiento a cortante para dichos elementos. En ambos casos, se recomienda que el FRP sea colocado de tal manera que la orientación de la fibra principal esté a 45° o 90° con el eje longitudinal del elemento. Existe alguna evidencia de que la resistencia al corte de las vigas puede ser mejorada aún más mediante la adherencia de láminas adicionales con sus fibras orientadas a ángulos rectos con la dirección principal de la fibra, aunque este efecto aún ha de ser cuantificado. En el caso de vigas continuas la zona de tensión está en la zona superior.

Por esta razón el reforzamiento a cortante de vigas continuas deberá ser realizado con extrema precaución, a menos que el FRP pueda ser llevado alrededor de la parte superior del elemento, o por lo menos, la adherencia del FRP pueda ser centrada hasta donde está localizado el acero de tensión longitudinal.

### **5.3.1. Procedimiento según Reporte Técnico 55 de la Sociedad del Concreto del Reino Unido**

Una revisión de la investigación actual acerca del reforzamiento a cortante con FRP adherido sugiere que, al igual que con el concreto reforzado convencional, la falla al corte ocurrirá debido a dos mecanismos básicos, tensión diagonal y compresión diagonal.

La falla a compresión diagonal es evitada normalmente limitando el máximo esfuerzo a cortante en el concreto. De acuerdo con la cláusula 3.4.5.2 de BS 8110 [28], el máximo esfuerzo a cortante permisible,  $v_{m\acute{a}x}$ , deberá ser tomado como el menor entre  $0.8 \sqrt{f_{cu}}$  y  $5N/mm^2$ , cualesquiera sea el refuerzo a cortante estipulado. Se recomienda por lo tanto, que el mismo criterio sea utilizado en el diseño de los elementos reforzados a cortante con FRP. La máxima fuerza a cortante de diseño permisible debida a las cargas últimas,  $V_{R, m\acute{a}x}$  en cualquier sección transversal, es entonces obtenida de:

$$V_{R, m\acute{a}x} = v_{m\acute{a}x} b d \quad (\text{Ec. 5.3.1-1})$$

Donde

b = ancho de la sección

d = profundidad efectiva de la sección

La falla a tensión diagonal es posible si la fuerza a cortante de diseño,  $V_{sd}$ , es mayor que la resistencia a cortante de la sección existente,  $V_{Re}$ . La segunda puede ser evaluada si la resistencia a cortante del concreto y la resistencia a cortante provista por algún acero de refuerzo presente en el elemento son conocidas, por ejemplo:

$$V_{Re} = V_{Rc} + V_{Rl} \quad (\text{Ec. 5.3.1-2})$$

La resistencia al corte del acero de refuerzo,  $V_{Rl}$ , y del concreto,  $V_{Rc}$ , deben ser determinadas en concordancia con los procedimientos estándar tal como se describe en las cláusulas 3.4.5.3 y 3.4.5.4 de BS 8110: Parte 1: 1.997 [28]. Para estructuras diseñadas de acuerdo con la edición 1.985 del BS 8110 [28], sería más apropiado asumir un esfuerzo del acero de  $0.87f_y$  en vez de  $0.95 f_y$ , como en la edición de 1.997. En donde la fuerza a cortante de diseño exceda las resistencias a cortante combinadas del concreto y del acero de refuerzo, se necesitará refuerzo FRP a cortante. La cantidad de FRP requerida puede ser calculada utilizando los mismos principios que en el diseño del concreto reforzado convencional, esto es, asumiendo un patrón de agrietamiento y multiplicando el área de refuerzo FRP que intersecta la grieta potencial,  $A_{fs}(d_f/s_f)$ , por el esfuerzo de la falla,  $E_{fd} \in f_e$ . Así, asumiendo que las grietas a cortante están inclinadas a  $45^\circ$  con el eje longitudinal del elemento, la resistencia a cortante del FRP está dada por:

$$V_{Rf} = \left( \frac{1}{\gamma_{mF}} \right) A_{fs} (E_{fd} \in f_e) \sin \beta (1 + \cot \beta) \left( \frac{d_f}{s_f} \right) \quad (\text{Ec. 5.3.1-3})$$

Donde

$A_{fs}$  = área de refuerzo a cortante FRP.

$A_{fs} = 2w_{fe}l_e$  asumiendo que el FRP está colocado sobre ambas superficies laterales del elemento. (Nota: si la lámina es en tiras o fajas  $w_{fe} = w_f$ ).

$w_{fe}$  = ancho efectivo de FRP, el cual es una función del ángulo de la grieta a cortante y de la configuración del reforzamiento FRP, igual a  $d_f - L_e$  donde el FRP está en forma de encamisado en U y  $d_f - 2L_e$  donde el FRP está adherido a las superficies laterales (ver Figura 10).



$$L_e = \text{Longitud de adherencia efectiva} = 461.3 / (t_f E_{fd})^{0.58} \quad (\text{Ec. 5.3.1-4})$$

$\epsilon_{fe}$  = deformación de diseño en el FRP (ver Sección 3.2.2).

$\beta$  = ángulo entre el FRP y el eje longitudinal del elemento = 45° o 90°

$d_f$  = profundidad efectiva del refuerzo FRP a cortante, usualmente igual a  $d$  para secciones rectangulares y  $(d - \text{espesor de la losa})$  para las secciones en T.

$s_f$  = espaciado entre las líneas centrales de las fajas o tiras FRP. Nótese que para el reforzamiento de lámina continua  $s_f = w_{fe}$ .

$\gamma_{mf}$  = factor de seguridad parcial para el FRP.

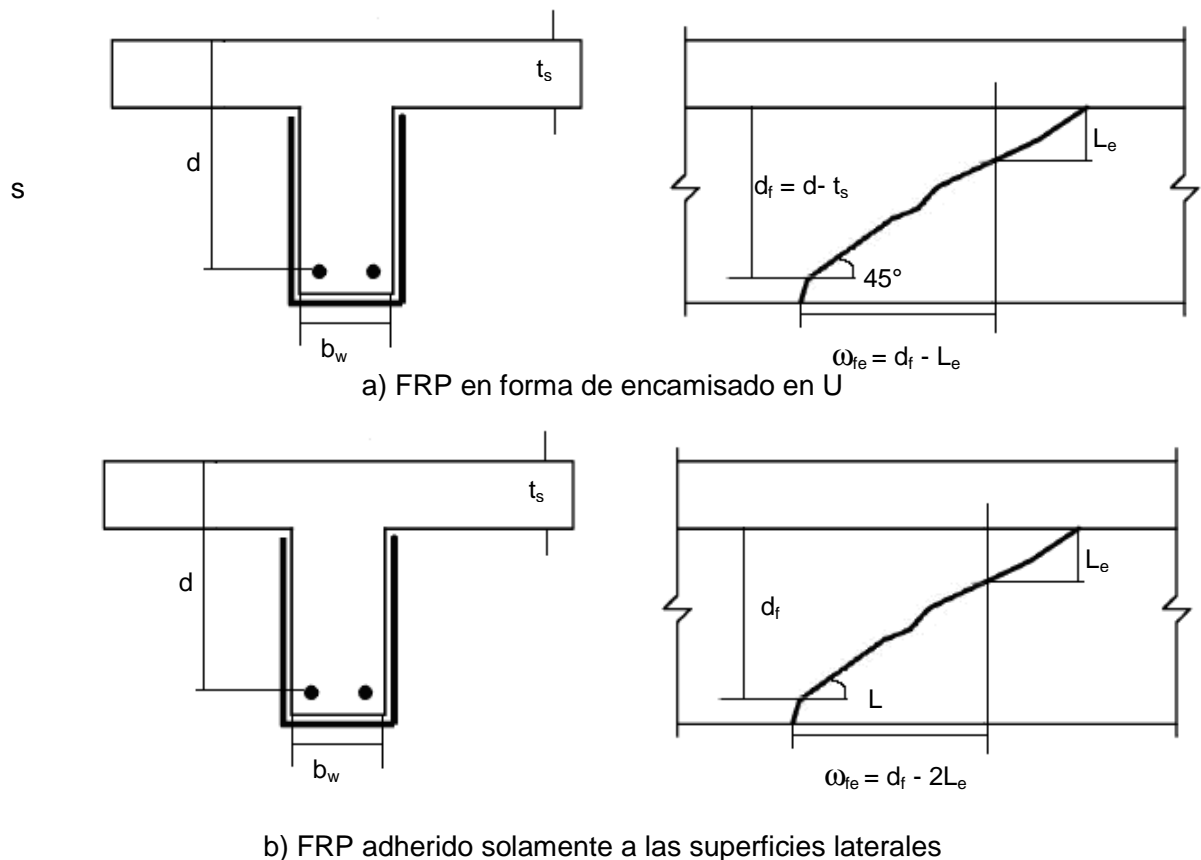


Figura 10: Ancho efectivo del FRP

Para calcular la resistencia a cortante del FRP, la deformación de diseño en el FRP debe ser evaluada. Su valor depende del modo de falla del elemento reforzado con FRP. Básicamente, la falla puede surgir a partir de tres mecanismos posibles:

1. Pérdida de la traba del agregado
2. Rotura del FRP
3. Delaminación del FRP de la superficie del concreto

### Deformación del FRP de diseño

Está establecido que la capacidad a cortante de una viga en concreto reforzado sin refuerzo es una función de la traba del agregado a través de las grietas a flexión. Se estima que corresponde entre el 35% y el 50% del total de la resistencia a cortante del elemento. Claramente, si el ancho de la grieta a cortante se hace muy grande, la traba del agregado se perderá, lo cual reduce significativamente la capacidad a cortante del elemento. La deformación en el FRP debe por lo tanto ser limitada. Un límite de deformación de 0.0023 está implícito en BS 8110, el cual especifica que la resistencia característica del acero de refuerzo a cortante no debe ser tomada mayor a 460 N/mm<sup>2</sup>. Sin embargo, las pruebas de laboratorio sobre columnas y vigas envueltas muestran que este límite de deformación es conservador y que el valor de 0.004 es más realista. Sobre estas bases se recomienda que la máxima deformación en el FRP no deba exceder 0.004.

Debido a las concentraciones de esfuerzos en las esquinas, áreas con pérdida de adherencia, etc., la rotura del FRP puede ocurrir en deformaciones bastante por debajo del valor último. Se ha mostrado que la deformación a la falla es una función de la rigidez axial de la lámina FRP. Este enfoque ha sido usado para derivar la siguiente relación (asumiendo  $\rho_f E_f < 1.1 \text{ kN/mm}^2$ ) para estimar la deformación a la falla,  $\epsilon_{fe}$ , en el FRP debido a este mecanismo:

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{fu} \left[ 0.5622(\rho_f E_{fd})^2 - 1.2188(\rho_f E_{fd}) + 0.778 \right] \quad (a) \quad (\text{Ec. 5.3.1-5})$$

Donde

$\epsilon_{fu}$  = deformación a la falla última de diseño en el FRP.

$\epsilon_{fu} = \epsilon_{fk} / \gamma_{mF}$ .

$\rho_f$  = cuantía de refuerzo a cortante FRP.

$\rho_f = (2t_f/b_w)(w_f s_f)$  para reforzamiento de vigas con tiras FRP, y  $2 t_f/b_w$  para reforzamiento de vigas con lámina continua de FRP.

$E_{fd}$  = módulo elástico del FRP ( $\text{kN/mm}^2$ ).

Debe notarse que la ecuación anterior es esencialmente empírica y basada principalmente en pruebas sobre pequeñas vigas reforzadas con FRP de carbono. La extrapolación de esta ecuación para vigas largas o aquellas reforzadas utilizando otros materiales debe ser realizada con precaución. El envolvimiento circular de elementos en concreto con FRP deberá evitar el problema de falla de adherencia, aunque debe tenerse precaución antes de descartar la posibilidad del desprendimiento del FRP del concreto para vigas largas o cuando el espesor de FRP proporcionado excede el rango de espesores utilizado en las pruebas. En donde el envolvimiento circular no sea posible, el riesgo de una falla en la adherencia es elevado. Se han propuesto las siguientes expresiones, las cuales pueden ser usadas para estimar la deformación a la falla en el FRP debido a falla de adherencia:

$$\epsilon_{fu} = 0.0042 [(0.835 f_{cu})^{2/3} w_{fe}] / [(E_{fd})^{0.58} d_f] \quad (3.5) \quad (b) \quad (\text{Ec. 5.3.1-6})$$

Donde

$f_{cu}$  = resistencia del concreto en cubos ( $\text{kN/mm}^2$ )

$w_{fe}$  = ancho efectivo del FRP (mm). (ver Figura 10)

$E_{fd}$  = módulo elástico del FRP ( $\text{kN/mm}^2$ )

Un elemento fallará a cortante cuando se exceda cualquiera de los límites de deformación arriba indicados. Es recomendado por lo tanto que la deformación de diseño deba ser tomada como la menor entre 0.004 y las deformaciones dadas por las ecuaciones (a) y (b).

### **Espaciado de las tiras FRP**

Como en el caso del reforzamiento a cortante del acero, el espaciado de las tiras de FRP no debe ser tan amplio como para permitir la formación completa de una grieta en diagonal sin interceptar una tira. Por esta razón, si se usan tiras, su espaciado no debe exceder el menor

entre  $0.8d$  y  $w_f+d/4$ , donde  $d$  es la profundidad efectiva de la viga y  $w_f$  es el ancho de las tiras de FRP.

### 5.3.2. Procedimiento de diseño a cortante según reporte FIB, boletín 14.

La ecuación básica de cortante es la misma del Reporte 55, la diferencia está en la deformación efectiva del FRP. Las ecuaciones propuestas por el FIB son conservadoras para reforzamiento con encamisado completo y no conservadoras para reforzamiento parcial en U o solo lateral.

- Envoltura completa (o anclada apropiadamente) CFRP-rotura del FRP controla:

$$\varepsilon_{f,e} = 0.17 \left[ \frac{f^2/3}{E_{fu}\rho_f} \right]^{0.30} \varepsilon_{fu} \quad (\text{Ec. 5.3.2-1})$$

- Envoltura lateral o en U con CFRP:

$$\varepsilon_{f,e} = \min \left[ \underbrace{0.65 \left( \frac{f^2/3}{E_{fu}\rho_f} \right)^{0.56}}_{\text{Desgarre}} * 10^{-3}, \underbrace{0.17 \left( \frac{f^2/3}{E_{fu}\rho_f} \right)^{0.30}}_{\text{Rotura}} \varepsilon_{fu} \right] \quad (\text{Ec. 5.3.2-2})$$

- Envoltura completa AFRP rotura del FRP controla:

$$\varepsilon_{f,e} = 0.048 \left[ \frac{f^2/3}{E_{fu}\rho_f} \right]^{0.47} \varepsilon_{fu} \quad (\text{Ec. 5.3.2-3})$$

Las unidades de  $f_{cm}$  son MPa y  $E_{fu}$  en GPa.

$$V_{fd} = 0.9 * \frac{\varepsilon_{f,e}}{\gamma_f} * E_f * \rho_f * b_w * d * (1 + \cot\beta) \text{sen}\beta \quad \text{sección rectangular} \quad (\text{Ec. 5.3.2-4})$$

$$V_{fd} = \frac{\varepsilon_{m\acute{a}x}}{\gamma_f} E_{fu} \rho_f \frac{1 \pi D^2}{2 \cdot 4} \text{ctg} \theta \quad \text{sección circular} \quad (\text{Ec. 5.3.2-5})$$

$$\rho_f = 2t_f b_w \text{sen } \alpha \quad \text{tejido continuo} \quad (\text{Ec. 5.3.2-6})$$

$$\rho_f = \left( \frac{2t_f}{b_w} \right) \left( \frac{b_f}{s_f} \right) \quad \text{tejido en fajas de ancho } b_f, \text{ espaciado } s_f \quad (\text{Ec. 5.3.2-7})$$

El factor  $\gamma_f$  se toma de la tabla 1 si la falla es por rotura. Si la falla es por adherencia (configuración en U, o sin anclaje)  $\gamma_f$  es tomado como 1.3.

TIPO FRP	APLICACIÓN	
	TIPO A	TIPO B
CFRP	1.20	1.35
AFRP	1.25	1.45
GFRP	1.30	1.50

Tabla 1: Factores de seguridad parciales del material  $\gamma_f$  según reporte fib (Federation International du Beton), Boletín 14

Tipo A: Sistemas precurados y laminados en sitio en condiciones de alto control de calidad.

Tipo B: Sistemas laminados en sitio bajo condiciones de control de calidad normal o condiciones de trabajo difíciles en sitio.

Si el valor de  $\varepsilon_{fe}$  es un valor medio, entonces multiplicarlo por un valor  $k = 0,8$  para hallar el valor característico a usar en el cálculo.

$\theta$  = Ángulo de inclinación de la fisura de cortante con el eje.

Si la longitud de anclaje es menor a 400 mm se puede tomar como solución el promedio de la solución anclada (rotura) y de la solución en "U" (desgarre).

### 5.3.3 Procedimiento de diseño a cortante según ACI 440.2R

#### Resistencia nominal a cortante

La resistencia nominal a cortante de un elemento de concreto reforzado con un sistema FRP debe exceder la resistencia a cortante requerida, es decir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

(Ec. 5.3.3-1)

La resistencia a cortante requerida de un elemento de concreto con reforzamiento FRP debe ser calculada con los factores de carga requeridos por ACI 318. La resistencia a cortante debe ser calculada utilizando el factor de reducción de resistencia,  $\phi$  citado por ACI318.

La capacidad nominal a cortante de un elemento de concreto con reforzamiento FRP puede ser determinada adicionando la contribución del refuerzo FRP a las contribuciones del acero de refuerzo (estribos, ganchos o espirales) y del concreto.

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_s V_f)$$

(Ec. 5.3.3-2)

Un factor de reducción adicional,  $\psi_s$ , es aplicado a la contribución del sistema FRP.

Se sugiere que un factor de reducción,  $\psi_s$ , sea aplicado a la contribución a cortante del refuerzo FRP. Para el reforzamiento a cortante crítico en adherencia, se recomienda un factor de reducción adicional de 0.85. Para el reforzamiento a cortante crítico en contacto, se recomienda un factor de reducción adicional de 0.95. Estas recomendaciones son ilustradas en la Tabla 4.

$\psi_s = 0.95$	Elementos completamente envueltos
$\psi_s = 0.85$	3 caras envueltas en U o capas adheridas a la superficie

Tabla 2: Factores de reducción adicional recomendados para el refuerzo a cortante FRP

### Contribución del sistema FRP en la resistencia a cortante

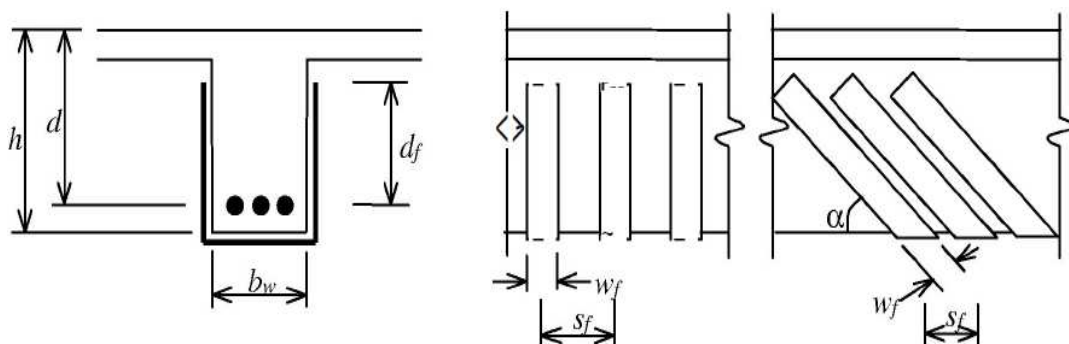


Figura 11: Variables dimensionales utilizadas para los cálculos del reforzamiento a cortante para reparación, rehabilitación o reforzamiento utilizando láminas FRP

La contribución del sistema FRP a la resistencia a cortante de un elemento está basada en la orientación de la fibra y en un patrón de fisura asumido. La resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo FRP puede ser determinada calculando la fuerza resultante del esfuerzo a tensión en el FRP a través de la fisura asumida. La contribución a cortante del refuerzo a cortante FRP está dada por la siguiente ecuación:

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha) d_f}{s_f} \quad (\text{Ec. 5.3.3-6})$$

Donde,

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad (\text{Ec. 5.3.3-7})$$

El esfuerzo a tensión en el refuerzo a cortante FRP en estado último es directamente proporcional al nivel de deformación que puede ser desarrollado en el refuerzo a cortante FRP en estado último.

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

### **Deformación efectiva en láminas FRP**

La deformación efectiva es la deformación máxima que puede ser alcanzada por el sistema FRP en la etapa de carga última y es gobernada por el modo de falla del sistema FRP y del elemento de concreto reforzado con reforzamiento.

