

**ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO**

**CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

**“REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON FRP (FIBER REINFORCED POLYMERS). APLICACIÓN AL CASO DE REFUERZO DE UNA LOSA Y COLUMNAS DE UN SALÓN DE AUDIOVISUALES Y UN AUDITORIO”.**

**TESIS DE GRADO  
PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR:**

**LUIS FERNANDO ROSERO LANDETA**

**SANGOLQUÍ, AGOSTO DEL 2013**

## RESUMEN

El Proyecto de Tesis “Reforzamiento de estructuras de hormigón armado con FRP (Fiber Reinforced Polymers). Aplicación al caso de refuerzo de una losa y columnas de un Salón de Audiovisuales y un Auditorio” se presenta como una guía de diseño referencial, para que los profesionales, en función de sus necesidades puedan utilizar y calcular refuerzos estructurales con láminas o tejidos FRP.

Este documento comprende detalladamente los procedimientos que se deben seguir para diseñar un refuerzo estructural con FRP ante esfuerzos de flexión, corte, compresión y flexo-compresión en vigas y columnas de hormigón armado; estableciendo también las ventajas y desventajas de esta técnica frente a los métodos tradicionales.

Finalmente, en base a los parámetros de diseño presentados, se realiza el reforzamiento de la losa del Salón de Audiovisuales y el Auditorio del Liceo Municipal Fernández Madrid, dando como resultado importantes conclusiones acerca del uso del FRP en el campo de la Ingeniería Civil.

## ABSTRACT

Thesis Project "Strengthening of reinforced concrete structures with FRP (Fiber Reinforced Polymers). Application to the reinforcement of a slab and columns of a Visual Showroom and Auditorium" is presented as a reference design guide, for professionals, depending on their needs can be used and calculate structural reinforcements FRP sheets and wraps.

This document covers in detail the procedures to be followed to design a FRP structural strengthening efforts to bending, shear, compression and combined axial and bending force for beams and reinforced concrete columns, establishing also the advantages and disadvantages of this technique to the methods traditional.

Finally, based on the design parameters proposed is done reinforcement of slab and columns of a Visual Showroom and Auditorium of "Liceo Municipal Fernández Madrid", resulting in important conclusions about the use of FRP in Civil Engineering.

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. LUIS FERNANDO ROSERO LANDETA, como requerimiento parcial a la obtención del título de INGENIERO CIVIL.

Sangolquí, Agosto del 2013

---

DR. ROBERTO AGUIAR FALCONÍ

DIRECTOR

---

ING. BLANCA CHÁVEZ ORDOÑEZ

CODIRECTOR

REVISADO POR

---

ING. JORGE ZÚÑIGA

## DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

### DECLARO QUE:

El proyecto de grado denominado “Reforzamiento de estructuras de hormigón armado con FRP (Fiber Reinforced Polymers). Aplicación al caso de refuerzo de una losa y columnas de un salón de audiovisuales y un auditorio”, ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del proyecto de grado en mención.

Sangolquí, Agosto del 2013

---

LUIS FERNANDO ROSERO LANDETA

## AUTORIZACIÓN

Yo, Luis Fernando Rosero Landeta, autorizo la publicación de la tesis “Reforzamiento de estructuras de hormigón armado con FRP (Fiber Reinforced Polymers). Aplicación al caso de refuerzo de una losa y columnas de un salón de audiovisuales y un auditorio”, la cual es de mi propia autoría y responsabilidad.

Sangolquí, Agosto del 2013

---

LUIS FERNANDO ROSERO LANDETA

## DEDICATORIA

A mis padres; quienes siempre confiaron en mí, sin su sacrificio y apoyo incondicional, simplemente, nada de esto hubiese sido posible, a mi hermana, para que vea en mí el mejor ejemplo a seguir durante su carrera y vida profesional, a mi abuelito Mardoqueo, el hombre más sabio e inteligente que conozco y que llena de inspiración mi vida.

Y de una manera muy especial dedico este trabajo a la memoria de la querida “Tía Yolita”, quién me cuidó y fue testigo del esfuerzo durante mis años de estudio.

Los quiero mucho.

**LUIS FERNANDO ROSERO LANDETA**

## **AGRADECIMIENTO**

No alcanzaría el tiempo, el papel o la memoria, para agradecer a mis padres lo que han hecho por mí; todo se lo debo a ustedes.

Al Colegio Fisco-Misional San Francisco y la Escuela Politécnica del Ejército, templos de formación y sabiduría, instituciones de las que siempre estaré orgulloso de pertenecer. A la Facultad de Ingeniería Civil, a cada uno de sus docentes, ingenieros profesionales del más alto nivel, que con gusto y paciencia han sabido transmitir sus sabios conocimientos y experiencias para la formación de nuevas generaciones.