### **Elementos completamente envueltos**

Para vigas y columnas de concreto reforzado completamente envueltas por el sistema FRP, se ha observado que ocurre pérdida de la traba del agregado del concreto en deformaciones de la fibra menores que la deformación última de la fibra. Para descartar este modo de falla, la deformación máxima usada para el diseño debe ser limitada a 0.4% para aplicaciones que pueden ser completamente envueltas con el sistema FRP:

$$\epsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75\epsilon_{fu} \quad (\text{Ec. 5.3.3-8})$$

Esta limitación en la deformación está basada en ensayos y experiencia. No se deben usar deformaciones superiores para aplicaciones de reforzamiento a cortante FRP.

### Envoltura en U o capas adheridas a la superficie

En los sistemas que no encierran la sección completa (dos y tres caras envueltas) se ha observado que se delaminan del concreto antes de la pérdida de la traba del agregado de la sección. Por esta razón los esfuerzos de adherencia deben ser analizados para determinar el grado de utilidad de estos sistemas y el nivel de deformación efectiva que pueda ser alcanzado. La deformación efectiva es calculada utilizando el coeficiente de reducción de adherencia,  $k_v$ , aplicable a cortante.

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (\text{Ec. 5.3.3-9})$$

El coeficiente de reducción de adherencia está en función de la resistencia del concreto, el tipo de esquema de envoltura utilizado, y la rigidez de la lámina. El coeficiente de reducción de adherencia puede ser calculado a partir de las siguientes ecuaciones:

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{468 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (\text{Ec. 5.3.3-10})$$

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (\text{Ec. 5.3.3-11})$$

La longitud de adherencia activa,  $L_e$ , es la longitud sobre la cual se mantiene la mayoría del esfuerzo de adherencia. Esta longitud está dada por:

$$L_e = \frac{2500}{(n t_f E_f)^{0.58}} \quad (\text{Ec. 5.3.3-12})$$

$$L_e = \frac{416}{(n t_e E_f)^{0.58}} \quad (\text{Ec. 5.3.3-13})$$

El coeficiente de reducción de adherencia también depende de dos factores de modificación,  $k_1$  y  $k_2$ , los cuales contemplan la resistencia del concreto y el tipo de esquema de envoltura



usado, respectivamente. Las expresiones para estos factores de modificación están dadas en las siguientes ecuaciones:

$$k_1 = \left( \frac{f'_c}{4000} \right)^{2.5} \quad (\text{Ec. 5.3.3-14})$$

$$k_1 = \left( \frac{f'_c}{27} \right)^{2.5} \quad (\text{Ec. 5.3.3-15})$$

$$k_2 = \frac{d_f - L_e}{d_f} \quad \text{para envoltura en "U"} \quad (\text{Ec. 5.3.3-16})$$

$$k_2 = \frac{d_f - 2L_e}{d_f} \quad \text{para adherencia en dos caras} \quad (\text{Ec. 5.3.3-17})$$

La metodología para determinar  $k_v$  ha sido validada por elementos en regiones de alto cortante y bajo momento, tales como las vigas simplemente apoyadas cargadas monotónicamente. Aunque la metodología no ha sido confirmada para el reforzamiento a cortante en áreas sujetas simultáneamente a alto cortante y momento,  $k_v$  parece ser suficientemente conservador para dichos casos.

Los anclajes pueden ser usados en los puntos de determinación para desarrollar mayores fuerzas a tensión. La efectividad que dichos anclajes, junto con el nivel de esfuerzo a tensión que puedan desarrollar, debe ser sustentada a través de una evaluación física representativa. En ningún caso, sin embargo, la deformación efectiva en las láminas FRP debe exceder 0.004.

## Espaciado

El espaciado de las tiras FRP utilizadas para el reforzamiento a cortante debe ser investigado para evaluar su contribución a la resistencia a cortante. El espaciado debe ajustarse a los límites estipulados por ACI 318 para el refuerzo a cortante de acero interno. El espaciado de las tiras FRP está definido como la distancia entre ejes centrales de las tiras. Ensayos estructurales deben validar el uso de estribos de FRP espaciados discretamente para reforzamiento a cortante.

## Límites de reforzamiento

El reforzamiento a cortante total debe ser tomado como la suma de la contribución del refuerzo a cortante FRP y del refuerzo a cortante del acero. El refuerzo a cortante total debe estar limitado con base en el criterio dado para el acero sólo en ACI 318 Sección 11.5.6.9. Este límite está indicado en la siguiente ecuación:

$$V_s + V_f \leq 8\sqrt{f'_c}bd \quad (\text{Ec. 5.3.3-18})$$

$$V_s + V_f \leq 0.66\sqrt{f'_c}bd \quad (\text{Ec. 5.3.3-19})$$

A continuación se presentan las tablas con factores para facilitar el cálculo de la deformación admisible del CFRP y del GFRP para cortante con los sistemas de Sika según el capítulo 10.4 del ACI 440.2R.

	SikaWrap 230C						SikaWrap 103C					
FIBRA CARBONO No. CAPAS	1	2	3	4	5/6	7/8	1	2	3	4	5/6	7/8
EXP. INT CE=0,95	0,34	0,23	0,18	0,15	0,13	0,12	0,19	0,13	0,1	0,08	0,076	0,068
EXP. INT CE=0,85	0,38	0,25	0,2	0,17	0,15/0,13	0,12/0,11	0,22	0,15	0,11	0,097	0,085	0,076
AMB. AGR. CE=0,85	0,38	0,25	0,2	0,17	0,15/0,13	0,12/0,11	0,22	0,15	0,11	0,097	0,085	0,076
Le (mm)	57,9	38,7	30,6	25,9	22,8/20,46	18,71/17,32	32,83	21,96	17,36	14,69	12,9	11,61
	SikaWrap 300C											
FIBRA CARBONO No. CAPAS	1	2	3	4	5/6	7/8						
EXP. INT CE=0,95	0,29	0,2	0,15	0,13	0,11	0,1						
EXP. INT CE=0,85	0,33	0,22	0,17	0,15	0,13	0,12						
AMB. AGR. CE=0,85	0,33	0,22	0,17	0,15	0,13	0,12						
Le (mm)	49,6	33,2	26,2	22,2	19,5	17,5						

Tabla 3: Factores  $(Le/11900\epsilon_{fu})$  y  $(Le)$  – Cálculo  $k_v$  Cortante – Sistemas Sika – ACI 440, Cap. 10.4

## **VI. NORMATIVIDAD PARA ENSAYOS DE LABORATORIO**

### **6.1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS DE CONCRETO**

La resistencia del concreto empleada se determinará realizando el ensayo establecido en la norma ASTM C 39 “Ensayo de resistencia a la compresión de cilindros normales de concreto”. La norma colombiana es la NTC 673.

Este método de ensayo consiste en aplicar una carga axial de compresión a los cilindros moldeados o núcleos a una velocidad que se encuentra dentro de un rango prescrito hasta que ocurra la falla. La resistencia a la compresión de un espécimen se calcula dividiendo la carga máxima alcanzada durante el ensayo por la sección transversal de área del espécimen.

#### **6.1.1. Consideraciones generales**

- Se debe tener cuidado con la interpretación del significado de las determinaciones de resistencia a la compresión por este método de ensayo, dado que la resistencia no es una propiedad fundamental o intrínseca del concreto hecho de materiales dados. Los valores obtenidos dependen del tamaño y la forma del espécimen, dosificación, procedimientos de mezclado, los métodos de muestreo, moldeo, la fabricación, la edad, temperatura y las condiciones de humedad durante el curado.
- Los resultados de este método de ensayo son usados como base para el control de calidad de las operaciones de dosificación, mezclado y colocación del concreto, determinación del cumplimiento de las especificaciones, control para la evaluación de la efectividad de aditivos; y usos similares.

#### **6.1.2. Equipos**

Máquina de ensayo. La máquina de ensayo debe ser de un tipo que tenga suficiente capacidad y sea capaz de proveer las velocidades de carga requeridas. Debe estar calibrada.

### 6.1.3. Procedimiento

- Los ensayos de compresión de especímenes curados en aire húmedo deben ser hechos tan pronto como sea practicable después de sacarlos del almacenamiento húmedo.
- Los especímenes de ensayo deben ser mantenidos húmedos por cualquier método conveniente durante el período entre que se sacan del almacenamiento húmedo y el ensayo. Deben ser ensayados en la condición húmeda.
- Todos los especímenes de ensayo para una edad de ensayo dada deben romperse dentro de las tolerancias de tiempo admisibles, prescritas como sigue:

Edad de ensayo	Tolerancia permisible
24 h	± 0,5 h ó 2,1%
3 d	2 h ó 2,8 %
7 d	6 h ó 3,6 %
28 d	20 h ó 3,0 %
90 d	2 d ó 2,2 %

Tabla 4: Tolerancias de tiempo permisibles en ensayo de resistencia a compresión de cilindros de concreto

- Ubicación del espécimen. Ubicar el bloque de apoyo plano (inferior), con su cara endurecida hacia arriba, sobre la mesa o platina de la máquina de ensayo directamente debajo del bloque de apoyo de asiento esférico (superior). Limpiar las caras de apoyo de los bloques de apoyo superior e inferior y del espécimen de ensayo y coloque el espécimen de ensayo sobre el bloque de apoyo inferior. Se deben alinear cuidadosamente los ejes del espécimen con el centro de empuje del bloque de asiento esférico.
- Verificación de cero y asentamiento del bloque. Previo al ensayo del espécimen, verificar que el indicador de carga esté colocado en cero.
- Velocidad de carga. Aplicar la carga continuamente y sin impactos.
- La carga debe ser aplicada a una velocidad de movimiento, medida desde la platina a la cruceta, correspondiente a una velocidad de esfuerzo sobre el espécimen de 0,25 MPa/s ± 0,05 MPa/s [35 psi/s ± 7 psi/s]. La velocidad de movimiento designada debe ser mantenida al menos durante la última mitad de la fase de carga anticipada.

- Durante la aplicación de la primera mitad de la fase de carga anticipada, debe ser permitida una velocidad de carga mayor. La velocidad de carga mayor debe ser aplicada de manera controlada de modo tal que el espécimen no esté sometido a una carga de impacto.
- No hacer ajustes en la velocidad de movimiento (desde la platina a la cruceta) cuando está siendo alcanzada la carga última y la velocidad de esfuerzo decrece debido a fisuración en el espécimen.
- Aplicar la carga de compresión hasta que el indicador de carga muestre que la carga está decreciendo constantemente y el espécimen muestre un patrón de fractura bien definido (Tipos 1 a 4 en Figura 12). Una máquina de ensayo equipada con un detector de rotura de espécimen, no se debe apagar automáticamente hasta que la carga registre un valor menor que el 95 % de la carga pico. Cuando se ensaya con cabezales no adheridos, puede ocurrir una fractura en la esquina, similar a los modelos Tipo 5 o Tipo 6 mostrados en la Figura 12, antes de que haya sido alcanzada la capacidad última del espécimen. Continuar comprimiendo el espécimen hasta que haya seguridad de haber alcanzado la capacidad última. Registrar la carga máxima soportada por el espécimen durante el ensayo y anotar el tipo de modelo de fractura de acuerdo a la Figura 12. Si el modelo de fractura no es uno de los modelos típicos mostrados en la Figura 12, bosquejar y describir brevemente el modelo de fractura. Si la resistencia medida es menor de lo esperado, examinar el concreto fracturado y anotar la presencia de vacíos de aire grandes, evidencia de segregación, si las fracturas pasan predominantemente alrededor o a través de las partículas de agregado grueso y verificar si los procedimientos extremos se llevaron según norma.

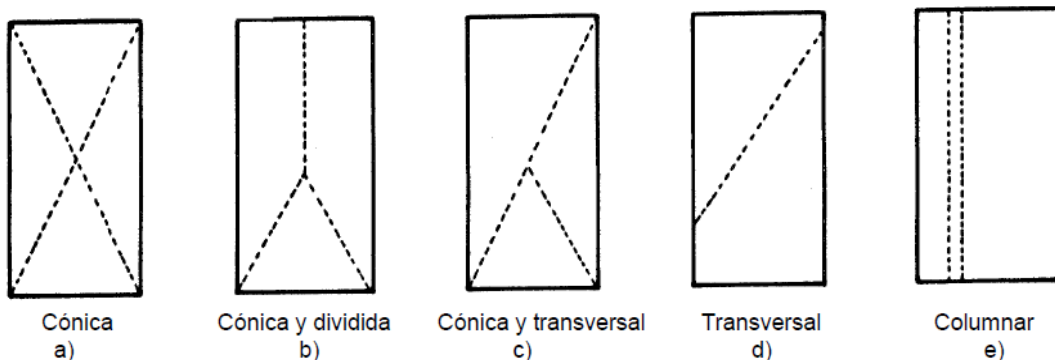


Figura 12: Esquema tipos de falla

#### 6.1.4. Cálculos

- Calcular la resistencia a la compresión del espécimen dividiendo la carga máxima soportada por el espécimen durante el ensayo por el promedio de la sección transversal y expresar el resultado a los 0,1 MPa [10 psi] más cercanos.
- Si la relación de longitud a diámetro del espécimen es de 1,75 o menos, corregir el resultado obtenido multiplicando por el factor de corrección apropiado mostrado en la Tabla 5:

L/D	1,75	1,50	1,25	1,00
Factor	0,98	0,96	0,93	0,87

Tabla 5: Factor de corrección de resistencia a compresión por relación longitud a diámetro

Los factores de corrección dependen de varias condiciones tales como condiciones de humedad, nivel de resistencia y módulo elástico. Los valores promedio están dados en la tabla. Estos factores de corrección se aplican a concreto de baja densidad entre 1 600 kg/m<sup>3</sup> y 1 920 kg/m<sup>3</sup> [100 lb/ft<sup>3</sup> y 120 lb/ft<sup>3</sup>] y a concreto de densidad normal. Son aplicables al concreto seco o húmedo en el momento de carga y para resistencias de concreto nominales desde 14 MPa a 42 MPa [2 000 psi a 6 000 psi]. Para resistencias mayores a 42 MPa [6 000 psi] los factores de corrección pueden ser mayores que los valores listados.

#### 6.2. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DEL CONCRETO

La resistencia del concreto empleada se determinará realizando el ensayo establecido en la norma ASTM C 293 “Resistencia a la flexión del concreto. Método de la viga simple cargada en el punto central”. La norma colombiana es la I.N.V.E – 415 - 07.

Esta norma tiene por objeto establecer los procedimientos que deben seguirse en la determinación de la resistencia a la flexión de un pequeño espécimen de concreto por medio del uso de una viga simple cargada en el punto central.

### 6.2.1. Consideraciones generales

- Los valores establecidos en unidades SI deben ser considerados como la norma.

### 6.2.2. Equipo

- *Máquina de ensayo* –Las máquinas de ensayo operadas a mano, que tengan bombas que no suministren una carga continua hasta la falla en un recorrido, no serán permitidas. Las bombas mecánicas u operadas manualmente con deflexión positivo que tengan un volumen suficiente en una carrera continua para completar el ensayo sin requerir recarga se permitirán, siempre que sean capaces de aplicar las cargas a una rata uniforme sin choques o interrupciones.
- *Aparato de carga* – El mecanismo mediante el cual se aplican las fuerzas al espécimen, debe emplear un bloque de aplicación de carga y dos bloques de soporte del espécimen que aseguren que todas las fuerzas se aplican perpendicularmente a la cara del espécimen sin excentricidad.
  - Todos los aparatos para realizar el ensayo de resistencia a la flexión por el método de carga en el punto central, serán similares al de la Figura 13 y deberán mantener la longitud de luz libre y la posición del bloque central de carga con respecto a los bloques de soporte constante, con una tolerancia de  $\pm 1.3 \text{ mm } (\pm 0.05")$ .
  - Las reacciones deben ser paralelas a la dirección de la carga aplicada en todo momento durante el ensayo, y la relación de la distancia horizontal entre el punto de aplicación de la carga y la reacción más cercana a la altura de la viga, deberá ser de  $1.5 \pm 2\%$ .
  - Los bloques de aplicación de carga y de soporte no deben tener una altura superior a 64 mm (2.5"), medidos desde el centro ó el eje del pivote, y se deben extender al menos a través del ancho completo del espécimen.

### 6.2.3. Muestreo

El espécimen debe tener una luz libre de tres veces la altura, con una tolerancia del 2%. Los lados del espécimen deben formar ángulos rectos con la cara superior e inferior. Todas las superficies deben ser suaves y libres de costras, indentaciones, huecos o inscripciones de identificación.

#### 6.2.4. Procedimiento

- Se gira la muestra sobre un lado con respecto a su posición de moldeo y se centra sobre los bloques de carga. Se centra el sistema de carga con relación a la fuerza aplicada. Se ponen los bloques de aplicación de carga en contacto con la superficie del espécimen en los puntos tercios, entre los soportes y se aplica una carga entre el 3% y el 6% de la carga última estimada. Se pulen o refrentan las superficies de contacto de la muestra, o se rellenan con láminas de cuero para eliminar cualquier vacío o separación mayor a 0.1 mm (0.004"). Las láminas de cuero deben tener un espesor uniforme de 6.4 mm (0.25") y un ancho de 25 a 50 mm (1 a 2"), y se deben extender al ancho total de la muestra. Las separaciones mayores de 0.38 mm (0.015") deberán ser eliminadas solo por refrentado o limado de la superficie. Se recomienda minimizar el pulimento de las superficies laterales de la muestra, ya que esto puede variar las características físicas de ésta y afectar los resultados del ensayo.

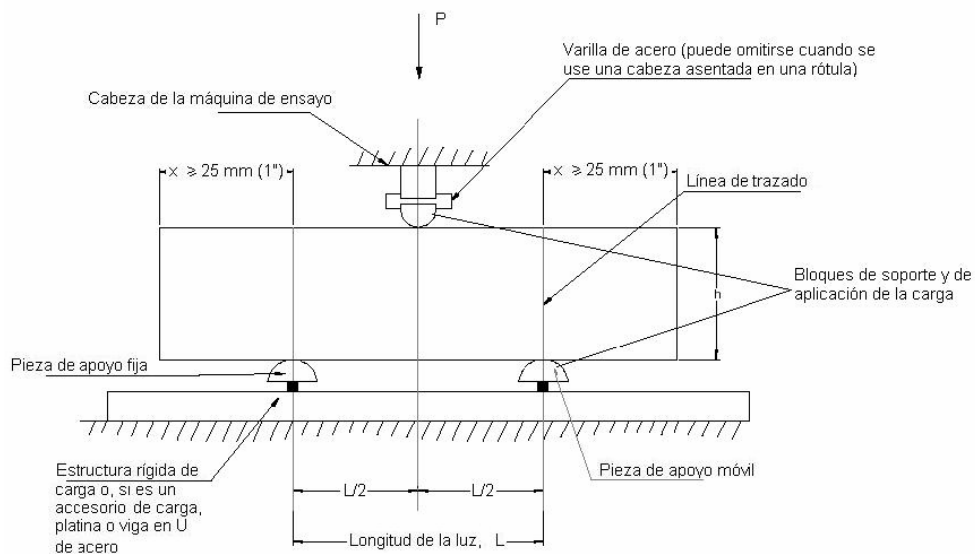


Figura 13: Esquema de un equipo adecuado para el ensayo de flexión del concreto usando una viga cargada en el centro de la luz

- La carga se debe aplicar de manera continua sin sobresaltos, a una rata que incremente constantemente el esfuerzo de la fibra extrema entre (0.9 MPa/min y 1.2 MPa/min), hasta que ocurra la rotura. La rata de incremento de la carga se calcula usando la siguiente ecuación:



$$r = \frac{2Sbd^2}{3L} \quad (\text{Ec. 6.2.4-1})$$

donde:

r = rata de carga (lb/min),

S = rata de incremento de la tensión en la fibra extrema MPa/min (psi/min),

b = ancho promedio de la muestra (mm) (pulg),

d = altura promedio de la muestra (mm) (pulg), y

L = longitud de la muestra (mm) (pulg).

### 6.2.5. Mediciones del espécimen después del ensayo

Se toman tres medidas a lo largo de cada dimensión (una en cada borde y una en el centro) con una precisión de 1.3 mm (0.05") para determinar el ancho y la altura promedio del espécimen, y el punto de fractura.

### 6.2.6. Cálculos

Se calcula el módulo de rotura de la siguiente manera:

$$R = \frac{3Pl}{2bd^2} \quad (\text{Ec. 6.2.6-1})$$

donde:

R = módulo de rotura, MPa (psi),

P = máxima carga aplicada indicada por la máquina de ensayo, N (lbf),

l = longitud de la luz, mm (pulg),

b = ancho promedio del espécimen en el punto de fractura, mm (pulg), y

d = altura promedio del espécimen, en el punto de fractura mm (pulg).

## VII. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO

### 7.1. VIGAS A FLEXIÓN

Para la presente investigación se diseñarán y construirán vigas con propiedades y dimensiones similares a las desarrolladas en un proyecto colombiano real, buscando que los resultados obtenidos sean aplicables y útiles para la ingeniería nacional.

La viga tipo a evaluar tiene las siguientes características:

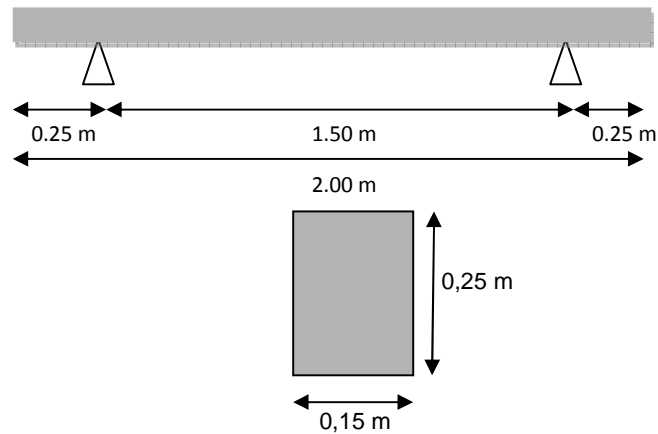


Figura 14: Dimensiones de las vigas

La viga tendrá una longitud total de 2,00 metros, y una luz libre (distancia entre apoyos) de 1,50 metros. Se empleará concreto de alta resistencia,  $f'c = 35$  MPa, y se colocará refuerzo interno con acero de  $f_y = 420$  Mpa.

La carga de diseño,  $P$ , será de 55kN y se aplicará en el centro de la luz, como se muestra en el siguiente esquema:

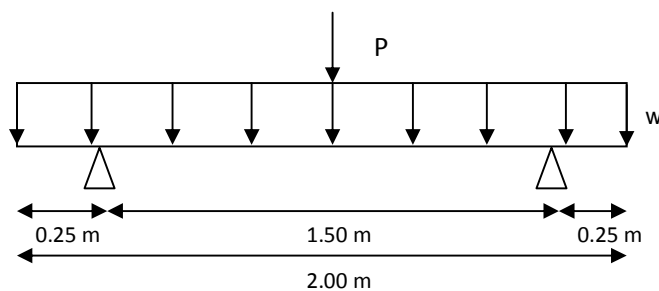


Figura 15: Esquema de cargas

Peso propio del elemento (w):

$$w = (24\text{KN/m}^3) * (0,15\text{m}) * (0,25\text{m}) = 0,9\text{KN/m}$$

$$M_p = \frac{Pl}{4} = \frac{55 * 1,50}{4} = 20,625\text{KN} * \text{m}$$

$$M_w = \frac{wl^2}{8} = \frac{0,9 * 1,50^2}{8} = 0,25\text{KN} * \text{m}$$

$$M_{\text{máx}} = M_p + M_w = 20,875\text{KN} * \text{m}$$

Resistencia última:

$$\phi M_n = \phi * \rho * f_y * \left(1 - 0,59 * \frac{\rho * f_y}{f'_c}\right) * b * d^2$$

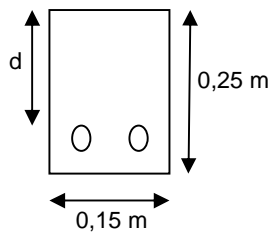


Figura 16: Esquema de sección

$$d = 0,22 \text{ m}$$

$$20,875\text{KN} * \text{m} = 0,9 * \rho * 420000 * \left(1 - 0,59 * \rho * \frac{420}{35}\right) * 0,15 * 0,22^2$$

$$19429,5\rho^2 - 2744,28\rho + 20,875 = 0$$

$$\rho = 0,0081$$

Área de refuerzo:

$$A_s = \rho * b * d = 0,0081 * 0,15 * 0,22 = 0,0002673\text{m}^2 = 267,3\text{mm}^2$$

Se requieren 4 varillas No. 3 que hacen un área de 284 mm<sup>2</sup>. Sin embargo, se emplearán 4 varillas No. 4, que hacen un área de 516 mm<sup>2</sup>, para que la viga falle por cortante.

Área mínima:

$$A_{s,\min} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{35}}{420} * 0.15 * 0.22 = 0.000116m^2$$

Cumple.

## 7.2. DISEÑO DE VIGAS A CORTANTE

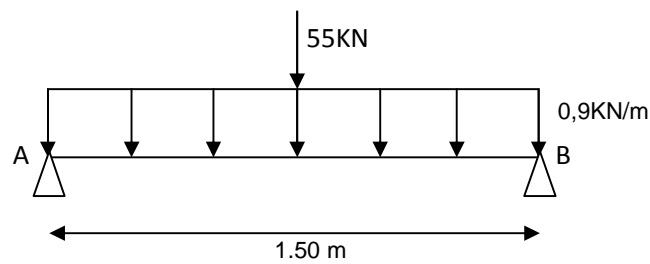


Figura 17: Esquema de cargas en luz libre

$$\sum M_A = (55 * 0.75) + (0.9 * 1.50 * 0.75) - 1.50R_B = 0$$

$$R_B = 28.175\text{KN} = R_A$$

Diagrama de cortante y momentos:

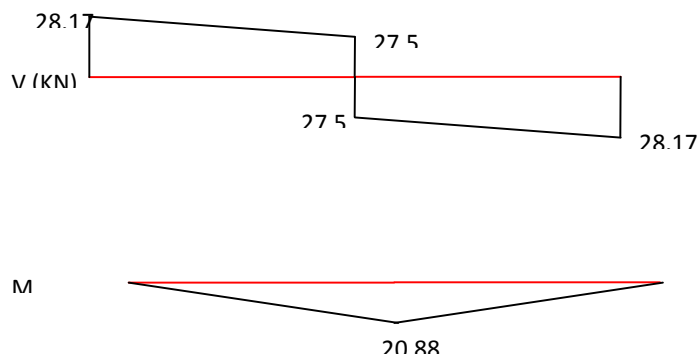


Figura 18: Diagrama de cortantes y momentos

Cortante a la distancia  $d = 0,22 \text{ m}$ :

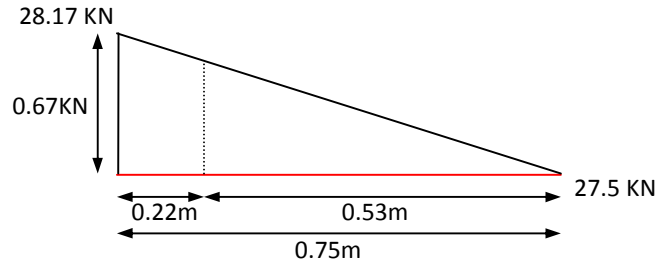


Figura 19: Relación para determinación de cortante en  $d$

Del diagrama anterior:  $v_d = 27,98 \text{ kN} = v_u$ .

Resistencia al corte proporcionada por el concreto:

$$\phi V_c = 0,17 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0,75 * 0,17 * \sqrt{35} * 0,15 * 0,22 * 1000 \text{ N} = 24,89$$

$\phi V_c \leq V_u$ : Necesita refuerzo a cortante.

Resistencia al corte proporcionada por el acero:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{27,98 - 24,89}{0,75} = 4,12$$

Separación requerida para estribos de  $1/4"$ :

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0,32 * 4200 * 22}{4,12 * 1000} = 14,35 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Para forzar la falla a cortante, se colocarán estribos de  $1/4"$  cada 35 cm. Por lo tanto, se calcula la nueva carga de falla.

$$V_u = \frac{\phi * A * f_y * d}{s} + \phi V_c = \frac{0,75 * 2 * 0,32 * 4200 * 22}{35 * 1000} + 24,89$$

$$V_u = 26,16 \text{ kN}$$

Por lo tanto,  $R_A = R_B = 26,36 \text{ kN}$

$$P_u = 51.37 \text{ kN}$$

Las vigas se construirán de la siguiente manera:

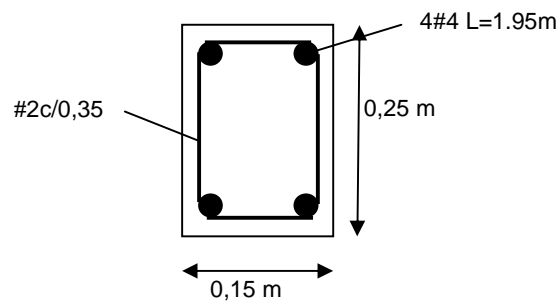


Figura 20: Sección de la viga, con detalle de refuerzo interior

### 7.3. DISEÑO DEL REFUERZO CON FIBRAS DE CARBONO

Para la evaluación del refuerzo a cortante con fibras de carbono, se emplean las hojas de cálculo proporcionadas por Sika Colombia S.A.

**DATOS DE ENTRADA: INFORMACION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE**

NOTA IMPORTANTE: Esta Columna 8-A cuenta con los datos de Tipo de concreto: 4000 y 4000 (preparado a 4000) y Tipo de acero: 60. También con los datos de columnas: 12x12 y 12x12.

**Geometría de la Sección**

Sección	Recto	Definición y tipo de sección (Rectangular, cuadrada, columna)
b	120	Ancho de la sección
h	120	Alto de la sección
h <sub>ef</sub>	100	Alto de la fibra de la viga en T (h para secciones rectangulares)

**Información del acero existente**

d	10	Diferencia de la fibra exterior a compresión al centro de la sección
a	100	Separación de las Fibras
A <sub>s</sub>	39	Área del acero a cortante con espaciado, o Área de las dos caras verticales de un perfil
α <sub>s</sub>	25	Ángulo entre el eje longitudinal del elemento, introduce 0 si la sección no está inclinada

**Información de las cargas**

V <sub>u</sub>	37	Cortante por carga muerta (sin viento)
V <sub>u</sub>	39	Cortante por carga viva (sin viento)
V <sub>u</sub>	142	Cortante por carga muerta (con viento) De acero a cortante la carga muerta (deflexión y otros efectos similares, introduce "NO" o "SI" si "NO" es introducido en cada caso, si "SI" es introducido, en cada caso, α <sub>s</sub> = 1.75, α = 0.75 α <sub>s</sub> )

**Propiedades de los materiales de la sección transversal**

f <sub>c</sub>	4000	Resistencia a tracción de acero
f <sub>y</sub>	60000	Resistencia a compresión del concreto
E <sub>c</sub>	39	Resistencia a compresión del concreto

**Propiedades del sistema FRP**

Seleccione un sistema FRP 2005. Al seleccionar, los campos con las propiedades del material apropiadas se poblarán automáticamente. Las propiedades del RayShield 2005 se leen en juntas con el RayShield Plus TTT, que tiene fibras similares a la fibra real. Consulte a Fibra para más detalles.

**Resistencia**

Seleccione un sistema de refuerzo con base en condiciones de servicio.

**Resistencia de refuerzo**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

**Resistencia de FRP**

Seleccione un sistema de refuerzo de tipo para columna. Véase la Figura 2.

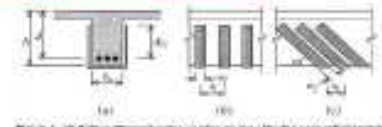


Figura 1 - Varias configuraciones usadas en una viga para refuerzo



Figura 2 - Esquemas de refuerzo FRP para columna usando FRP

Verificar los parámetros del FRP, el diseño puede mostrar varias configuraciones de refuerzo y legal a la situación de diseño, define con el FRP todas las condiciones.

**RESUMEN DEL REFORZAMIENTO A CORTANTE**

Tabla 1 - Resumen de cargas de la sección sin reforzar

V <sub>u</sub> sin refuerzo (kN)	37	Cortante muerta
V <sub>u</sub> (kN)	39	Cortante último requerido
FRP	0	Se requiere refuerzo con FRP

Tabla 2 - Resumen del refuerzo a cortante

V <sub>u</sub> sección reforzada (kN)	39	Cortante de la sección reforzada con FRP
V <sub>u</sub> (kN)	39	Cortante último requerido
Checkeo de la sección reforzada	OK	Verificar que $V_u \leq \phi V_c + \phi V_s + \phi V_{FRP}$
Checkeo del refuerzo	OK	Checkeo de la resistencia existente del elemento para verificar si $V_u \leq \phi V_c + \phi V_s + \phi V_{FRP}$
Requisito del FRP	OK	Checkeo del requerimiento de las fibras de FRP con el mínimo permitido por el ACI 440.2R-08 Sección 11.1. $V_u > \phi V_c + \phi V_s$
Uso de refuerzo	OK	Checkeo del nuevo refuerzo con el mínimo permitido por el ACI 440.2R-08 Sección 11.4.3. $V_u > \phi V_c + \phi V_s + \phi V_{FRP}$
<b>REQUISITO TOTAL A CORTANTE</b>	<b>OK</b>	

NOTA: Para secciones de concreto simple (sin refuerzo a cortante), o donde el refuerzo de acero a cortante no cumple con el mínimo requerido (ACI 318-08 Secciones 11.5.5.1 y 11.5.5.3, respectivamente), ACI 440.2R-08 no provee guía sobre el cortante requerido mínimo para la sección existente. El ingeniero debería evaluar lo adecuado de la configuración del refuerzo con FRP propuesto considerando la resistencia dada solo por el concreto ( $\phi V_c$ ), la cual, en un valor mínimo, debería exceder la demanda ( $V_u$ ) con un factor de seguridad apropiado.

Para los detalles de estos resultados, siga los cálculos en la parte inferior.

**ANÁLISIS DEL REFORZAMIENTO A CORTANTE**

Determinar si el acero existente es adecuado (o si necesario reforzar)

Punto a cortante requerido	$V_u = 39$	OK
Punto a cortante nominal del concreto (ACI 318-08 Sección 11.3.1.1)	$V_c = 37$	OK
Punto a cortante nominal del acero a cortante (adecuado) (ACI 318-08 Secciones 11.3.2.2 y 11.3.2.3)	$V_s = 10$	OK
Punto a cortante de diseño para la viga existente sin FRP	$\phi V_c + \phi V_s = 37$	OK
Checkeo del diseño	$V_u > \phi V_c + \phi V_s$	OK - Se requiere FRP

Determinar si el elemento existente cumple con el requerimiento de resistencia por el ACI 440.2R-05 Sección 9.2

$$\frac{1.7V_u - 0.7F_{FRP}}{0.85f_c A_g} = \frac{21.61}{28.81} = 0.75$$

$$V_{u,corr} = 1.350 + 0.7(21.61) = 25.07$$

OK
NO

**CONTRIBUCION DEL FRP**

Propiedades de diseño del material

$$Relación de deformación efectiva$$

$$\lambda_p = \left(\frac{E_c}{E_{FRP}}\right)^{0.5} = 0.042 \text{ mm}$$

$$Deformación efectiva de ruptura$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{FRP} \lambda_p = 0.032$$

Nivel de deformación unitaria efectiva en el refuerzo FRP a cortante

Esfuerzo en  $V_u$  y  $T_{u,corr}$

Longitud de adherencia efectiva al FRP,  $l_{de} = 0$

$$\lambda_s = \frac{0.7V_u}{0.85f_c A_g} = 0.96 \text{ mm}$$

Factor de modificación que tiene en cuenta la resistencia del concreto

$$\lambda_1 = \left(\frac{f_c}{f_{c,ref}}\right)^{0.5} = 1.12$$

Factor de modificación que tiene en cuenta el espesor de elementos

$$\lambda_2 = \begin{cases} \left(\frac{h_{ref}}{h}\right)^{0.25} \text{ para } h \leq 1000 & = 0.95 \\ \left(\frac{h_{ref}}{h}\right)^{0.15} \text{ de } h > 1000 & = 0.88 \end{cases}$$

Coefficiente de reducción de adherencia

$$\lambda_3 = \frac{0.7V_u}{0.85f_c A_g} \leq 1.0 = 0.96$$

Deformación unitaria efectiva

$$\epsilon_p = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \epsilon_{FRP} = 0.0272$$

Esfuerzo completo (No Aplicado)

$$E_{FRP} = 0.0272 \times 0.7(21.61) = 0.41$$

Contribución del FRP a la fuerza cortante

Área del refuerzo a cortante FRP

$$A_{FRP} = 2(2)(2) = 80.00 \text{ cm}^2$$

Relación efectiva en el FRP

$$\lambda_p = \epsilon_p E_{FRP} = 0.0272(21.61) = 0.59$$

Contribución a cortante del FRP

$$V_p = \frac{0.7 A_{FRP} \lambda_p (1 + 0.0018 l_{de})}{s} = 21.61 \text{ kN}$$

Checkeo de la sección reforzada: Es mayor la fuerza nominal a corte de la sección reforzada que la demanda?

$$V_n = 0.7V_u + V_p = 0.7(21.61) + 21.61 = 35.16 \text{ kN} > V_u \text{ OK}$$

Checkeo del espaciamiento: Es el espaciamiento de las tiras de FRP adecuado según los requerimientos del ACI 440.2R-05?

$$s_{FRP, max} = 0.75 \lambda_p = 0.75(0.0272) = 0.0204 \text{ mm} \text{ OK = 0}$$

Checkeo del refuerzo: Está el reforzamiento a cortante dentro de los límites de los requerimientos del ACI 440.2R-05?

$$\frac{V_p}{V_u} = \frac{21.61}{21.61} = 1.00 \text{ kN} \text{ OK}$$



**DATOS DE ENTRADA: INFORMACION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE**

NOTA IMPORTANTE: Esta Columna 8-A cuenta con los datos de Tipo de acero Reinforcing Steel® y Reinforcing Steel® (preparado al Reinforcing Steel®) también con los datos de acero: Alta Carbono (A501 y A615)

**Geometría de la Sección**

Sección	Recto	Definición y tipo de sección (doble T, pasadizo, columna, etc.)
b	300 mm	Ancho de la sección
b <sub>fl</sub>	150 mm	Ancho del ala de la viga en T (si se analiza rectangular)

**Información del acero existente**

d	230 mm	Distancia de la fibra exterior a compresión al centro de la sección
e	300 mm	Separación de las fibras
A <sub>s</sub>	39 mm <sup>2</sup>	Área del acero a cortante (si es necesario), e Área de las barras verticales de un miembro
α <sub>s</sub>	25 grados	Ángulo entre el eje y el eje longitudinal del elemento. Introduce 0 si la sección no está inclinada.

**Información de las cargas**

V <sub>u</sub>	0 kN	Cortante por carga muerta (sin viento)
V <sub>u</sub>	30 kN	Cortante por carga viva (sin viento)
V <sub>u</sub>	30 kN	Cortante por carga muerta (viento) y otros efectos similares; Introduce "N" o "C" si "N" es introducido en la carga muerta, = 1.7V <sub>u</sub> + 1.2V <sub>u</sub> ; si "C" es introducido, se usa el desplazamiento, = 1.7V <sub>u</sub> + 0.75V <sub>u</sub>

**Propiedades de los materiales de la sección transversal**

f <sub>y</sub>	420 MPa	Refuerzo de tensión de acero
f <sub>ck</sub>	20.7 MPa	Resistencia a compresión del concreto
f <sub>ct</sub>	0 MPa	Resistencia a compresión del concreto

**Propiedades del sistema FRP**

Seleccione un sistema FRP 2005. Al seleccionar, asegúrese con las propiedades del material apropiadas se muestran automáticamente. Las propiedades del Reinforcing Steel® se leen en juntas con el Reinforcing Steel® que tiene fibras similares y la misma matriz - consulte a Sika para más detalles.

Tipo de FRP	Reinforcing Steel®	Seleccione un sistema FRP 2005. Al seleccionar, asegúrese con las propiedades del material apropiadas se muestran automáticamente. Las propiedades del Reinforcing Steel® se leen en juntas con el Reinforcing Steel® que tiene fibras similares y la misma matriz - consulte a Sika para más detalles.
Acabado	Recto	Seleccione un acabado compatible con las condiciones de servicio.
Reserva de refuerzo	Desplegado	Al seleccionar, el campo con el texto de abajo, accidental se actualiza automáticamente. Seleccione un esquema de refuerzo tipo para el diseño. Ver la Figura 2.
n <sub>FRP</sub>	1	Al seleccionar, el campo con el refuerzo adicional se actualiza automáticamente. Número de capas de refuerzo. El ACI 440.2R-08 no limita el número de capas, pero es una buena práctica de ingeniería limitar el número de capas a 5. Introduce "N" para pasadas CRFP. Introduce 0 si el FRP no está presente.
s <sub>FRP</sub>	200 mm	Profundidad efectiva del refuerzo FRP a cortante. El ACI 440.2R-08 no impone guía, pero una buena práctica de ingeniería es utilizar el 0.85d. El porcentaje de acero s <sub>FRP</sub> = 0.003 cuando se ha seleccionado la sección completa. Ver la Figura 1. También, el porcentaje reforzado en otro al ser introducido de s <sub>FRP</sub> , se tiene que s <sub>FRP</sub> (que mide la longitud de adherencia del FRP) representa calculada en la Ecuación 10.10.
t <sub>FRP</sub>	25 mm	Ancho del refuerzo FRP (en ancho para pasadas CRFP). Ver la Figura 1. Introduce "N" para pasadas CRFP.
a <sub>FRP</sub>	100 mm	Separación (entre centros) de las fibras de FRP. Ver la Figura 1.
α <sub>FRP</sub>	25.0 grados	Ángulo entre el FRP y el eje longitudinal del elemento. Ver la Figura 1.
E <sub>s,FRP</sub>	85 GPa	Relación de tensión de FRP.
ε <sub>s,FRP</sub>	0.0017	Deformación última última de FRP.
f <sub>FRP</sub>	5774 MPa	Módulo de elasticidad de FRP.
f <sub>FRP</sub>	0.0080	Espeesor de diseño nominal de un refuerzo pasadas FRP.
s <sub>FRP</sub>	0.0030	Área del FRP (refuerzo pasadas).
A <sub>s,FRP</sub>	0.0030 mm <sup>2</sup>	Área del refuerzo FRP a cortante.
α <sub>FRP</sub>	25.00	Profundidad efectiva del refuerzo FRP a cortante.
C <sub>FRP</sub>	0.85	Factor de reducción por exposición ambiental (ACI 440.2R-08, Tabla 8.1). 0.85 para interior, 0.80 para exterior y exposición a ambientes agresivos.
λ <sub>FRP</sub>	0.85	Factor de reducción ambiental, con base en la recomendación del Comité ACI 440.