Al Dr. Roberto Aguiar, por aceptarme para realizar esta tesis bajo su dirección, su apoyo y confianza en mi trabajo y su capacidad para guiar mis ideas, ha sido un aporte invaluable que realza el nivel científico de este trabajo. A la Ing. Blanca Chávez, por su participación como Codirectora, lo cual ha enriquecido mucho este proyecto.

A mis compañeros y amigos, con quienes he compartido tantos momentos agradables dentro y fuera de las aulas, en especial a Paulo por siempre darme palabras de aliento.

A todos ustedes, siempre gracias.

**LUIS FERNANDO ROSERO LANDETA**



## ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES</b> .....	1
1.1. Reforzamiento de Estructuras de Hormigón Armado con FRP .....	1
1.1.1. ¿Por qué la necesidad de un refuerzo? .....	3
1.1.2. Métodos y Materiales utilizados en el refuerzo .....	5
1.2. Antecedentes .....	9
1.3. Justificación .....	11
1.4. Objetivos .....	13
1.4.1. Objetivo General del Proyecto .....	13
1.4.2. Objetivos Específicos .....	13
1.5. Descripción del Tema de Estudio .....	14
<b>2. CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL COMPUESTO, VENTAJAS Y DESVENTAJAS</b> .....	16
2.1. Introducción .....	16
2.2. Fibras Aramida .....	21
2.3. Fibras de Vidrio .....	22
2.4. Fibras de Carbono (Tejidos) .....	23
2.5. Platinas de Carbono .....	26
2.6. Ventajas y Desventajas del FRP .....	28
2.7. Reforzamientos Realizados .....	32

<b>3. CAPÍTULO III: FLEXIÓN</b> .....	49
3.1. Introducción .....	49
3.2. Esquema Típico de Refuerzo a Flexión Usando FRP .....	50
3.3. Ensayos a Flexión de Vigas Reforzadas con FRP .....	53
3.4. Hipótesis Básicas para el Análisis a Flexión.....	57
3.4.1. Hipótesis .....	57
3.4.2. Modos de falla.....	59
3.5. Resistencia Nominal de una Viga sin Reforzar.....	62
3.6. Deformación Inicial al Colocar el FRP .....	64
3.6.1. Propiedades de la sección fisurada y no fisurada .....	67
3.6.2. Momento de fisuración .....	70
3.6.3. Cálculo de deformaciones iniciales .....	71
3.7. Resistencia a Flexión de una Viga Reforzada con FRP .....	74
3.7.1. Propiedades de diseño del FRP.....	74
3.7.2. Posición del eje neutro para la sección con refuerzo FRP .....	76
3.7.3. Cálculo de la capacidad a flexión en condiciones últimas.....	82
3.7.4. Longitud de desarrollo.....	83
3.8. Flexión en Losas.....	85
3.9. Aplicación al Reforzamiento de una Viga .....	87

<b>4. CAPÍTULO IV: CORTE</b> .....	92
4.1. Introducción .....	92
4.2. Esquema Típico de Refuerzo a Cortante Usando FRP .....	93
4.3. Ensayos a Corte de Vigas con FRP .....	96
4.4. Resistencia a Corte del Hormigón y Acero .....	101
4.5. Diseño a Corte con FRP .....	103
4.5.1. Nivel de deformación efectiva en el FRP a cortante.....	105
4.5.2. Contribución del FRP a la fuerza cortante.....	107
4.5.3. Cortante último de la sección reforzada .....	109
4.6. Recomendaciones Especiales en el Diseño a Cortante .....	110
4.7. Ejemplo de Reforzamiento de una Viga a Corte con FRP .....	112
<b>5. CAPÍTULO V: COMPRESIÓN PURA</b> .....	118
5.1. Introducción .....	118
5.2. Esquema Típico de Refuerzo de Columnas Sometidas a Compresión Pura Usando FRP .....	120
5.3. Resistencia a Compresión Pura de una Columna de Hormigón Armado.....	122
5.4. Ensayos de Laboratorio en Columnas con FRP .....	124
5.5. Diseño a Compresión con FRP .....	127