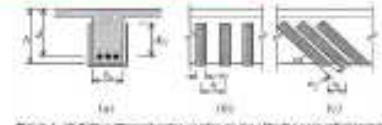


Figura 1 - Varietas de refuerzo usadas en una viga para refuerzo



Figura 2 - Esquemas de refuerzo tipo para cortante usando FRP

Verifique los parámetros del FRP, el diseño puede mostrar varias configuraciones de refuerzo y legal a la situación de diseño. Verifique con Sika para más detalles.

**RESUMEN DEL REFORZAMIENTO A CORTANTE**

V <sub>u</sub> sin refuerzo (kN)	30	Cortante existente
V <sub>u</sub> (kN)	30	Cortante último requerido
FRP	0	Se requiere refuerzo con FRP

V <sub>u</sub> sección reforzada (kN)	30	Cortante de la sección reforzada con FRP
V <sub>u</sub> (kN)	30	Cortante último requerido
Checkeo de la sección reforzada	OK	Verificar que V <sub>u</sub> < φV <sub>c</sub> + φV <sub>s</sub>
Checkeo de la resistencia existente del elemento para sustituir el ACI 440.2R-08 Sección 8.2	OK	Checkeo de la resistencia existente del elemento para sustituir el ACI 440.2R-08 Sección 8.2
Requisitos del FRP	OK	Checkeo del requerimiento de las fibras de FRP con el mínimo permitido por el ACI 440.2R-08 Sección 11.1. $s_{FRP} \geq \frac{V_u}{\phi V_c} - \frac{V_u}{\phi V_c}$
Lista de refuerzo	OK	Checkeo del nuevo refuerzo con el mínimo permitido por el ACI 440.2R-08 Sección 11.4.3. $s_{FRP} \geq \frac{V_u}{\phi V_c} - \frac{V_u}{\phi V_c}$
CHISGRO TOTAL A CORTANTE	OK	

NOTA: Para secciones de concreto simple (sin refuerzo a cortante), o donde el refuerzo de acero a cortante no cumple con el mínimo requerido (ACI 318-08 Secciones 11.5.5.1 y 11.5.5.3, respectivamente), ACI 440.2R-08 no provee guía sobre el cortante requerido mínimo para la sección existente. El ingeniero debería evaluar lo adecuado de la configuración del refuerzo con FRP propuesto considerando la resistencia dada solo por el concreto (φV<sub>c</sub>), la cual, en un valor mínimo, debería exceder la demanda (V<sub>u</sub>) con un factor de seguridad apropiado.

Para los detalles de estos resultados, siga los cálculos en la parte inferior.

**ANÁLISIS DEL REFORZAMIENTO A CORTANTE**

Determinar si el acero existente es adecuado (si necesario reforzar)

Punto a cortante requerido

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s = 30 + 0 = 30 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Punto a cortante nominal del concreto (ACI 318-08 Sección 11.3.1.1)

$$V_c = \frac{2\lambda \sqrt{f'_{ck}} b d}{12} = 33.34 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Punto a cortante nominal del acero a cortante (refuerzo) (ACI 318-08 Secciones 11.3.7.2 y 11.3.7.3)

$$V_s = \frac{A_s f_y d}{s} = 0 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Punto a cortante de diseño para la viga existente sin FRP

$$\phi V_u = \phi (V_c + V_s) = 30 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Checkeo del diseño

V<sub>u</sub> < φV<sub>c</sub> + φV<sub>s</sub>      **OK - Se requiere FRP**

Determinar si el elemento existente cumple con el requerimiento de resistencia por el ACI 440.2R-06 Sección 9.2

$$\frac{1.75 \sqrt{f_c'} + 0.77 f_{FRP}}{2.80 f_c'} = \frac{21.49}{28.49}$$

$$AV_{FRP} = \frac{1.252 - (0.77) f_{FRP}}{2.80 f_c' - 0.77 f_{FRP}}$$

OK
NO

**CONTRIBUCIÓN DEL FRP**

Propiedades de diseño del material

$$f_{FRP} = \frac{E_{FRP} \epsilon_{FRP}}{E_c} = \frac{138,000 \text{ MPa}}{20,000} = 6.9$$

$$\epsilon_{FRP} = \epsilon_{FRP} = 0.017$$

Nivel de deformación unitaria efectiva en el refuerzo FRP a cortante

Resistencia en U y Z (kN)

Longitud de adherencia efectiva en el FRP (s.a.a) = 3

$$L_{de} = \frac{0.7 \sqrt{A_c}}{2 \sqrt{D_c}} = 33.36 \text{ mm}$$

Factor de modificación que tiene en cuenta la resistencia del concreto

$$C_{FRP} = \left( \frac{L_{de}}{L_c} \right)^{1.5} = 1.12$$

Factor de modificación que tiene en cuenta el espaciamiento de refuerzo

$$k_1 = \begin{cases} \frac{f_{FRP} - 1}{f_{FRP}} \text{ por } 1 \text{ mm} & = 0.746 \\ \frac{f_{FRP} - 1}{f_{FRP}} \text{ por } 100 \text{ mm} & = 100 \end{cases}$$

Coefficiente de reducción de adherencia

$$k_2 = \frac{0.00015 A_c}{2.1 \sqrt{A_c}} = 0.004$$

Deformación unitaria efectiva

$$\epsilon_{FRP} = 0.017 (0.746) = 0.01269$$

Resistencia completa (No Aplicado)

$$F_{FRP} = 0.004 (0.746) = 0.00298$$

Contribución del FRP a la fuerza cortante

Área del refuerzo a cortante FRP

$$A_{FRP} = 2s(\rho) = 50.803 \text{ mm}^2$$

Resistencia efectiva del FRP

$$F_{FRP} = \rho f_{FRP} = 0.00298 (4180) = 12.45 \text{ MPa}$$

Contribución a cortante del FRP

$$V_{FRP} = \frac{A_{FRP} F_{FRP} \sin \alpha}{s} = 32.39 \text{ kN}$$

Checkeo de la sección reforzada: Es mayor la fuerza nominal a corte de la sección reforzada que la demanda?

$$V_n = V_c + V_{FRP} = 52.82 \text{ kN} > V_u \text{ OK}$$

Checkeo del espaciamiento: Es el espaciamiento de las tiras de FRP adecuado según los requerimientos del ACI 440.2R-06?

$$s_{FRP, \text{max}} = 487 \text{ mm} > 100.01 \text{ mm} \text{ OK = SI}$$

Checkeo del refuerzo: Está el reforzamiento a cortante dentro de los límites de los requerimientos del ACI 440.2R-06?

$$\frac{V_{FRP}}{V_c} = \frac{32.39}{52.82} = 0.613 < 0.75 \text{ OK}$$

## VIII. TRABAJO EXPERIMENTAL

### 8.1. CONSTRUCCIÓN DE LAS VIGAS

Se construyeron diez (10) vigas empleando concreto premezclado y materiales de las características descritas en el numeral 7.

El refuerzo interno de acero se construyó y se colocó según el diseño anterior.



Figura 21: Armado de refuerzo interno de vigas

Se elaboraron 10 cajones en madera de las dimensiones especificadas para fundir las vigas de concreto.



Figura 22: Elaboración de formaletas de madera

Empleando concreto premezclado de una concretera nacional, se realizó el proceso de mezcla y colocación del concreto:



Figura 23: Concreto premezclado para construcción de vigas

Se elaboraron 8 cilindros, para evaluar el desarrollo de la resistencia del concreto y verificar su resistencia final, mediante el ensayo de la norma descrita en 6.1.



Figura 24: Elaboración de cilindros de concreto

Una vez las vigas adquirieron la resistencia requerida (verificada con los ensayos), se instaló el sistema CFRP, siguiendo las recomendaciones y procedimiento descritos en 4.2.



Figura 25: Aplicación del adhesivo epóxico



Figura 26: Preparación de la superficie



Figura 27: Colocación de tiras de CFRP

## 8.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

### 8.2.1. Cilindros de concreto para determinación de resistencia

Con base en la norma descrita en 6.1., se ensayaron 6 cilindros de concreto a diferentes edades: dos a 7 días, dos a 14 días y dos a 28 días, y se obtuvieron los siguientes resultados:



EDAD DE FALLA (Días)	CARGA MÁXIMA (kN)	ESFUERZO		DESARROLLO (%)
		(kg/cm <sup>2</sup> )	(MPa)	
7	410,20	229,31	22,93	66
7	421,00	235,35	23,53	67
14	524,10	292,98	29,30	84
14	544,70	304,50	30,45	87
28	631,20	352,90	35,29	101
28	652,30	364,70	36,47	104

Tabla 6: Resultados de ensayo a compresión de cilindros

El concreto a los 28 superó la resistencia especificada en el diseño. Los ensayos de las vigas fueron realizados 45 días después de haber sido fundidas, por lo que la resistencia en el momento de las pruebas era superior a la indicada en la tabla.

Se fallaron los testigos a 56 días, y la resistencia final obtenida fue 386,84 kg/cm<sup>2</sup> (38,68 MPa) para el primer cilindro y 394,34 kg/cm<sup>2</sup> (39,43 MPa) para el segundo, obteniéndose un porcentaje de desarrollo promedio de 112%. La carga última de las vigas considerando la resistencia final del concreto es de 54,13 kN (5,41 ton).

### 8.2.2. Vigas para ensayos a flexión

Siguiendo el procedimiento propuesto en la norma descrita en el numeral 6.2., fueron falladas en la Máquina Universal de Laboratorio de Pruebas y Ensayos de la Pontificia Universidad Javeriana, las 10 vigas de concreto reforzado de sección 0.25mx0.15m y longitud total 2.0m, con luz libre de 1.50m y distancia entre ejes de 1.75m, como se esquematiza en el siguiente diagrama:

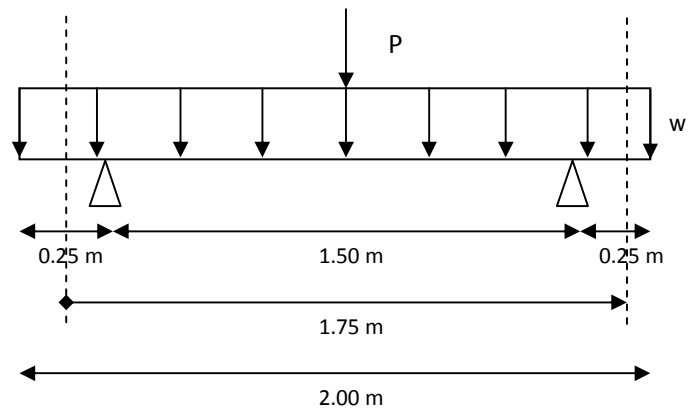


Figura 28: Esquema de luces y cargas para ensayo de vigas

La carga fue aplicada a una velocidad constante de 2 mm/min.



Figura 29: Posicionamiento de las vigas





Figura 30: Montaje del ensayo

Los anclajes fueron realizados colocando ortogonalmente en los extremos del reforzamiento, tiras de fibra de carbono (SikaWrap 300C), de 5 centímetros de ancho adheridas con adhesivo epóxico (Sikadur-301).

Para garantizar la fijación, en las vigas reforzadas en caras laterales, se realizó el proceso de anclaje descrito tanto en el borde superior del reforzamiento, como en el inferior.

## IX. RESULTADOS

A continuación se presentan los resultados obtenidos en los ensayos de las diez vigas, nombradas de siguiente manera:

- Vigas 1A y 1B: Sin refuerzo externo de fibra de carbono
- Vigas 2A y 2B: Con refuerzo externo de fibra de carbono, envolviendo tres de sus caras (en U).
- Vigas 3A y 3B: Con refuerzo externo de fibra de carbono, envolviendo tres de sus caras (en U), y anclaje en sus extremos.
- Vigas 4A y 4B: Con refuerzo externo de fibra de carbono, adherido a sus caras laterales (en II).
- Vigas 4A y 4B: Con refuerzo externo de fibra de carbono, adherido a sus caras laterales (en II), y anclaje en sus extremos.



Figura 31: Vigas con diferente configuración de refuerzo

Se darán los datos de carga máxima, el deflexión correspondiente a esa carga y el diagrama de carga vs deflexión.

Se determinará el modo de falla, y se anexará una foto que muestra la viga después de la falla, para más claridad.

## VIGA 1A

Viga sin refuerzo externo con fibra de carbono.

Carga última: 5,86 ton

Deflexión asociado a carga última: 7,79 mm

Tiempo en que se presenta la carga máxima: 4min 10seg

Modo de falla: Se presentó falla por cortante

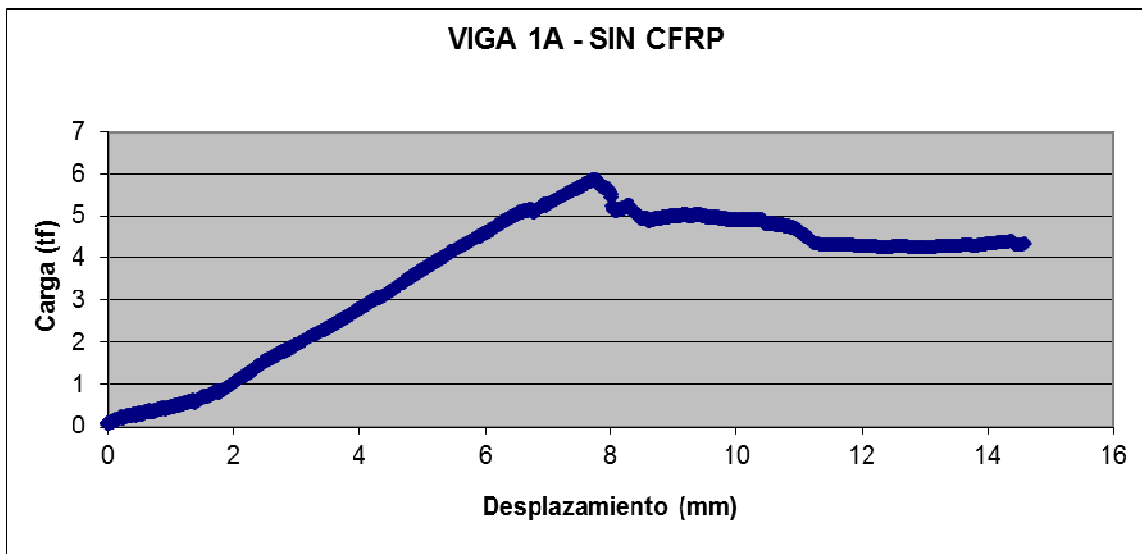


Figura 32: Gráfica carga – deflexión para viga 1A



Figura 33: Viga 1A después de falla

## VIGA 1B

Viga sin refuerzo externo con fibra de carbono.

Carga última: 6,06ton

Deflexión asociado a carga última: 6,98 mm

Tiempo en que se presenta la carga máxima: 4min 42seg

Modo de falla: Se presentó falla por cortante

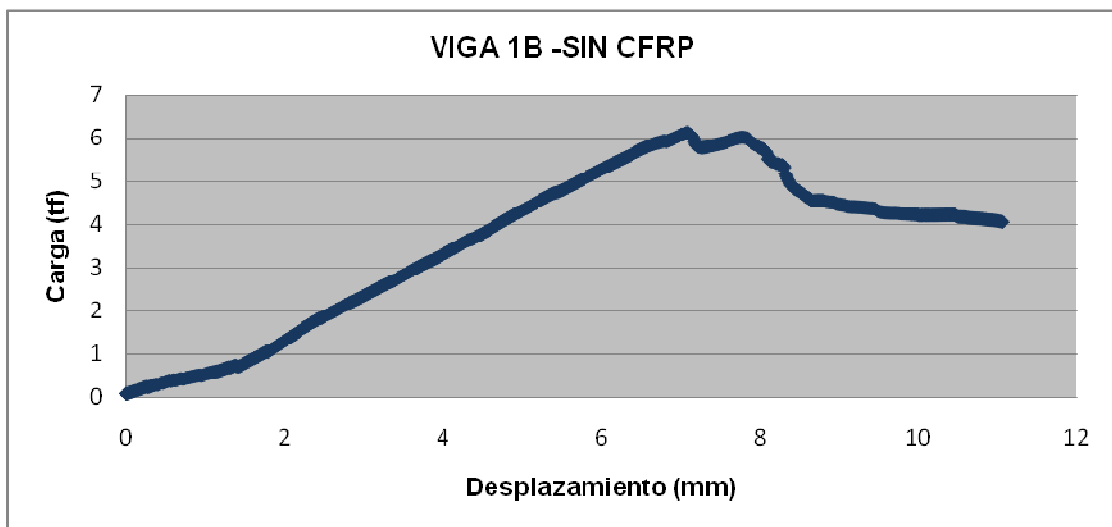


Figura 34: Gráfica carga – deflexión para viga 1B



Figura 35: Viga 1B después de falla

## VIGA 2A

Viga con refuerzo externo de fibra de carbono envolviendo 3 de sus caras (en forma de U). Adhesión de tiras de 5cm, espaciadas 10 cm entre centros, según diseño.

Carga última: 6,81 ton

Deflexión asociado a carga última: 8,2 mm

Tiempo en que se presenta la carga máxima: 4min 58seg

Modo de falla: Se trasladó la falla por cortante al sector central, donde no se colocó refuerzo externo.

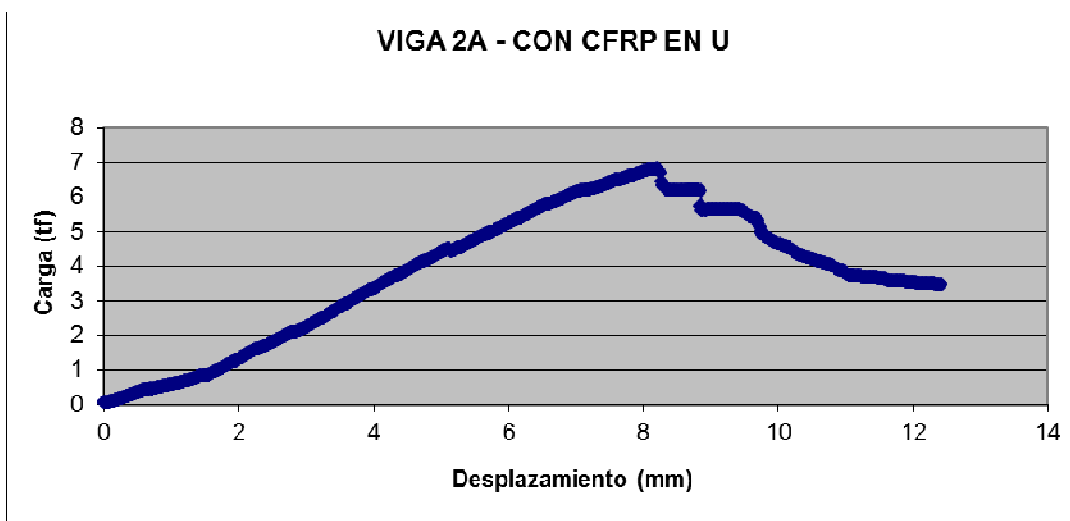


Figura 36: Gráfica carga – deflexión para viga 2A



Figura 37: Viga 2A después de falla

## VIGA 2B

Viga con refuerzo externo de fibra de carbono envolviendo 3 de sus caras (en forma de U).

Adhesión de tiras de 5cm, espaciadas 10 cm entre centros, según diseño.

Carga última: 6,39ton

Deflexión asociado a carga última: 6,82 mm

Tiempo en que se presenta la carga máxima: 4min 36seg

Modo de falla: Se trasladó la falla por cortante al sector central, donde no se colocó refuerzo externo.

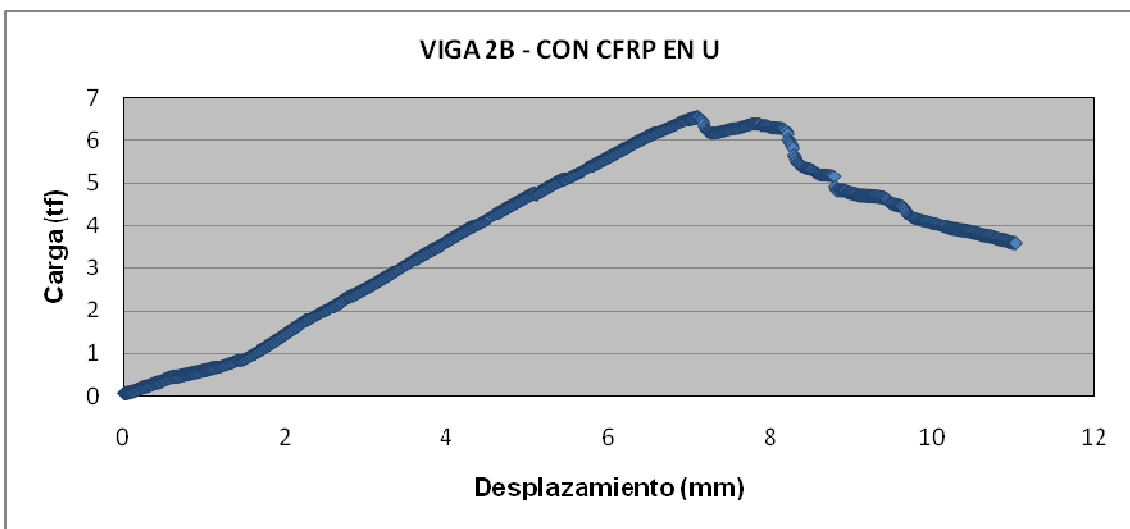


Figura 38: Gráfica carga – deflexión para viga 2B



Figura 39: Viga 2B después de falla

## VIGA 3A

Viga con refuerzo externo de fibra de carbono en forma de U, y reforzada ortogonalmente en sus extremos a modo de anclaje. Se adhirieron tiras de 5cm, espaciadas 10 cm entre centros, según diseño.

Carga última: 6,41ton

Deflexión asociado a carga última: 11,09 mm

Tiempo en que se presenta la carga máxima: 5min 33seg

Modo de falla: Se presentó falla por punzonamiento y cortante.

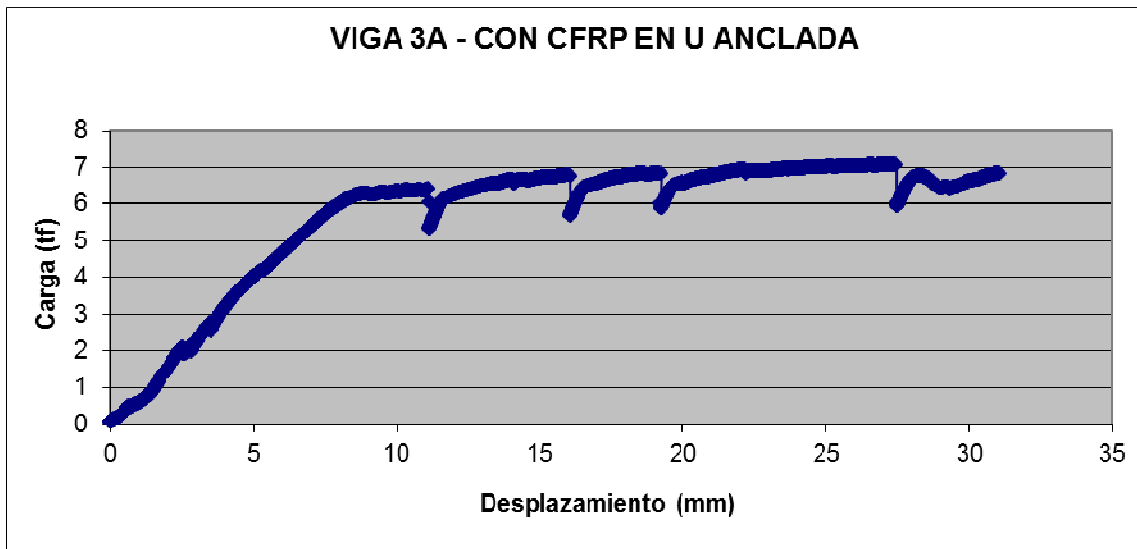


Figura 40: Gráfica carga – deflexión para viga 3A



Figura 41: Viga 3A después de falla

## VIGA 3B

Viga con refuerzo externo de fibra de carbono en forma de U, y reforzada ortogonalmente en sus extremos a modo de anclaje. Se adhirieron tiras de 5cm, espaciadas 10 cm entre centros, según diseño.

Carga última: 6,94 ton

Deflexión asociado a carga última: 7,12 mm

Tiempo en que se presenta la carga máxima: 4min 26seg

Modo de falla: Se presentó falla por cortante.

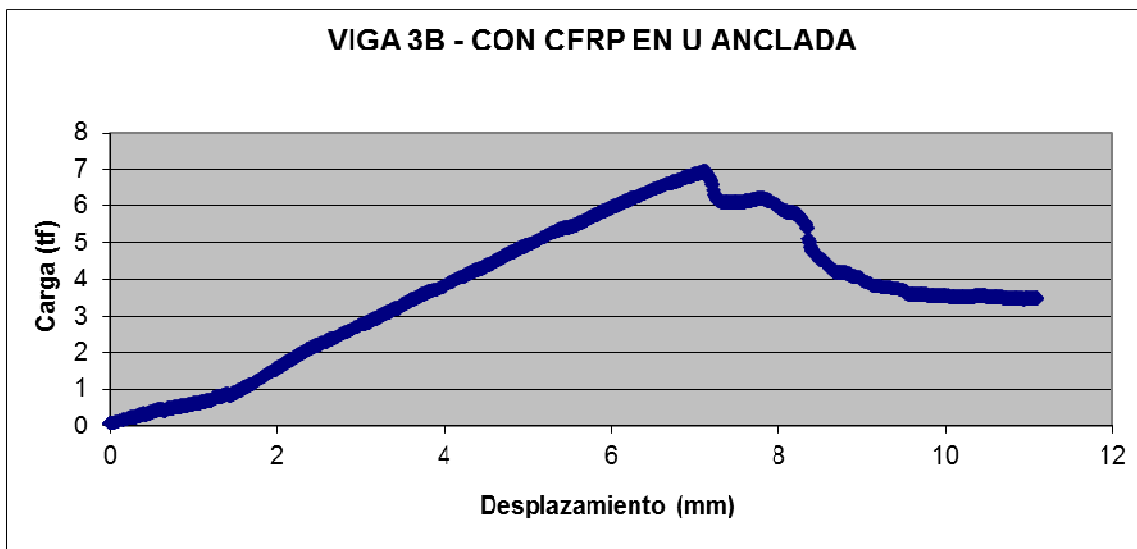


Figura 42: Gráfica carga – deflexión para viga 3B



Figura 43: Viga 3B después de falla



## VIGA 4A

Viga con refuerzo externo de fibra de carbono adherido en caras laterales (II). Adhesión de tiras de 5cm, espaciadas 10 cm entre centros, según diseño.

Carga última: 6,22ton

Deflexión asociado a carga última: 8,02 mm

Tiempo en que se presenta la carga máxima: 5min 27seg

Modo de falla: Se trasladó la falla por cortante al sector central, donde no se colocó refuerzo externo.

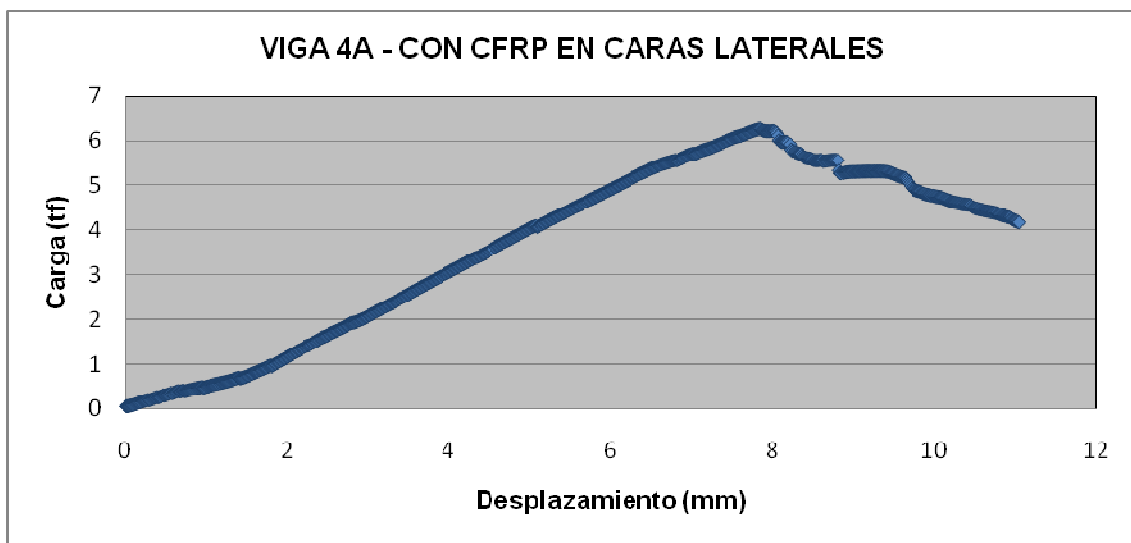


Figura 44: Gráfica carga – deflexión para viga 4A



Figura 45: Viga 4A después de falla

## VIGA 4B

Viga con refuerzo externo de fibra de carbono adherido en caras laterales (II). Adhesión de tiras de 5cm, espaciadas 10 cm entre centros, según diseño.

Carga última: 6,22 ton

Deflexión asociado a carga última: 8,02 mm

Tiempo en que se presenta la carga máxima: 5min 43seg

Modo de falla: Se presentó falla por punzonamiento y cortante

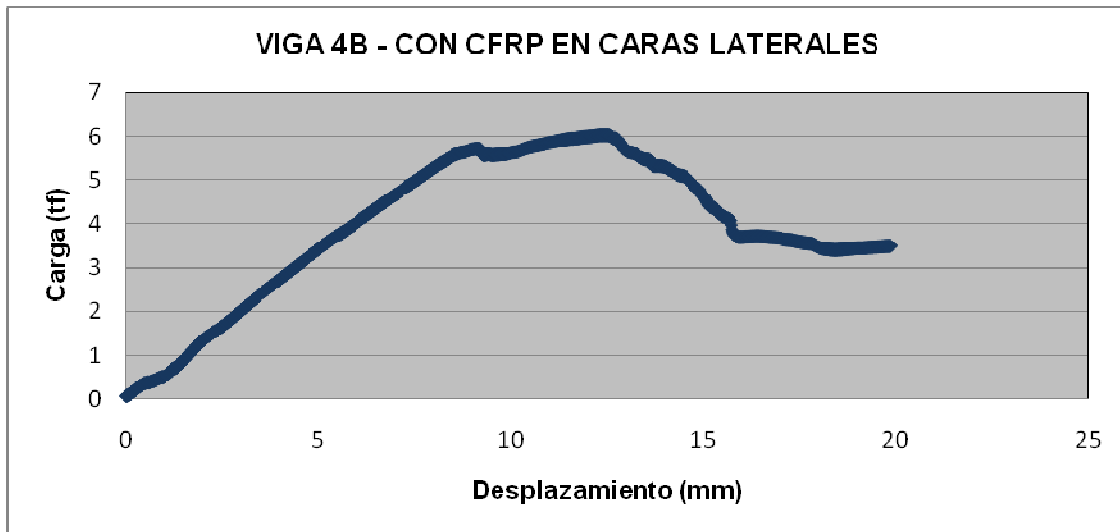


Figura 46: Gráfica carga – deflexión para viga 4B



Figura 47: Viga 4B después de falla

## VIGA 5A

Viga con refuerzo externo de fibra de carbono en caras laterales, y reforzada ortogonalmente en sus extremos a modo de anclaje. Se adhirieron tiras de 5cm, espaciadas 10 cm entre centros, según diseño.

Carga última: 4,81 ton

Deflexión asociado a carga última: 6,50 mm

Tiempo en que se presenta la carga máxima: 2min 86seg

Modo de falla: Se presentó falla por cortante

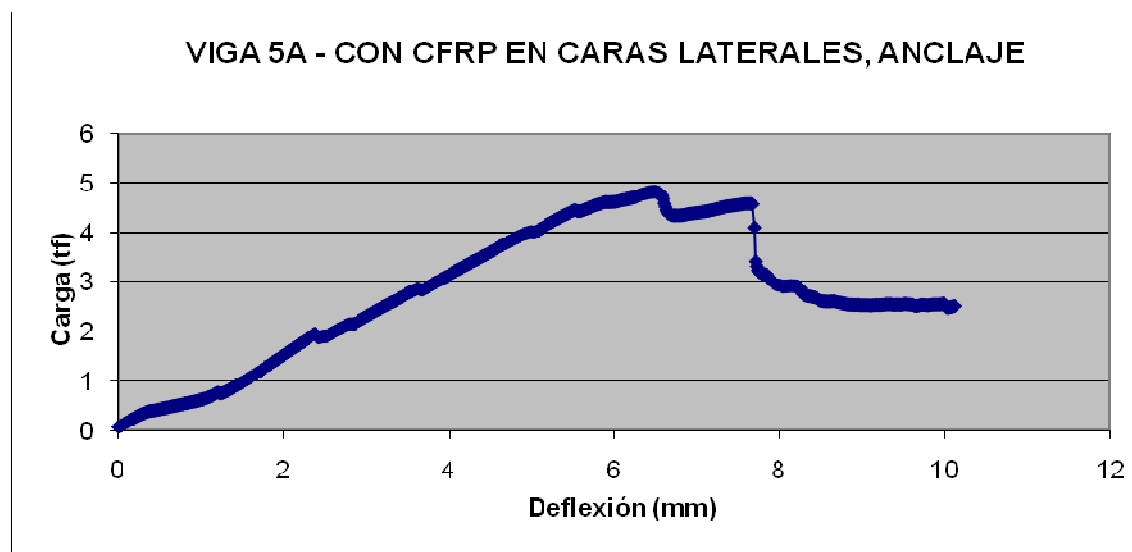


Figura 48: Gráfica carga – deflexión para viga 5A



Figura 49: Viga 5A después de falla

## VIGA 5B

Viga con refuerzo externo de fibra de carbono en caras laterales, y reforzada ortogonalmente en sus extremos a modo de anclaje. Se adhirieron tiras de 5cm, espaciadas 10 cm entre centros, según diseño.

Carga última: 6,77ton

Deflexión asociado a carga última: 9,84 mm

Tiempo en que se presenta la carga máxima: 4min 26seg

Modo de falla: Se presentó falla por cortante

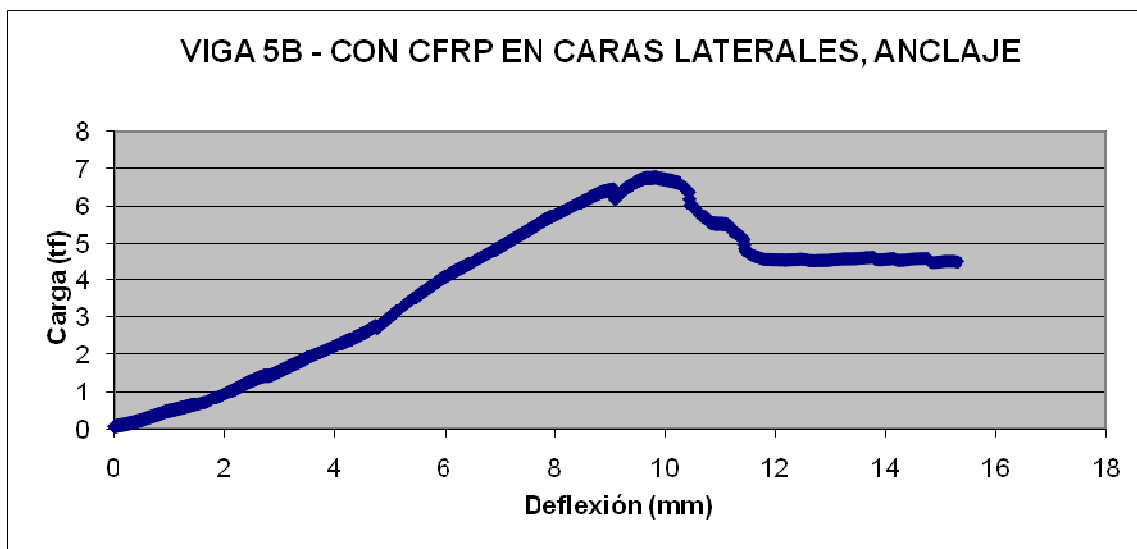


Figura 50: Gráfica carga – deflexión para viga 5B



Figura 51: Viga 5B después de falla

## X. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En primer lugar, se realizará una comparación entre los resultados obtenidos durante el ensayo de las vigas reforzadas con la misma configuración.

A continuación, se harán comparaciones entre diferentes configuraciones para comprobar el supuesto teórico de la eficiencia de cada una, y finalmente se cotejarán todas las vigas para obtener una conclusión general.

### 10.1. VIGAS CON LA MISMA CONFIGURACIÓN DE REFUERZO EXTERNO

#### VIGAS 1A Y 1B

Sin refuerzo externo de fibra de carbono.

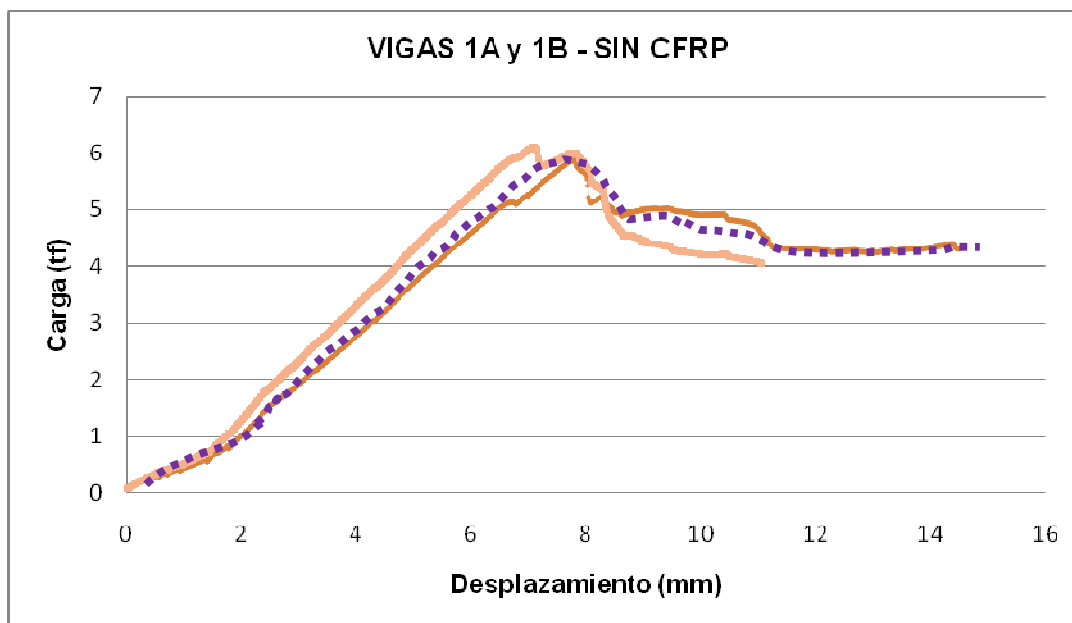


Figura 52: Gráfica carga - deflexión para vigas sin refuerzo externo de fibras de carbono

Los resultados obtenidos del ensayo de las dos vigas sin reforzamiento externo son muy similares.

Carga máxima promedio: 5,99 tf

Deflexión promedio: 7,44 mm.

## VIGAS 2A Y 2B

Con refuerzo externo de fibra de carbono en forma de U.