5.5.1. Modelos esfuerzo-deformación para hormigón confinado con FRP.....	127
5.5.2. Geometría de la columna .....	130
5.5.3. Factores de forma y área efectiva de confinamiento.....	131
5.5.4. Propiedades efectivas del FRP .....	134
5.5.5. Factor de eficiencia $k_e$ y deformación efectiva del FRP.....	136
5.5.6. Presión máxima de confinamiento .....	136
5.5.7. Esfuerzo y deformación últimos del concreto confinado con FRP.....	139
5.5.8. Aumento en la capacidad de carga axial del elemento confinado.....	141
5.6. Ejemplo de Reforzamiento de una Columna Sometida a Compresión Pura con FRP .....	142
<b>6. CAPÍTULO VI: FLEXO-COMPRESIÓN .....</b>	<b>145</b>
6.1. Introducción .....	145
6.2. Esquema Típico de Refuerzo de Columnas Sometidas a Flexo-Compresión Usando FRP.....	149
6.3. Diagrama de Interacción.....	150
6.4. Puntos Notables del Diagrama de Interacción.....	155
6.4.1. Elaboración de diagramas de interacción .....	155
6.4.2. Elaboración del diagrama de interacción para columnas de hormigón armado reforzadas con FRP para resistir flexo-compresión mediante ecuaciones directas.....	157

6.5. Ejemplo de Reforzamiento de una Columna Sometida a Flexo-Compresión Usando FRP .....	166
<b>7. CAPÍTULO VII: REFORZAMIENTO DE UNA LOSA Y COLUMNAS DE UN SALÓN DE AUDIOVISUALES Y UN AUDITORIO .....</b>	<b>169</b>
7.1. Reforzamiento de la Losa del Salón de Audiovisuales del Liceo Municipal “Fernández Madrid” .....	169
7.1.1. Descripción de la estructura .....	169
7.1.2. Diagnóstico del estado actual de la estructura sin refuerzo .....	171
7.1.3. Reforzamiento de la estructura con FRP .....	179
7.2. Reforzamiento de las Columnas del Auditorio del Liceo Municipal “Fernández Madrid” .....	182
7.2.1. Descripción de la estructura .....	182
7.2.2. Diagnóstico del estado actual de la estructura sin refuerzo .....	185
7.2.3. Reforzamiento de la estructura con FRP .....	188
<b>8. CAPÍTULO VIII: COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>192</b>
8.1. Comentarios .....	192
8.2. Conclusiones .....	195
8.3. Recomendaciones .....	198
<b>9. BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>202</b>

## LISTADO DE TABLAS

### **CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL COMPUESTO, VENTAJAS Y DESVENTAJAS**

Tabla 2.1 Valores típicos de los módulos de elasticidad de un laminado unidireccional .....	18
Tabla 2.2 Valores típicos de las propiedades de las fibras .....	19
Tabla 2.3 Factor de reducción ambiental debido a varias condiciones de exposición .....	20

### **CAPÍTULO III: FLEXIÓN**

Tabla 3.1 Factor de reducción ambiental .....	75
---	----

### **CAPÍTULO VII: REFORZAMIENTO DE UNA LOSA Y COLUMNAS DE UN SALÓN DE AUDIOVISUALES Y UN AUDITORIO**

Tabla 7.1 Deflexión máxima admisible calculada .....	173
--	-----

## LISTADO DE FIGURAS

### **CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL COMPUESTO, VENTAJAS Y DESVENTAJAS**

Figura 2.1 Fibra Aramida .....	21
Figura 2.2 Fibra de vidrio .....	22
Figura 2.3 Colocación de tejidos FRP.....	24
Figura 2.4 Tejido FRP y resina SikaDur 301 .....	26
Figura 2.5 Platinas de carbono .....	27
Figura 2.6 Curvas Esfuerzo Deformación de Láminas SIKA CarboDur .....	28
Figura 2.7 Refuerzo de vigas a flexión con platinas FRP .....	33
Figura 2.8 Refuerzo de vigas a cortante con FRP .....	33
Figura 2.9 Refuerzo negativo.....	34
Figura 2.10 Refuerzo positivo .....	34
Figura 2.11 Trabajos de preparación de la superficie .....	35
Figura 2.12 Preimpregnación de las fibras .....	35
Figura 2.13 Colocación del refuerzo .....	36
Figura 2.14 Edificio Galileo .....	36
Figura 2.15 Corte del tejido SikaWrap 300C.....	37
Figura 2.16 Colocación del refuerzo .....	38
Figura 2.17 Fisuras debidas al impacto .....	38
Figura 2.18 Inyección de fisuras y colocación del refuerzo.....	39
Figura 2.19 Colocación del FRP .....	40

Figura 2.20 Instalación de refuerzo tipo cajón .....	41
Figura 2.21 Techo del estadio en Bogotá .....	41
Figura 2.22 Reforzamiento con platinas Sika CarboDur .....	42
Figura 2.23 Reforzamiento con tejido SikaWrap 300C .....	42
Figura 2.24 Vista general de los dos puentes .....	43
Figura 2.25 Colocación del refuerzo a cortante .....	43
Figura 2.26 Fisuras existentes .....	44
Figura 2.27 Instalación de las platinas de FRP .....	45
Figura 2.28 Puente la Asunción .....	45
Figura 2.29 Fisuras detectadas.....	46
Figura 2.30 Ensayos realizados.....	47
Figura 2.31 Reforzamiento de vigas y columnas del puente .....	48
<b>CAPÍTULO III: FLEXIÓN</b>	
Figura 3.1 Esquema de refuerzo a flexión con FRP .....	51
Figura 3.2 Esquema de refuerzo a flexión con anclaje .....	51
Figura 3.3 Refuerzo a flexión, momento negativo.....	52
Figura 3.4 Colocación de refuerzos multicapa.....	53
Figura 3.5 Esquema general de las vigas ensayadas.....	54
Figura 3.6 Falla por delaminación en los extremos.....	55
Figura 3.7 Falla por rotura de la platina .....	56
Figura 3.8 Diagrama esfuerzo deformación del hormigón armado .....	57
Figura 3.9 Mecanismos de falla .....	60
Figura 3.10 Bloque de esfuerzos equivalentes de Whitney .....	62



Figura 3.11 Esquema de esfuerzos y deformaciones de una viga doblemente armada.....	64
Figura 3.12 Diagrama Momento Curvatura de una viga rectangular .....	65
Figura 3.13 Distribución de deformaciones viga doblemente armada .....	72
Figura 3.14 Bloque de esfuerzos y deformaciones del hormigón armado .....	80
Figura 3.15 Longitud de anclaje.....	84
Figura 3.16 Refuerzos para momento positivo y negativo en una losa.....	85
Figura 3.17 Colocación de refuerzo FRP en losa .....	87
<b>CAPÍTULO IV: CORTE</b>	
Figura 4.1 Esquemas de envoltura .....	94
Figura 4.2 Envoltura en franjas .....	94
Figura 4.3 Envoltura continua .....	94
Figura 4.4 Refuerzo en vigas T.....	95
Figura 4.5 Ensayos de Sika CarboDur en el EMPA.....	97
Figura 4.6 Ensayos de SikaWrap en el EMPA.....	97
Figura 4.7 Diagrama Carga-Deflexión .....	99
Figura 4.8 Detalla de viga de hormigón .....	99
Figura 4.9 Detalle de refuerzo a corte con FRP .....	100
Figura 4.10 Curva carga-desplazamiento de viga de H.A. dañada y luego reparada con FRP.....	101
Figura 4.11 Geometría del refuerzo a cortante .....	108
Figura 4.12 Anclaje del FRP en el reforzamiento a cortante de vigas. Guía Japonesa del FRP .....	112

## **CAPÍTULO V: COMPRESIÓN PURA**

Figura 5.1 Métodos de encamisado para columnas con FRP .....	120
Figura 5.2 Traslape mínimo para tejidos FRP.....	121
Figura 5.3 Tipos de columnas por su refuerzo transversal .....	123
Figura 5.4 Curvas esfuerzo-deformación con CFRP y GFRP.....	125
Figura 5.5 Ensayo a compresión de hormigón confinado con FRP .....	126
Figura 5.6 Ensayo de adherencia .....	127
Figura 5.7 Modelo esfuerzo-deformación de Lam y Teng para hormigón confinado con FRP .....	129
Figura 5.8 Esquema esfuerzo deformación a diferentes niveles de confinamiento.....	130
Figura 5.9 Sección circular equivalente .....	132
Figura 5.10 Modelo de área efectiva de confinamiento .....	133
Figura 5.11 Estado de tensión triaxial en camisas de FRP .....	134
Figura 5.12 Redondeado de los bordes de las columnas .....	135

## **CAPÍTULO VI: FLEXO-COMPRESIÓN**

Figura 6.1 Comportamiento de las columnas cortas.....	147
Figura 6.2 Mecanismo lateral de colapso de una columna .....	148
Figura 6.3 Esquema de reforzamiento a flexo-compresión.....	150
Figura 6.4 Tipos de fallas de columnas sometidas a flexo-compresión .....	151
Figura 6.5 Diagrama de interacción de una sección rectangular con refuerzo simétrico .....	153
Figura 6.6 Excentricidades mínimas en columnas rectangulares .....	154
Figura 6.7 Diagrama de Interacción esquemático .....	158