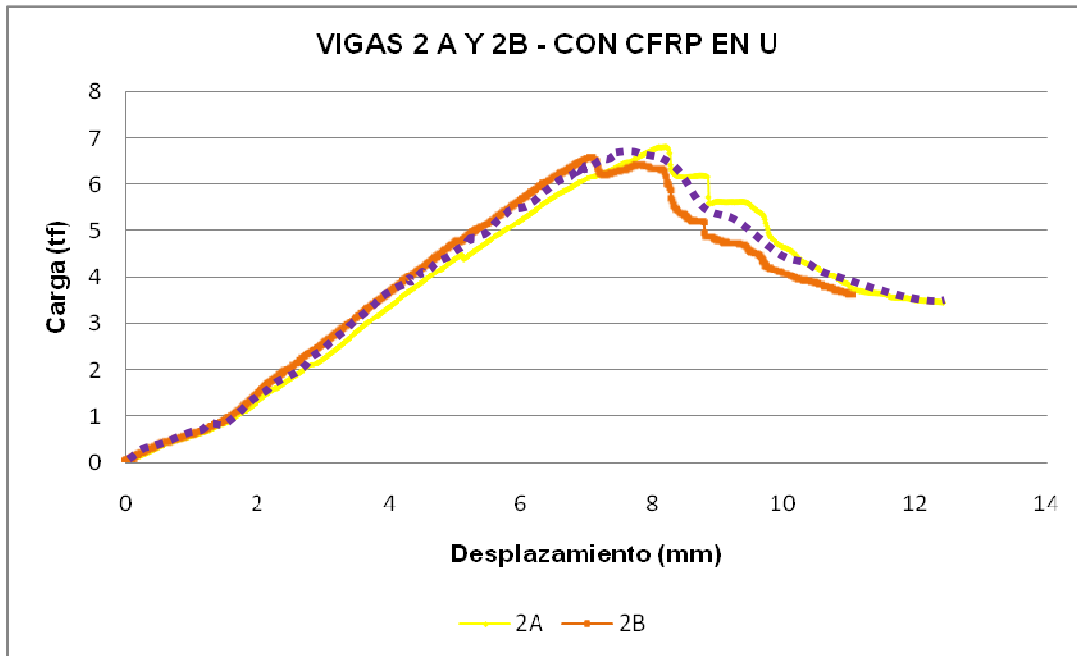


Figura 53: Gráfica carga - deflexión para vigas con refuerzo externo de fibras de carbono en U

Los ensayos de flexión de las vigas 2A y 2B arrojaron datos cercanos.

Carga máxima promedio: 6,68 tf

*Carga máxima teórica (calculada en 7.4): 5,4 tf*

Deflexión promedio: 7,65 mm

## VIGAS 3A Y 3B

Con refuerzo externo de fibra de carbono y reforzadas ortogonalmente en sus extremos a modo de anclaje.

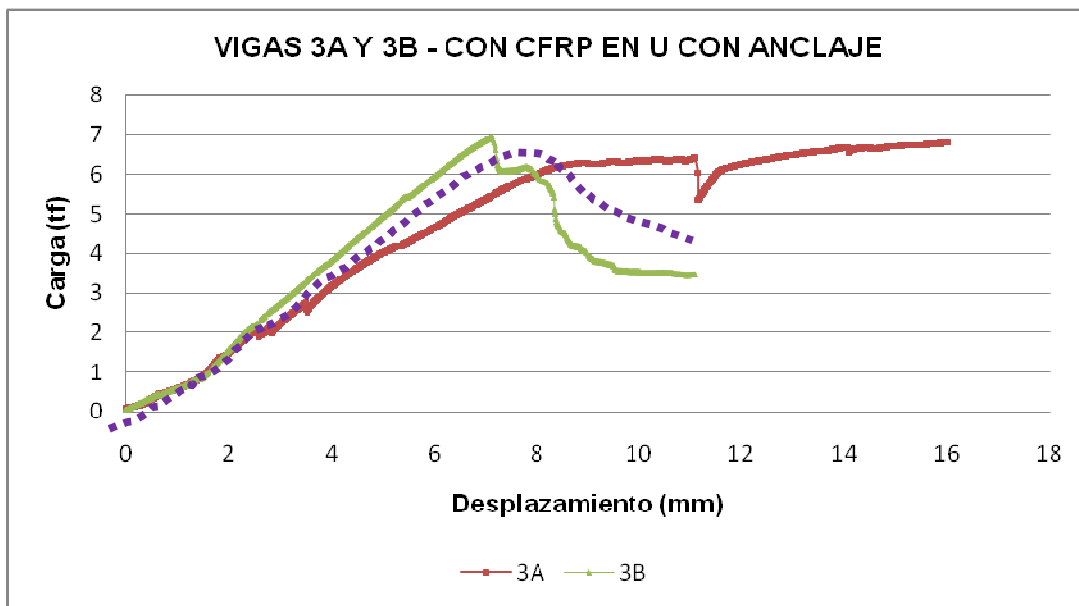


Figura 54: Gráfica carga - deflexión para vigas con refuerzo externo de fibras de carbono en U con anclaje

Las vigas 3A y 3B recibieron cargas de magnitud similar. Sin embargo, la primera viga ensayada tuvo un deflexión mayor.

Carga máxima promedio: 6,86 tf

Deflexión promedio: 11,54 mm

## VIGAS 4A Y 4B

Con refuerzo de fibra de carbono adherido a sus caras laterales.

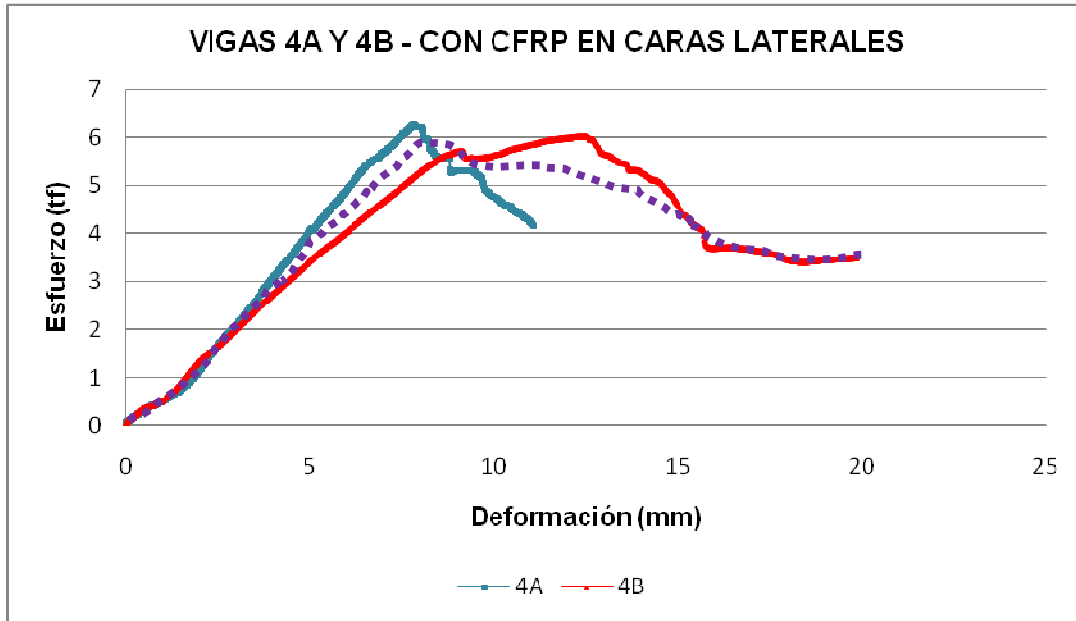


Figura 55: Gráfica carga - deflexión para vigas con refuerzo externo de fibras de carbono en caras laterales

Las vigas 4A y 4B, también soportaron cargas del mismo orden de magnitud, pero al igual que las 3A y 3B, la segunda viga ensayada sufrió mayor deformación.

Carga máxima promedio: 6,14 tf

Carga máxima teórica (calculada en 7.4): 5,0 tf

Deflexión promedio: 10,19 mm



## VIGAS 5A Y 5B

Con refuerzo de fibra de carbono adherido a sus caras laterales y reforzada ortogonalmente en sus extremos a modo de anclaje.

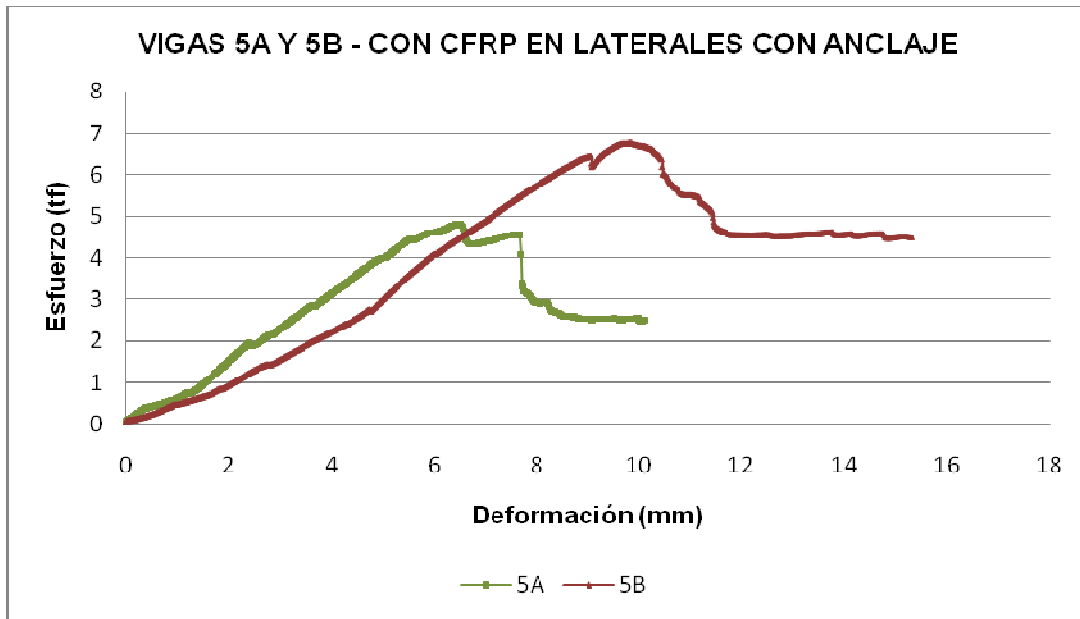


Figura 56: Gráfica carga - deflexión para vigas con refuerzo externo de fibras de carbono en caras laterales con anclaje

Los ensayos de las vigas 5A y 5B arrojaron resultados muy diferentes. La carga que soportó la primera viga ensayada (5A) fue muy inferior a la que resistió la segunda (5B). Como se puede observar de los resultados anteriores, éste es un comportamiento atípico, debido posiblemente a alguna anomalía en la muestra. Por lo tanto, y para que el proceso de análisis sea coherente y concluyente, los datos obtenidos en el ensayo de la viga 5A serán desestimados.

Carga máxima: 6,77 tf

Deflexión: 9,84 mm

## 10.2. COMPARATIVO DE VIGAS CON DIFERENTE CONFIGURACIÓN DE REFUERZO EXTERNO

### 10.2.1. Comparativo entre vigas sin CFRP y vigas con configuraciones sin anclaje

A continuación se presenta el gráfico de la carga vs deflexión consolidado para las vigas sin CFRP (1A y 1B), las vigas reforzadas externamente con fibras de carbono en U sin anclaje en sus extremos (2A y 2B), y las vigas reforzadas externamente con fibras de carbono adheridas en las caras laterales sin anclaje (4A y 4B).

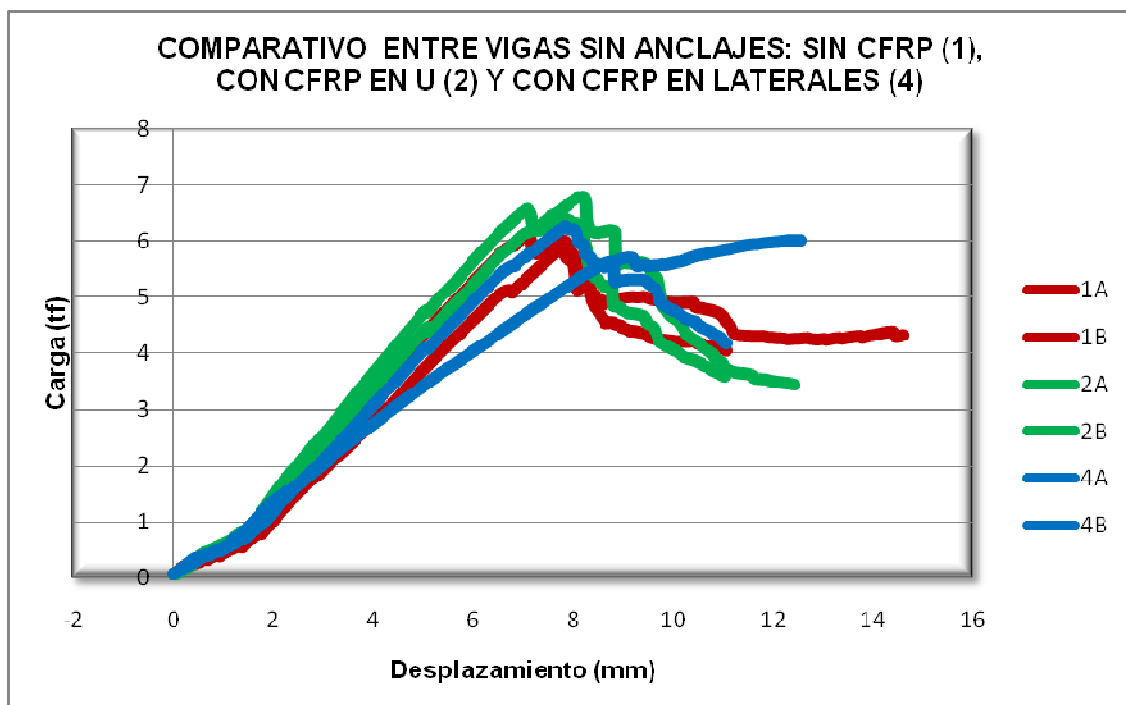


Figura 57: Comparativo entre vigas sin anclajes

En la gráfica anterior las líneas de color rojo identifican a las vigas sin CFRP, las verdes corresponden a las reforzadas con CFRP en U y las azules representan a las reforzadas con CFRP en caras laterales.

Se observa que las vigas sin refuerzo soportan menores cargas que la que tienen CFRP. La viga reforzada en dos caras resiste una carga mayor, y es a su vez, ligeramente menos

resistente que las vigas cuyo refuerzo fue colocado envolviendo tres caras, en forma de U, como señala la literatura relacionada con el tema.

Las deflexiones asociados a la carga última de las vigas analizadas son similares; no se aprecia una variación significativa en las deformaciones de las vigas al ser reforzadas con materiales compuestos.

Se representa en el siguiente diagrama de barras la carga última que soportó la viga para las configuraciones anteriores.

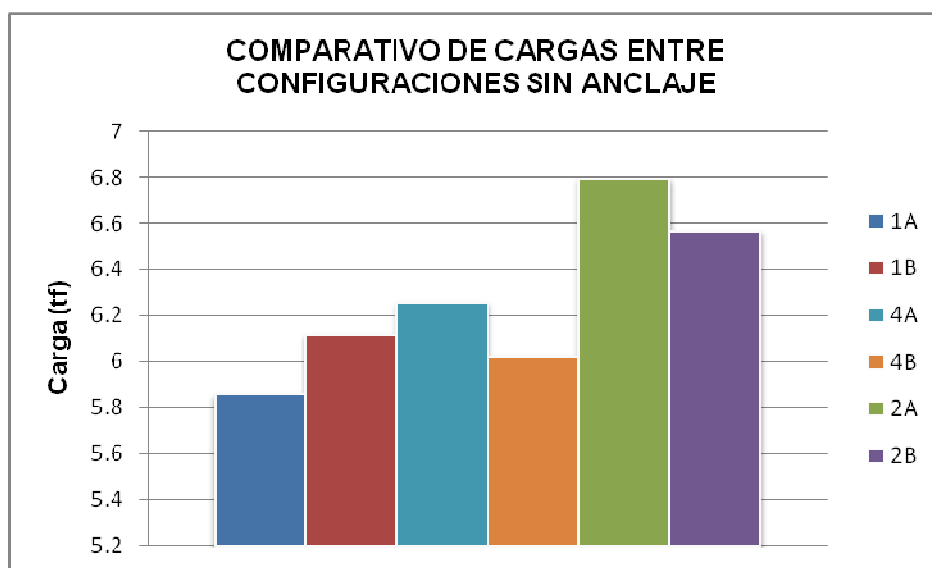


Figura 58: Comparativo de cargas entre configuraciones sin anclaje

Para visualizar mejor el efecto de emplear CFRP en cualquiera de sus configuraciones, se presenta a continuación carga última promedio y deflexión promedio para las vigas sin CFRP, reforzadas con CFRP en U y reforzadas con CFRP en caras laterales, y su representación gráfica.

CONFIGURACIÓN	VIGAS	CARGA ÚLTIMA PROMEDIO tf	DEFLECCIÓN PROMEDIO mm
SIN CFRP	1A, 1B	5,99	7,44
CON CFRP EN II	4A, 4B	6,14	10,19
CON CFRP EN U	2A, 2B	6,68	7,65

Tabla 7: Cargas últimas y deflexiones promedio para vigas sin CFRP con CFRP en U y II

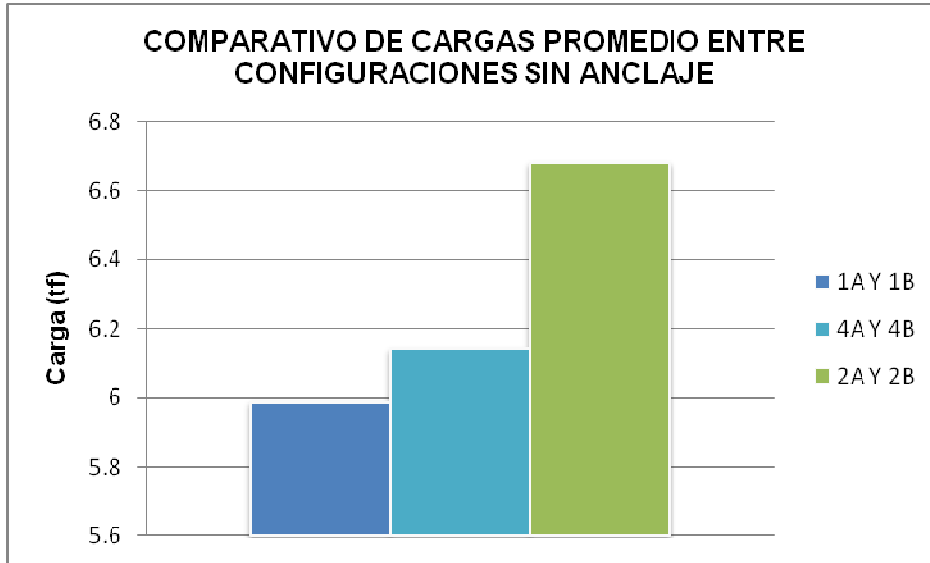


Figura 59: Comparativo de cargas promedio entre configuraciones sin anclaje

En nuestras pruebas experimentales, las vigas que fueron reforzadas con CFRP en las caras laterales resistieron 2,5% más carga que las vigas sin refuerzo externo, y a su vez, las vigas que fueron reforzadas envolviendo tres de sus caras, soportaron 11,5% más carga que las vigas sin CFRP.

El hecho de utilizar una configuración en U en vez de adherir las tiras en las caras laterales, generó un incremento en la carga última de los elementos de 8,8%.

Se obtuvieron los siguientes los deflexiones promedio:

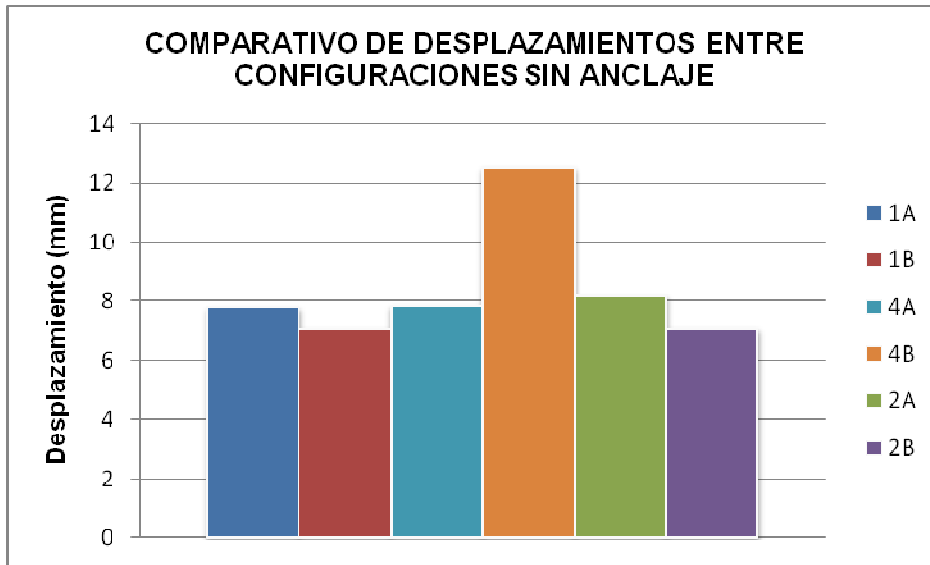


Figura 60: Comparativo de deflexiones entre configuraciones sin anclaje

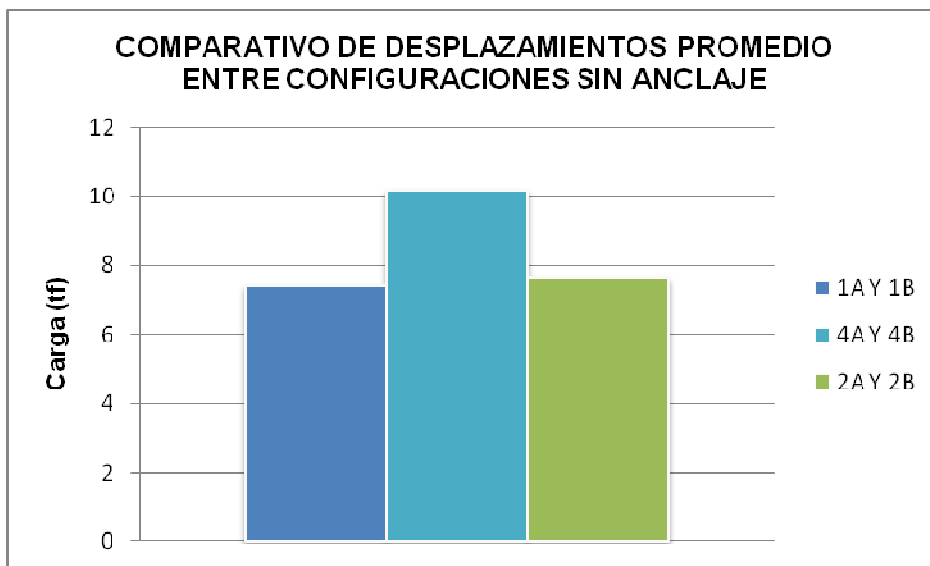


Figura 61: Comparativo de deflexiones promedio entre configuraciones sin anclaje

Se aprecia un ligero incremento en el deflexión de las vigas reforzadas con CFRP en caras laterales. No hay diferencia significativa en el deflexión de las vigas reforzadas en forma de U.

### 10.2.2. Comparativo entre vigas sin CFRP y vigas con configuraciones con anclaje

A continuación se presenta el gráfico de la carga vs deflexión consolidado para las vigas sin CFRP (1A y 1B), las vigas reforzadas externamente con fibras de carbono en U con anclaje en sus extremos (3A y 3B), y la viga reforzadas externamente con fibras de carbono adheridas en las caras laterales con anclaje (5B).

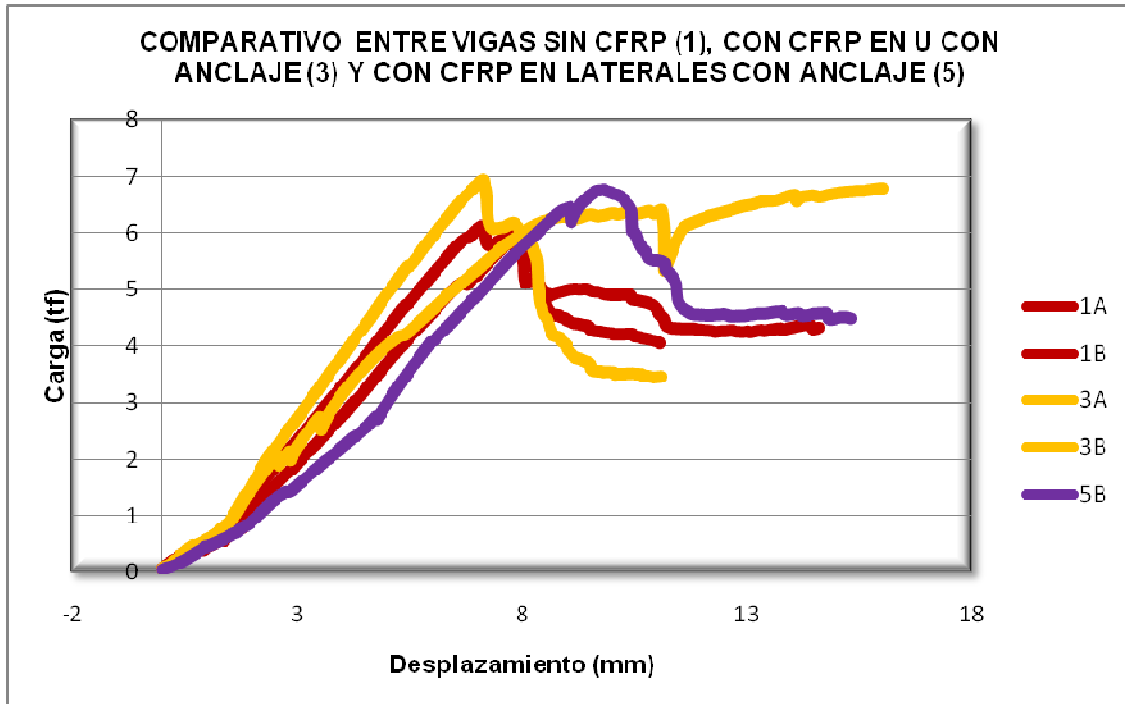


Figura 62: Comparativo entre vigas sin CFRP, con CFRP en U y en II, ancladas

En la gráfica anterior las líneas de color rojo identifican a las vigas sin CFRP, las amarillas corresponden a las reforzadas con CFRP en U con reforzamiento ortogonal en los extremos a modo de anclaje y la púrpura representa a la reforzada con CFRP en caras laterales con reforzamiento ortogonal en los extremos a modo de anclaje.

Se observa que las vigas menos resistentes son, al igual que las ensayadas en 10.2.1., las que no tienen refuerzo externo con materiales compuestos. En este caso, la diferencia en la resistencia de las vigas producto de la configuración del refuerzo externo, no es tan evidente como en el caso anterior. Las vigas reforzadas con CFRP en U y las reforzadas con CFRP en caras laterales, alcanzaron cargas últimas similares.

Lo anterior muestra que la colocación de anclajes en los extremos del reforzamiento externo, modifica el comportamiento estructural del elemento reforzado con materiales compuestos.

En el siguiente diagrama de barras se presenta la carga última que soportó la viga para las sin CFRP y las configuraciones ancladas.

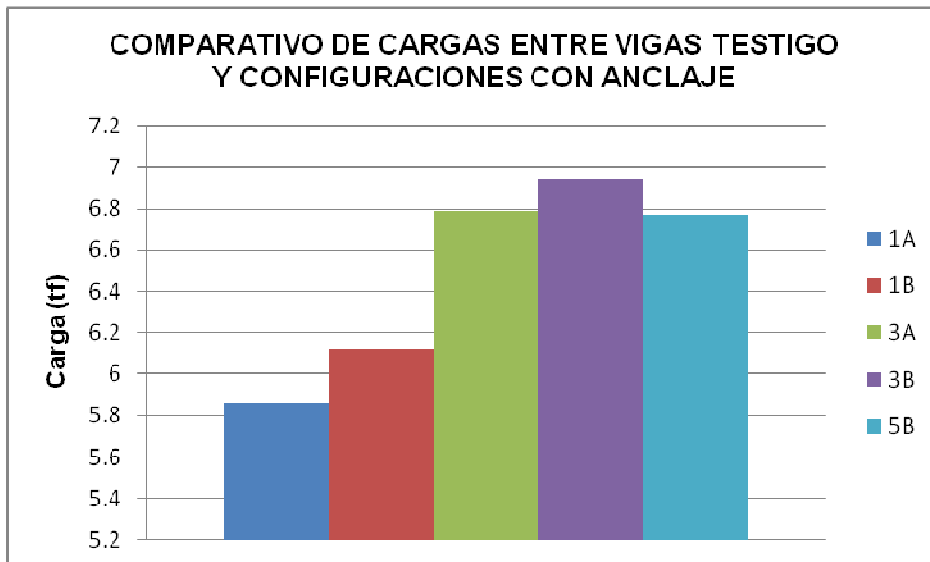


Figura 63: Comparativo de cargas entre vigas sin CFRP y configuraciones con anclaje

CONFIGURACIÓN	VIGAS	CARGA ÚLTIMA PROMEDIO tf	DEFLEXIÓN PROMEDIO mm
SIN CFRP	1A, 1B	5,99	7,44
CON CFRP EN II ANCLAJE	5A	6,77	9,84
CON CFRP EN U ANCLAJE	3A, 3B	6,86	11,54

Tabla 8: Cargas últimas promedio y deflexiones promedio

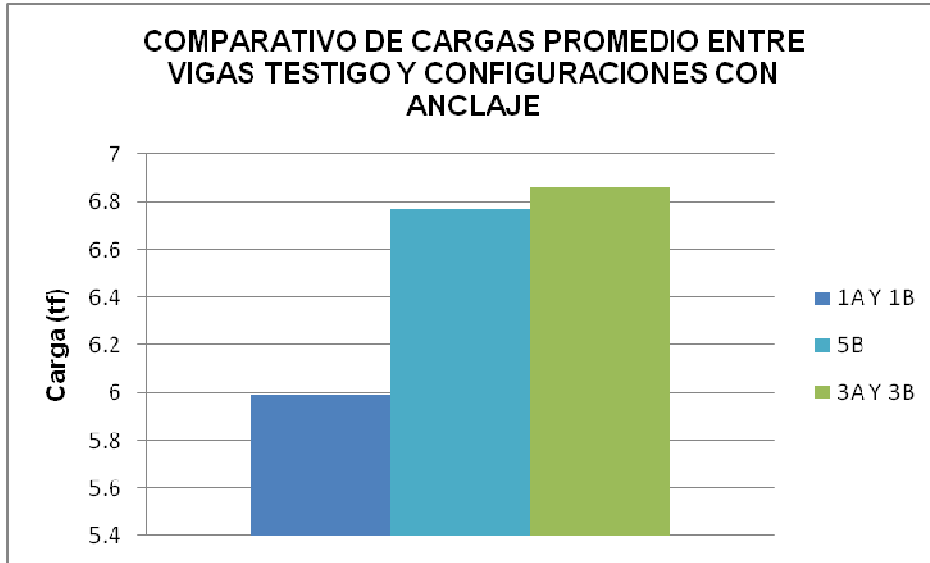


Figura 64: Comparativo de cargas promedio entre vigas sin CFRP y configuraciones con anclaje

Se aprecia en la figura un incremento importante en las resistencias de las vigas reforzadas con fibras de carbono, con respecto a las que no tienen el material compuesto.

Sin embargo, a diferencia de las analizadas previamente, las vigas que fueron reforzadas ortogonalmente con fibras en los extremos a manera de anclaje, la configuración de las tiras adheridas prácticamente no tiene afectación. El incremento en la carga última de los elementos reforzados U es únicamente de 1,3% con respecto a las que se reforzaron en caras laterales.

La resistencia de las vigas reforzadas con CFRP en caras laterales ancladas aumentó 13,03% en comparación con las vigas sin CFRP, y este incremento fue de 14,52% para la configuración en U con anclajes.



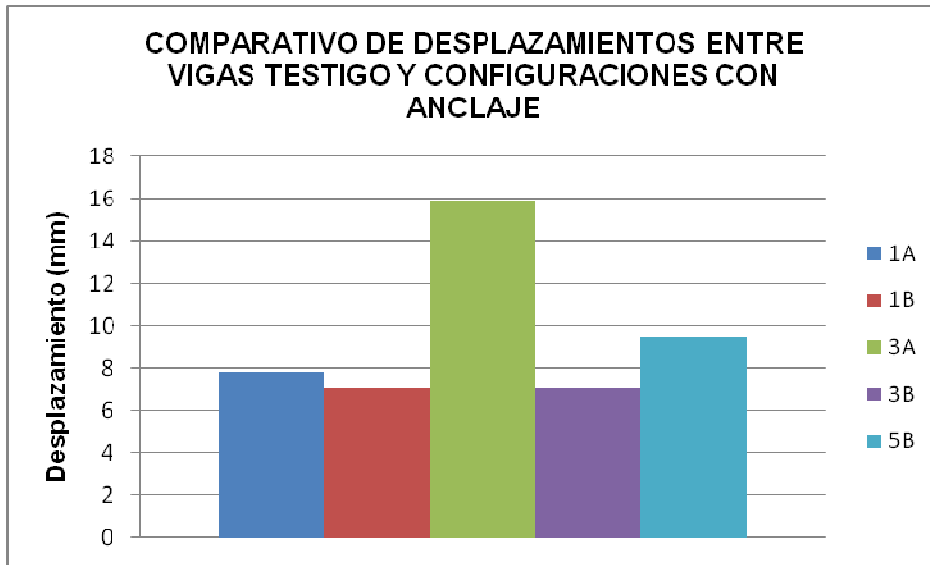


Figura 65: Comparativo de deflexiones entre vigas sin CFRP y configuraciones con anclaje

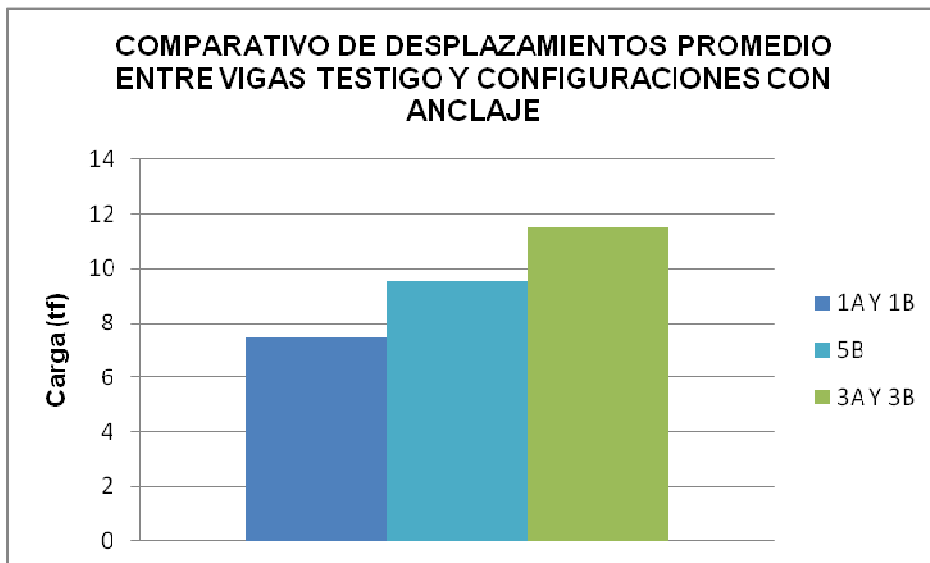


Figura 66: Comparativo de deflexiones promedio entre vigas sin CFRP y configuraciones con anclaje

La gráfica anterior muestra un incremento en el deflexión de las vigas reforzadas con fibra de carbono en dos caras ancladas, con respecto a las vigas sin refuerzo externo. A su vez, en la configuración de refuerzo adherido a las caras laterales, se aprecia aumento del deflexión en comparación con las vigas reforzadas en U.

### 10.2.3. Comparativo entre vigas con CFRP con y sin anclaje, con igual configuración de refuerzo

Para determinar qué tan efectivo es el anclaje en los extremos del reforzamiento con CFRP, se realizan gráficas comparativas entre cada configuración de refuerzo (en U y caras laterales) con y sin refuerzo de carbono adicional colocado ortogonalmente en los extremos a modo de anclaje.

#### Vigas reforzadas externamente envolviendo dos de las caras (II) con CFRP, con y sin anclajes

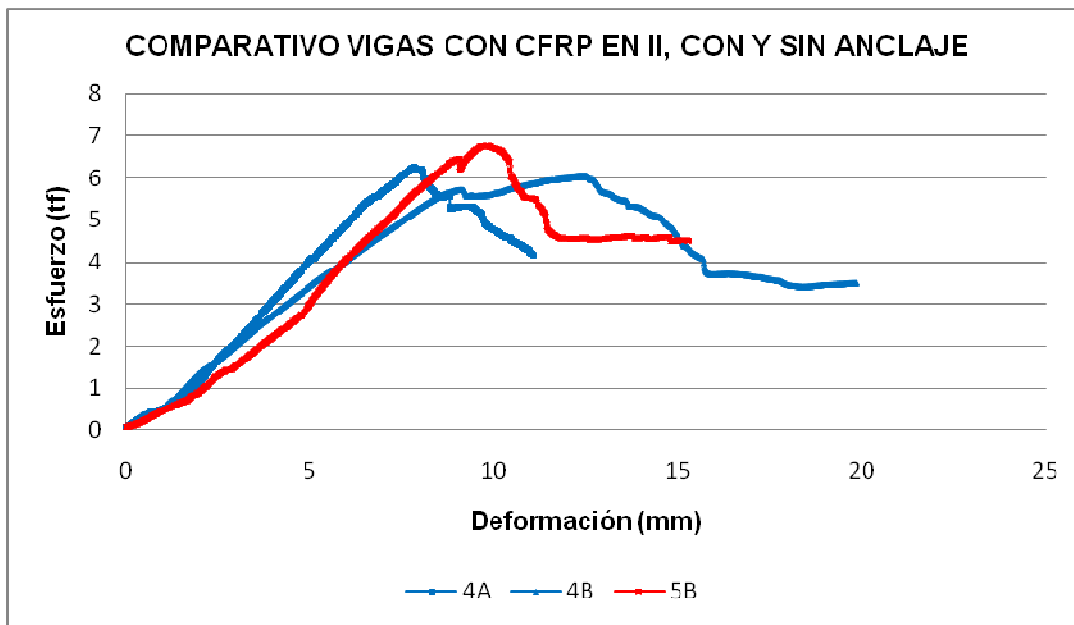


Figura 67: Cargas últimas y deflexiones promedio para vigas con CFRP II, con y sin anclajes

CONFIGURACIÓN	VIGAS	CARGA ÚLTIMA PROMEDIO tf	DEFLEXIÓN PROMEDIO mm
CON CFRP EN II	4A, 4B	6,14	10,19
CON CFRP EN II ANCLAJE	5A	6,77	9,84

Tabla 9: Cargas últimas y deflexiones promedio para vigas con CFRP II, con y sin anclajes

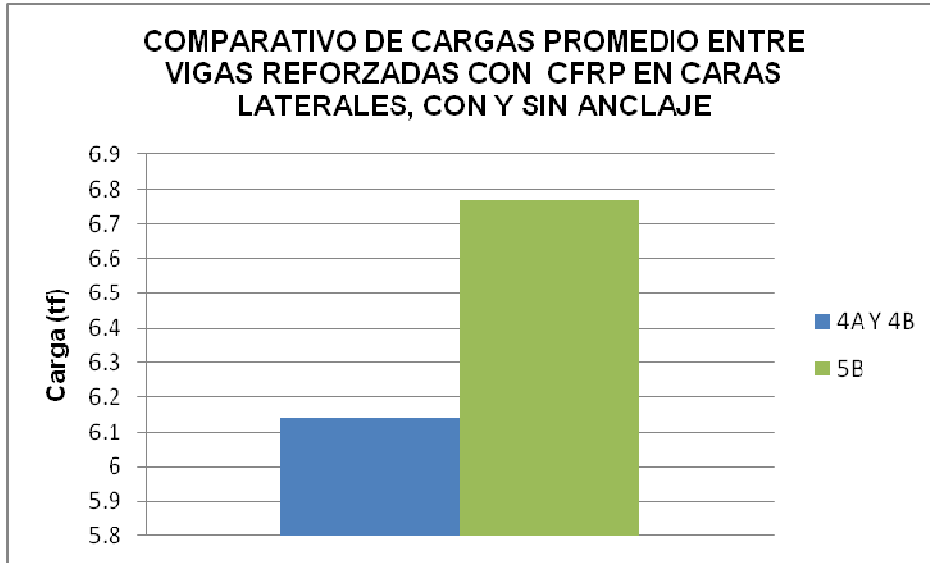


Figura 68: Comparativo de cargas promedio entre vigas con CFRP en II, con y sin anclaje

El incremento en la resistencia por efecto de implementar anclajes en los extremos del reforzamiento externo con CFRP es de 10,26%.