Figura 6.8 Sección rectangular de referencia .....	159
Figura 6.9 Punto B .....	159
Figura 6.10 Punto C.....	160
<b>CAPÍTULO VII: REFORZAMIENTO DE UNA LOSA Y COLUMNAS DE UN</b>	
<b>SALÓN DE AUDIOVISUALES Y UN AUDITORIO</b>	
Figura 7.1 Sala de Audiovisuales Colegio Fernández Madrid .....	169
Figura 7.2 Fisuras en la losa del salón de audiovisuales.....	170
Figura 7.3 Levantamiento de fisuras y zonas de apoyo.....	171
Figura 7.4 Desplazamientos verticales en cada nudo.....	174
Figura 7.5 Valores de $\alpha$ más críticos para elementos en sentido X .....	177
Figura 7.6 Valores de $\alpha$ más críticos para elementos en sentido Y .....	178
Figura 7.7 Planos de reforzamiento de losa con CarboDur S512.....	181
Figura 7.8 Vigas y columnas del auditorio .....	182
Figura 7.9 Vista de la estructura sobre el auditorio.....	183
Figura 7.10 Planta del auditorio .....	184
Figura 7.11 Plano de reforzamiento de pórticos longitudinales .....	191

## **CAPITULO I**

### **1. GENERALIDADES**

#### **1.1. REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON FRP (FIBER REINFORCED POLYMERS)**

Una estructura de hormigón armado se analiza y diseña para que complete su vida útil dentro de condiciones aceptables de servicio y resistencia; sin embargo en una obra civil pueden surgir situaciones que generen cambios durante la concepción, ejecución o en su vida útil, y afecten negativamente la capacidad resistente que se espera de la misma y eventualmente la llevan al colapso. De acuerdo con esto, muchas veces es necesario realizar una reparación en una estructura de hormigón armado con la introducción de refuerzos en algunos elementos estructurales o en todo su conjunto para aumentar la capacidad portante en un determinado momento de su existencia y así recuperar su funcionalidad.

En este contexto, es importante revisar términos que comúnmente se confunden, como son; reforzamiento, reparación y restauración, entre los cuales existen diferencias.

Dicho de una manera sencilla tenemos que:

Reforzamiento: son las acciones necesarias para aumentar la capacidad resistente de un elemento estructural o estructura completa.

Reparación: son las acciones necesarias para restituir la capacidad resistente de una estructura dañada.

Restauración: son las acciones necesarias para conseguir que una edificación antigua se encuentre en condiciones óptimas y se la pueda volver a utilizar.

Para normalizar estos términos, a finales de 1999 el “Subcomité 440F” generaliza la clasificación del refuerzo y adopta tres campos principales de aplicación.<sup>1</sup>

- a. Rehabilitación: Relacionada a aquellas situaciones de recuperación de la resistencia de la estructura en aquellos sitios donde se encuentra comprometida su seguridad, debido a la degradación continua de sus elementos.
- b. Refuerzo: Atribuido al refuerzo estructural de elementos para la corrección de anomalías originadas por deficiencias de proyecto y de la capacidad portante por un aumento en las acciones de diseño, o por un cambio de uso.
- c. Refuerzo Sísmico: Representa aquellas situaciones de aumento en la resistencia de un elemento estructural o una estructura, cuya pérdida está directamente relacionada con acciones sísmicas, se consigue por incremento de la ductilidad y de la resistencia a corte de los elementos estructurales, esto permite la disipación de la energía y mejora la capacidad de deformación de los elementos.

---

<sup>1</sup> ACI Subcomité 440F, 1999.

En cualquiera de los casos descritos, los procedimientos se orientan a aumentar la resistencia a flexión, cortante, tracción, compresión o aumentar la ductilidad del elemento estructural según sea necesario, es decir para que resista cualquier esfuerzo simple o combinado al que se le someta al elemento, elementos, o estructura.

#### **1.1.1. ¿Por qué la necesidad de un refuerzo?**

En una obra civil pueden existir varios factores que afectan el comportamiento de la estructura y que llevan a diseñar y construir un refuerzo.

Entre los principales y más comunes podemos mencionar los siguientes:

- a. Cambio de uso en la edificación.- Esta acción supone soportar cargas superiores a las previstas en el diseño original o, que la distribución de las mismas sea totalmente distinta a las consideradas inicialmente. Por ejemplo si se tiene inicialmente ambientes destinados a oficinas, y se cambia por almacenes o bodegas los cuales tienen la carga de servicio mayor.
- b. Asentamientos diferenciales.- Este fenómeno produce fallas en la cimentación por problemas de suelos no considerados en el correspondiente estudio y diseño.
- c. Errores en la fase de proyecto o diseño.- Que comprometen la resistencia y durabilidad de la estructura.

- d. Errores que se producen durante la fase de ejecución o construcción.- Provocados por la falta de personal calificado en construcción o por falta de fiscalización.
- e. Problemas debidos a la degradación y deterioro de los materiales de construcción.- Pueden tener dos causas; el paso del tiempo o la exposición a agentes químicos ambientales como por ejemplo la oxidación, fenómeno que produce corrosión del refuerzo que se encuentra expuesto por alguna situación.
- f. Modificación y eliminación parcial o total de ciertos elementos estructurales.- Ejemplo: el caso de nuevas aberturas en losas de entrepiso, por necesidad de una grada de último momento o un ducto de basura o una conexión de entrepisos, entre otras.
- g. Daños producidos por causas accidentales.- Explosión, fuego, impacto, etc. que disminuyen o anulan la capacidad resistente de la estructura en su totalidad, parte de ella, o en algunos elementos.
- h. Modificación de criterios ante la respuesta sísmica.
- i. Modificación de las normativas de construcción, códigos y reglamentos de diseño.

Todos estos factores conducen a evaluar una estructura y la forma técnica más adecuada de intervenirla. Las acciones necesarias para realizar el refuerzo mediante la utilización de diferentes materiales y métodos hacen de la misma, una estructura segura y confiable.

### 1.1.2. Métodos y Materiales utilizados en el refuerzo

En el refuerzo de estructuras de hormigón, metálicas, de madera, de piedra, etc. el sistema convencional de encolado de chapa metálica mediante adhesivo estructural, es ampliamente utilizado y quizás el de mayor eficacia, en especial en zonas de estructuras traccionadas por esfuerzos de flexión.

En el refuerzo mediante láminas de acero, pese a la eficacia del método, los materiales metálicos presentan algunos inconvenientes significativos que se deben considerar:

- Las planchas metálicas constituyen elementos pesados lo cual dificulta su manejo, transporte y montaje in situ.
- Además, su longitud máxima de 6 a 8 metros genera otro problema puesto que se deben hacer juntas o traslapes.
- Debido a su elevada densidad, requieren de elementos importantes para su apuntalamiento, los mismos que se emplean durante largos períodos de tiempo, lo que puede provocar inconvenientes y riesgos debido a que se ejecutan en obras de edificios en funcionamiento.
- El riesgo de corrosión en la superficie de contacto entre el acero y el adhesivo también se debe considerar, pues este fenómeno afecta la adherencia entre el hormigón y la chapa metálica.



Para resolver las deficiencias mencionadas en la utilización de chapas metálicas, y frente al creciente y elevado número de estructuras que requieren ser reforzadas se concluye que los materiales tradicionales pueden resultar inadecuados en determinadas situaciones, por lo que se debe buscar alguna solución que sea más eficiente, eficaz y económica; por esta razón, es importante considerar entre otras alternativas, los materiales compuestos.

Desde la segunda mitad del siglo pasado, los materiales compuestos se han implementado en la industria de la construcción, superando significativamente en importancia a los metales, pero no han tenido un crecimiento lineal y continuo ya que en el período transcurrido durante la segunda guerra mundial, fue la industria metalúrgica la que se desarrolló ampliamente por razones que son de dominio público, sin embargo al finalizar la segunda guerra mundial los nuevos materiales poliméricos y cerámicos fueron desplazando a los metálicos y se comienza a investigar la posibilidad de refuerzo estructural con materiales compuestos.<sup>2</sup>

Recientes avances en el campo de los materiales poliméricos reforzados con fibras, han dado como resultado el desarrollo de nuevos materiales con excelentes potenciales para el refuerzo de

---

<sup>2</sup> Juvandes, Estado del Conocimiento, Capítulo 2, pág. 19.

elementos de hormigón armado en áreas donde los materiales convencionales han fallado.

Entre los principales materiales compuestos reforzados con fibras tenemos al Glass Fiber Reinforced Cement (GRC) o cemento reforzado con fibra de vidrio que está compuesto por una matriz de mortero de cemento y fibras cortas de vidrio, el (AFRP) que son polímeros reforzados con fibras de aramida de origen orgánico y el Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP) o polímero reforzado con fibra de carbono que es el material de refuerzo escogido para el presente estudio de investigación.

Se debe precisar que el GRC se emplea como refuerzo del hormigón al ser incorporado en la mezcla, mientras que el AFRP y el CFRP se emplean como refuerzo de estructuras de hormigón mediante armadura interna para el caso del AFRP y externa para el caso del CFRP.