**Vigas reforzadas externamente envolviendo tres de las caras (U) con CFRP, con y sin anclajes**

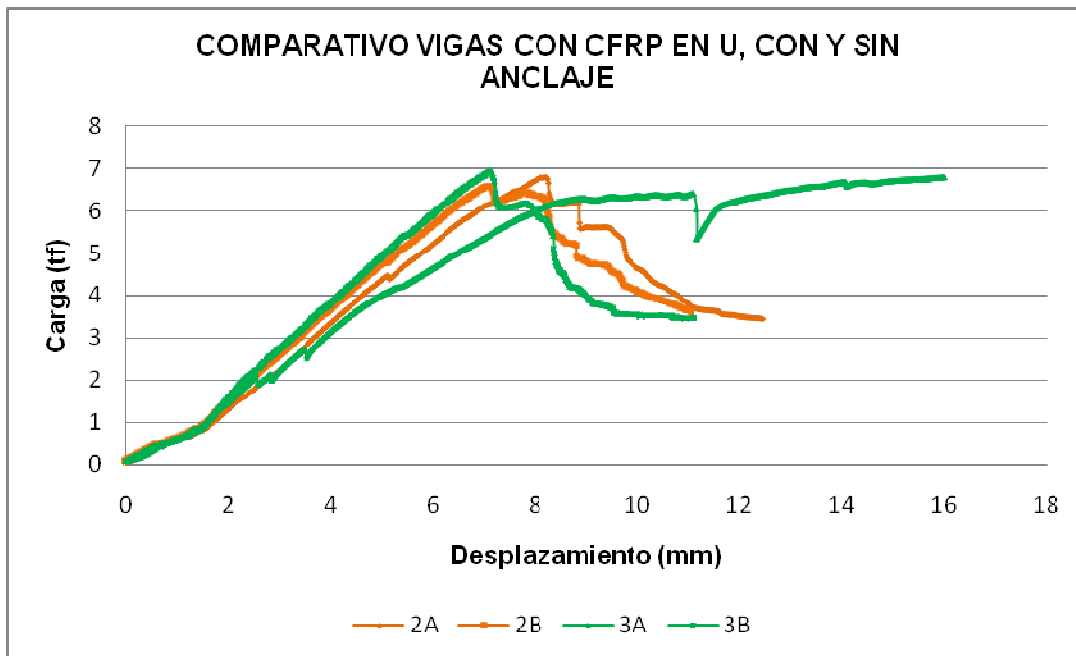


Figura 69: Comparativo de cargas entre vigas con CFRP en U, con y sin anclaje

Cargas y deflexiones promedio:

CONFIGURACIÓN	VIGAS	CARGA ÚLTIMA PROMEDIO tf	DEFLEXIÓN PROMEDIO mm
CON CFRP EN U	2A, 2B	6,68	7,65
CON CFRP EN U ANCLAJE	3A, 3B	6,86	11,54

Tabla 10: Cargas últimas y deflexiones promedio para vigas con CFRP U, con y sin anclajes

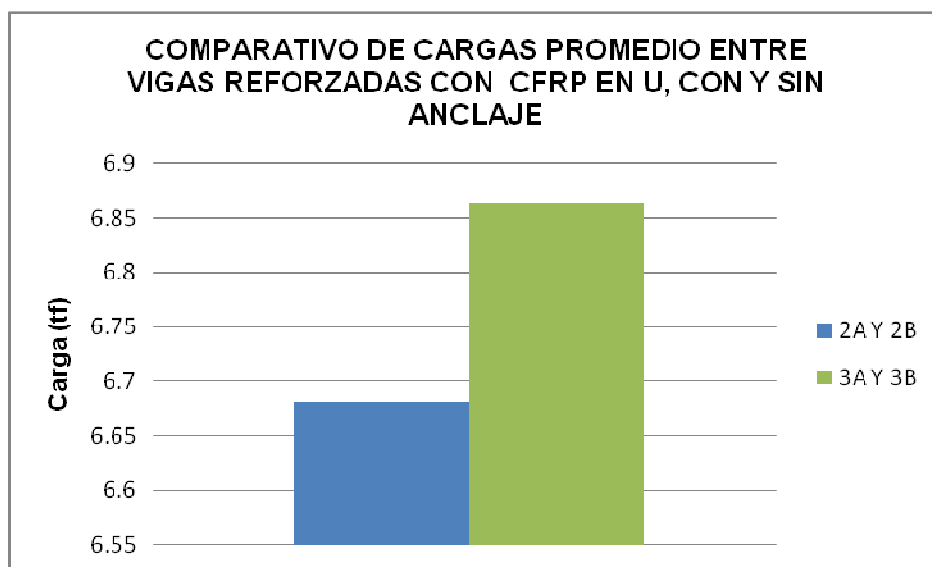


Figura 70: Comparativo de cargas promedio entre vigas con CFRP en U, con y sin anclaje

El incremento en la resistencia por efecto de implementar anclajes en los extremos del reforzamiento externo con CFRP es de 2,70%.

### 10.3. Comparativo entre vigas de todas las configuraciones

En general, se puede apreciar un incremento de las resistencias importante al agregar al elemento estructural un refuerzo exterior con materiales compuestos.

Este aumento es aún mayor cuando se evita la deflexión o desprendimiento de las tiras de fibras de carbono adheridas a las vigas, empleando un sistema de anclaje en los extremos.

Lo anterior se aprecia en los gráficas siguientes:

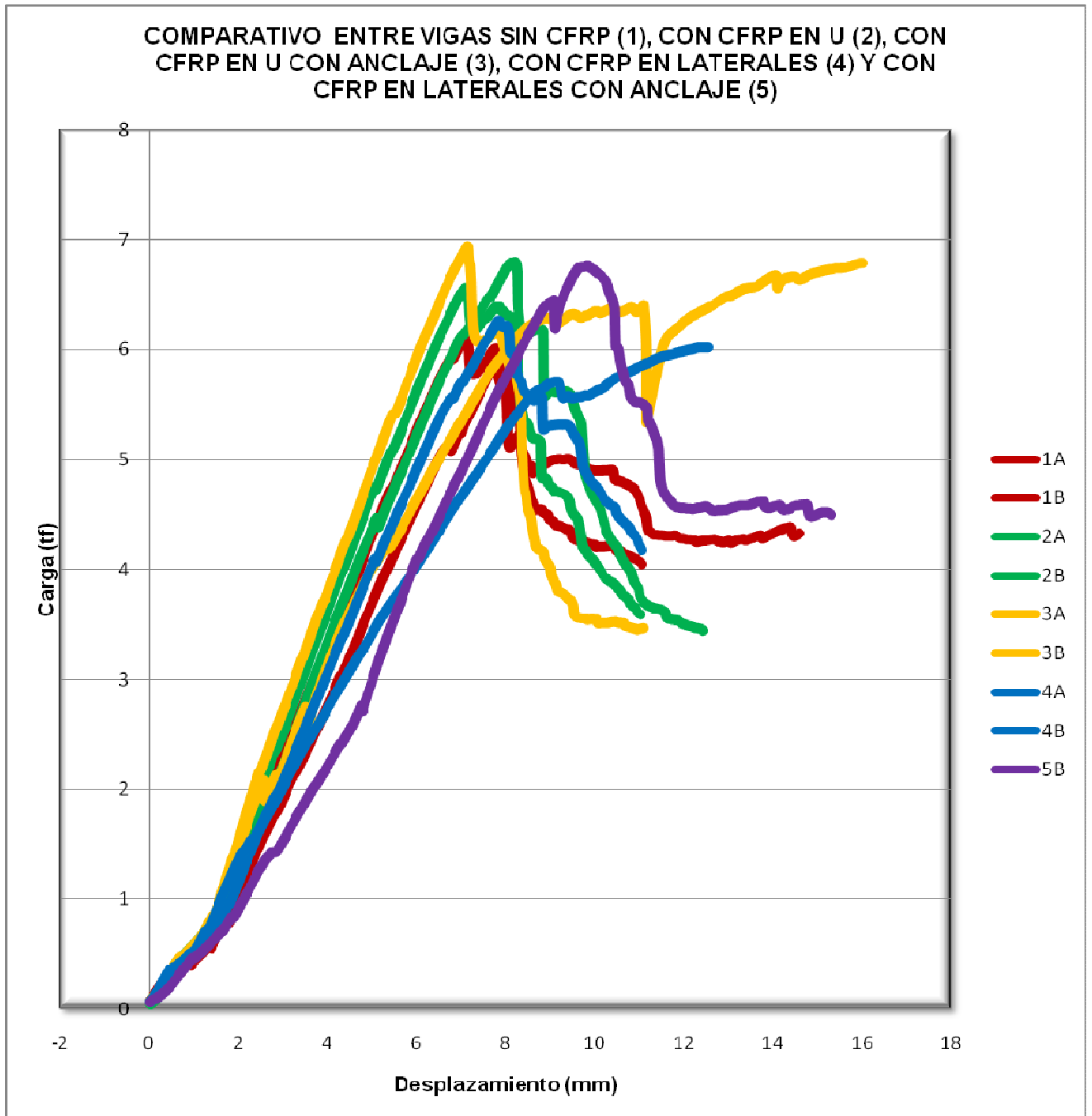


Figura 71: Gráfica carga – deflexión para vigas con CFRP en todas las configuraciones

Para distinguir mejor este efecto, se presenta a continuación una gráfica de barras que representa el incremento de las cargas últimas de las vigas, en la medida en que se asegura su posición y adherencia.

CONFIGURACIÓN	VIGAS	CARGA ÚLTIMA PROMEDIO tf	DEFLEXIÓN PROMEDIO mm
SIN CFRP	1A, 1B	5,99	7,44
CON CFRP EN II	4A, 4B	6,14	10,19
CON CFRP EN U	2A, 2B	6,68	7,65
CON CFRP EN II ANCLAJE	5A	6,77	9,84
CON CFRP EN U ANCLAJE	3A, 3B	6,86	11,54

Tabla 11: Cargas últimas y deflexiones promedio para vigas de todas las configuraciones

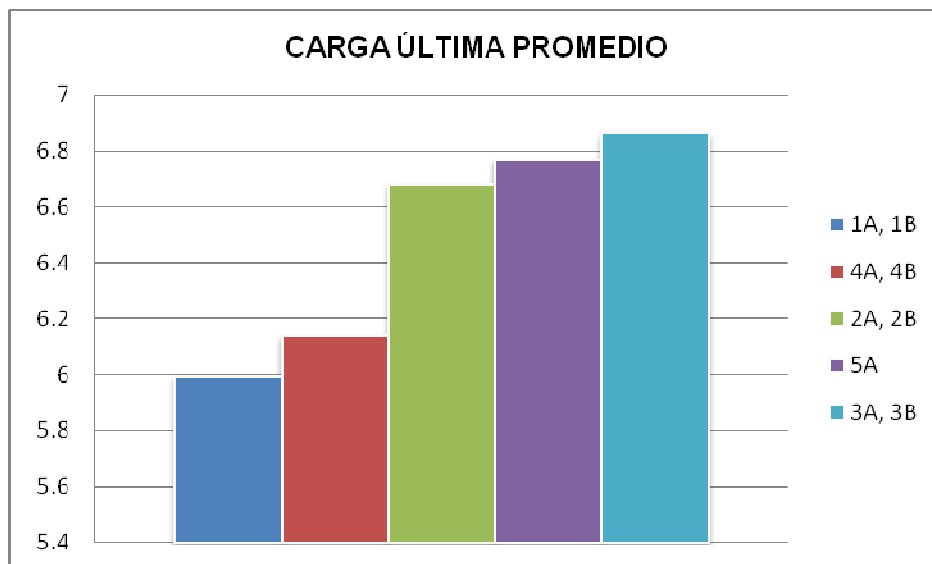


Figura 72: Comparativo de carga última promedio para vigas con CFRP en todas las configuraciones

Se analizan los deflexiones promedio para todas las vigas, obteniendo:

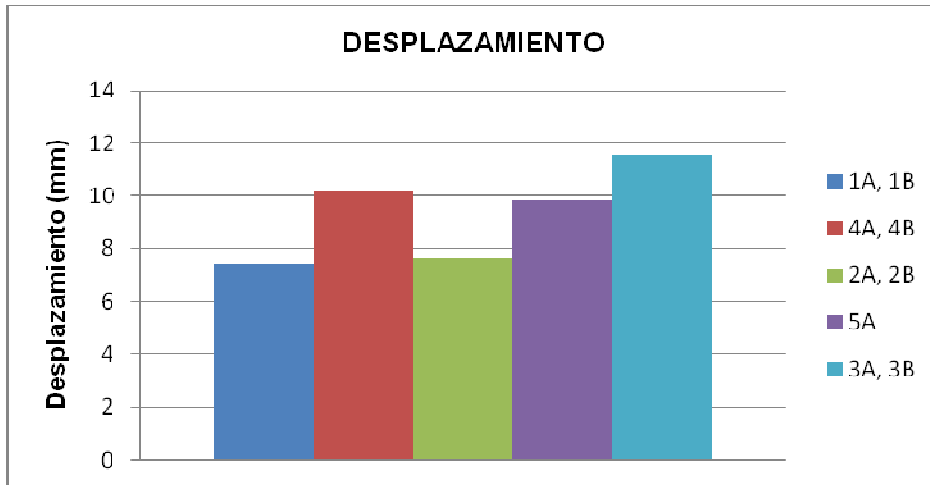


Figura 73: Comparativo de deflexión promedio para vigas con CFRP en todas las configuraciones

No se refleja un comportamiento característico de los deflexiones, que obedezca a la configuración del refuerzo externo con fibras de carbono empleado en la viga.

## XI. CONCLUSIONES

1. Los valores de cargas últimas resistentes de las vigas con refuerzo de fibra de carbono son mayores que los calculados teóricamente siguiendo el procedimiento propuesto por la ACI 440. Específicamente, para la configuración de refuerzo adherido solo en caras laterales se obtuvo una carga máxima de 6,14 tf, que es 22,8% mayor que el dato teórico, 5,0 tf. En el caso de las vigas con refuerzo adherido a tres de sus caras formando una U, la carga última experimental fue 6,68 tf, superior un 23,7% al resultado obtenido. Esta respuesta es razonable, pues el procedimiento de diseño del comité 440 castiga las ecuaciones con tres factores diferentes de reducción: un factor que considera la exposición ambiental, otro factor de reducción que contempla problemas generales del espécimen y un último factor que tiene en cuenta los efectos de la mala adherencia del material compuesto.
2. Se ha verificado experimentalmente que al no asegurar la fibra de carbono en los extremos (anclajes), las fibras pueden sufrir deflexión o desprendimiento y afectar la resistencia del elemento reforzado.
3. El refuerzo con CFRP en caras laterales incrementó la resistencia del elemento en 2,50%, mientras que el hecho de adherir las tiras de fibra de carbono en forma de U, hizo un aporte del 11,52% a la misma.
4. El comportamiento estructural de los elementos reforzados externamente con fibras de carbono, tanto en caras laterales como en U son similares. Al implementar anclajes que eviten fallas por adherencia al sustrato, la resistencia incrementa sustancialmente, pero en similar magnitud para las vigas reforzadas en caras laterales (13,02%) y envolviendo tres de las caras (14,52%).
5. El numeral anterior verifica el supuesto de que la colocación del material compuesto únicamente en caras laterales es suficiente para absorber los esfuerzos cortantes, siempre y cuando se garantice su perfecta adhesión al sustrato.
6. Los resultados experimentales no muestran un patrón claro que permita determinar la incidencia de la colocación de las fibras en las deflexiones de los elementos ensayados. Sin embargo, en general las deflexiones presentadas en las vigas reforzadas externamente con CFRP en caras laterales fueron mayores que los registrados en las vigas sin fibras de carbono. Las vigas reforzadas en U evidencian



deflexiones similares a los ocurridos en los elementos sin adhesión de material compuesto.

7. Las vigas a las que se adhirieron tiras de fibras de carbono de manera perpendicular según diseño, absorbieron muy bien los esfuerzos cortantes inducidos en la zona de refuerzo externo, trasladando la falla a la sección de la viga libre de material compuesto, de esta manera, se comprueba la eficiencia del sistema para el control de fallas por cortante.
8. El diseño del reforzamiento externo debe estudiar y definir las zonas de la viga en las que se pueden presentar esfuerzos cortantes según el tipo de carga que va a recibir, para realizar la instalación del sistema en toda esta longitud, y evitar la transmisión de falla.
9. Ninguna de las vigas ensayadas falló por flexión, por lo que los resultados no son concluyentes para determinar la incidencia de la adhesión de la fibra de carbono dispuesta para absorber esfuerzos cortantes en la flexión del elemento.

## XII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI 440.2R-02 (2002), Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Reported by ACI Committee 440. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
2. INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE, FIB. Bulletin 14. Externally Bonded FRP reinforcement for RC structures. Lausanne, Suiza. 2001
3. GALVÍN MEDINA, Pedro. MEDINA ENCINA, Fernando. Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono. Escuela Superior de Ingenieros de Sevilla. Departamento de Mecánica de los Medios Continuos. Grupo de Estructuras. Sevilla, España. 2002.
4. SIKA COLOMBIA S.A. Informaciones Técnicas. Reforzamiento de Estructuras de Concreto. Técnicas y Materiales. Segunda Edición. Bogotá, Colombia. 2007.
5. SIKA COLOMBIA S.A. Informaciones Técnicas. Tecnología y Conceptos para los Sistemas de Reforzamiento Estructural Sika Carbodur. Bogotá, Colombia. 2007.
6. ZAMBRANO LÓPEZ, Jorge. Reforzamiento de estructuras de concreto con láminas sintéticas reforzadas con fibras de carbono (CFRP). Bogotá, Colombia. 2002.
7. SIKA COLOMBIA S.A.. Guía de Diseño e Instalación Platinas Sika CarboDur, Tejidos SikaWrap, Platinas en forma de L Sika CarboShear Platinas Preesforzadas Sika Leoba CarboDur y Sika StressHead. Bogotá, Colombia. 2003.
8. RODRÍGUEZ, Mario. BLANDÓN, Jhon J. Ensayes ante cargas laterales cíclicas reversibles de un edificio prefabricado de concreto reforzado de dos niveles. Parte I: Descripción del estudio experimental y evaluación del comportamiento global. Revista de Ingeniería Sísmica No. 68 55-92. Instituto de Ingeniería, UNAM. México D.F., México. 2003
9. GÓMEZ, María. SOBRINO, Juan. Criterios de Diseño para el refuerzo de estructuras con materiales compuestos con fibras de carbono. Casos prácticos. Revista de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes No. 18 85-99. Bogotá, Colombia. 2002

10. MOTAVALLI, Masoud. CZADERSKI, Christoph. FRP Composites for retrofitting of Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research existing civil structures in Europe: State-of-the-Art review. EMPA,. Dübendorf, Suiza. 2007
11. ALSAYED, Saleh. FRP Strips versus near surface mounted rebars in upgrading the shear strength of reinforced concrete beams. King Saud University. College of Engineering Research Center.
12. PROAÑO, RICARDO. Comportamiento de vigas de concreto armadas reforzadas con fibras de carbono (CFRP). CISMID Facultad de Ingeniería Civil .Universidad Nacional de Ingeniería. Perú. 2001
13. ECHAZÚ LAMAS. SÁNCHEZ LÓPEZ. PONS. ROUGIER. Vigas de hormigón armado reforzadas y /o reparadas con materiales compuestos. Universidad Nacional de Salta, Facultad de Ingeniería. Salta, Argentina. 2010
14. DUQUE, Andrés. AMAZO, Ingrid. RUIZ, Daniel. Ensayos de resistencia de pórticos de concreto a escala, reforzados con CFRP en los nudos. Pontificia Universidad Javeriana. Bogotá, Colombia. 2007
15. CONTRERAS, José Rafael. Trabajo de Grado: Uso de Fibras de Carbono como Reforzamiento a Flexión en Vigas de Concreto Reforzado Colombia. Carrera de Ingeniería Civil, Universidad de LaSalle. 2009
16. DE LA CRUZ, Claudia Jenny. Resistencia a la flexión y a la adherencia en vigas de hormigón armado con polímeros reforzados con fibra (FRP). Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia. Medellín. 2004
17. MOSCARELLA, Aldo. Trabajo de Grado: Comportamiento de elementos estructurales reforzados externamente a flexión con fibras de carbono. Universidad del Norte. Barranquilla, Colombia. 2002
18. RUIZ RIVERA, Oskar Fernney. Trabajo de Grado: Uso de cintas de carbono como refuerzo a cortante de vigas. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá, Colombia. 2001
19. LUIZAGA PATIÑO, Alfredo. Comportamiento mecánico de vigas de hormigón armado reforzado con bandas encoladas con resinas epoxídicas. Escuela Técnica Superior

- de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España. 2005
20. PICAZO IRANZO, Álvaro. Estudio experimental del comportamiento a esfuerzo cortante de vigas de hormigón reforzadas con fibra de carbono. Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España. 2010
  21. OLARTE TORRES, Sergio. Análisis Estructural. Escuela de Ingeniero Militares. Bogotá, Colombia. 2008
  22. NAWY, Edward. Concreto reforzado, un enfoque básico. Prentice Hall. México, 1988
  23. ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS Y CERTIFICACIÓN. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Requisitos esenciales para edificios de concreto reforzado. ACI International. Michigan, USA. 2003
  24. SIKA COLOMBIA. Hoja Técnica SikaWrap 300C. Versión 01/2010
  25. SIKA COLOMBIA. Hoja Técnica Sikadur 301. Versión 01/2010
  26. INSTITUTO DEL CONCRETO. Colección básica del concreto: Tecnología y propiedades. Sexta Edición. Asociación Colombiana de Productores de Concreto ASOCRETO, Colombia, 2005
  27. SÁNCHEZ DE GUZMÁN, Diego. Colección básica del concreto: Concretos y Morteros, Manejo y Colocación en Obra. Sexta Edición. Asociación Colombiana de Productores de Concreto ASOCRETO, Colombia, 2006
  28. BRITISH STANDARD BS 8110, United Kingdom, 1997
  29. SOCIEDAD DE CONCRETO DEL REINO UNIDO. Design Guidance for Strengthening Concrete Structures Using Fibre Composite Materials, 2006