De la misma manera que existen diversos materiales que pueden ser utilizados en el refuerzo, existen también varias técnicas para incrementar la capacidad resistente de una estructura en general.

Dentro de las soluciones por medio de elementos metálicos externos se encuentran las siguientes:

- a. Recrecidos de hormigón: Esta técnica consiste en colocar una nueva capa de hormigón armado sobre una armadura existente

con el objeto de rigidizar o reparar la estructura. Esta capa se coloca como un hormigonado normal o como un hormigón proyectado. Su misión es aumentar la capacidad a compresión o tracción en elementos flexionados, en función de su localización.<sup>3</sup>

- b. Refuerzo pasivo: Este tipo de refuerzo utiliza perfiles metálicos, chapas metálicas o elementos prefabricados adheridos o anclados a la superficie del hormigón.<sup>4</sup>
- c. Refuerzo activo: Se refiere a la utilización de armaduras postensadas utilizando la técnica del pretensado exterior.<sup>5</sup>

Además se suman otras técnicas y buenas prácticas como:

- Aumentar las secciones de los elementos estructurales.
- Rigidizar la estructura mediante la inclusión de muros de corte, diagonales de acero, etc.
- Inclusión de estructuras metálicas o de madera para reducir luces.
- Incorporación de armadura externa adherida al hormigón mediante el uso de un adhesivo epoxi.

Cualquiera sea el material o método que se utilice es importante lograr un balance entre el costo, funcionamiento, estética, espacio, dificultad, comodidad, serviciabilidad y seguridad.

---

<sup>3</sup> Hilti, 2002.

<sup>4</sup> Monteiro, 1996.

<sup>5</sup> Aparicio, 1993.

En el presente trabajo, la técnica que se utiliza, es la última en mención, ya que se ocupa la fibra de carbono FRP, material que va adherido al hormigón mediante una formulación epóxica.

## **1.2. ANTECEDENTES**

Como ya se mencionó, los materiales compuestos se consideran después de la segunda guerra mundial y, a partir de 1940, dichos materiales compuestos desempeñan funciones importantes en el campo de la ingeniería militar, aeroespacial, náutica, ferroviaria y automovilística, y por su excelente comportamiento, adicionalmente se implementan en otros campos como la construcción civil en tres frentes principales de investigación: Japón se enfoca en la prefabricación, en pretensado y en refuerzo contra sismo; en América del Norte se trabaja en la durabilidad de las construcciones y, en Europa, se encaminan los estudios a la rehabilitación de la infraestructura y del patrimonio histórico.

Los primeros ensayos de estructuras reforzadas con FRP adheridas exteriormente, se llevaron a cabo en 1984 en centros de investigación como el “Swiss Federal Laboratories for Material Testing and Research” en Suiza, “Federal Institute for Material Testing” y el “Institute for Building Materials, Concrete Construction and Fire Protection” en Alemania. Posteriormente se realizaron investigaciones en centros como el “Massachusetts Institute of Technology” en los Estados Unidos y algunos otros en Canadá y Japón.

La primera aplicación de un sistema de refuerzo FRP ocurre en Europa, en el puente “Kattenbush Bridge” (Alemania) entre 1986 y 1987, y luego desde 1991 casi 250 estructuras fueron reforzadas en Suiza incluyendo el puente “Ibach Bridge”. En Alemania y Suiza la publicación de los dos primeros documentos de construcción y recomendaciones de sistemas CFRP, aumentó la confianza a nivel de producción, proyecto y aplicación. Es por eso que su uso se extendió a la rehabilitación de edificios de carácter histórico en Grecia y el refuerzo contra sismo de muros en Italia.<sup>6</sup>

Los sistemas FRP se desarrollan a finales de los años 80 en Japón y se aplican por primera vez en 1992 en el proceso de refuerzo y confinamiento de elementos en un puente en Tokio; luego se utilizan como refuerzo a sismo, flexión y corte para pilares, paredes, vigas de edificios y puentes de hormigón armado y pretensado. Un claro ejemplo de su utilización en Japón es la reconstrucción de la ciudad de Kobe después de su devastación debida a un sismo en enero de 1995.

La necesidad de rehabilitar estructuras en la mayoría de países es uno de los factores que favorece el desarrollo de esta línea de investigación en la última década, por mencionar un ejemplo, en Estados Unidos será necesario sustituir entre 250000 y 578000 tableros de puentes deteriorados,<sup>7</sup> por esto es posible encontrar una variedad de productos basados en materiales compuestos FRP, entre los más relevantes se

---

<sup>6</sup> Meier U., Bridge Repair with High Performance Composite Materials, V.4, 1991.

<sup>7</sup> Weaver, 2010.

tiene los tendones ARAPREE, los laminados unidireccionales de fibra de carbono tipo CARBODUR y CFK, las varillas tipo SPIFLEX, los tendones JONC J. T. y el tejido TFC.

Sin embargo, en el Ecuador, luego de 20 años del nacimiento de esta técnica de refuerzo, comienza su desarrollo y toma fuerza, tanto que, en términos generales se puede decir que en la construcción civil los sistemas de refuerzo basados en materiales compuestos FRP del tipo laminado y tejido flexible son los más estudiados y utilizados en nuestro medio, para el caso de reforzamiento exterior de estructuras de hormigón armado.<sup>8</sup>

### **1.3. JUSTIFICACIÓN**

Uno de los objetivos que persigue la Ingeniería Civil es tener una construcción que sea perfectamente funcional durante su vida útil, y puesto que las obras de hormigón armado están proyectadas a largo plazo, se puede presumir que los requerimientos y consideraciones iniciales de diseño se afectan por diversos factores como utilización, seguridad, factores ambientales, modificación de criterios ante respuesta sísmica, problemas de explosión, fuego, impacto, etc., factores que reducen o acaban con la vida útil de las estructuras. Se debe mencionar también que no solo por agentes ajenos a las condiciones sobre las que se estableció el proyecto o fenómenos naturales se altera la vida útil del mismo, sino también por fallas en el diseño o construcción; todo lo

---

<sup>8</sup> Ing. Jorge Rendón, Conferencia Reforzamiento Estructural con FRP, Quito, 2012.

mencionado, hace que sea necesario un refuerzo en la estructura, para lo cual se debe analizar la mejor alternativa.

Por el aumento en la necesidad de reforzar y rehabilitar las estructuras en lugar de dejarlas abandonadas o incluso demolerlas, los ingenieros han estado en busca de nuevas tecnologías, métodos y materiales que sean una alternativa eficiente y sobre todo económica; en la última década el interés se centra en encontrar materiales que se acoplen a los proyectos de ingeniería actuales donde se busca tener elementos resistentes, durables, poco deformables, capaces de absorber y disipar energía, resistentes a la corrosión, etc., características que evitan la rotura frágil de las estructuras.

Una de las respuestas que mejor se acopla a las necesidades antes expuestas y que además tiene una excelente relación costo-beneficio, entre otras bondades que se explican en el desarrollo del proyecto, es el Polímero Reforzado con Fibra de Carbono de alta resistencia CFRP, por sus iniciales en inglés Carbon Fiber Reinforced Polymers, el cual actualmente está reemplazando a los sistemas de refuerzo convencional con chapa metálica debido a sus mejores prestaciones en muchos aspectos.

El Ecuador también debe estar dentro de los procesos de cambio, razón por la cual se hace necesario contar con diseños para sistemas de refuerzo de estructuras de hormigón armado con FRP y aplicaciones reales que muestren los procedimientos, bondades, ventajas y

desventajas que eventualmente se pueden presentar en dichos procesos.

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. Objetivo General del Proyecto**

Presentar al FRP como una opción novedosa, eficiente y sencilla para el reforzamiento de estructuras de hormigón armado en Ecuador y aplicarlo en casos reales de refuerzo.

### **1.4.2. Objetivos Específicos**

- Dar a conocer las características e importancia del FRP dentro del refuerzo de estructuras de hormigón armado.
- Mostrar las ventajas y desventajas de esta tecnología, y realizar comparaciones con los métodos clásicos de reforzamiento.
- Mediante la aplicación en casos reales de refuerzo como son un auditorio y un salón de audiovisuales de un colegio, indicar los beneficios y las principales propiedades que le adiciona el uso del FRP en elementos de hormigón armado.
- Indicar los principales procedimientos de reforzamiento en estructuras (vigas, losas y columnas) utilizando fibras de carbono.
- Entregar una guía de diseño de refuerzo para estructuras de hormigón con FRP que contenga las ecuaciones y procedimientos a seguir ante diferentes tipos de solicitaciones.



- Elaborar nuevos programas para el cálculo de reforzamientos los cuales se pueden encontrar en el Sistema de Computación CEINCI-LAB de la Escuela Politécnica del Ejército.
- Realizar el reforzamiento de una losa y columnas del Salón de Audiovisuales y un Auditorio del Liceo Municipal “Fernández Madrid”.
- Elaborar y presentar planos estructurales del reforzamiento de estructuras con FRP.

### **1.5. DESCRIPCIÓN DEL TEMA DE ESTUDIO**

El desarrollo de este estudio muestra las ventajas que tiene el uso del FRP en comparación con los sistemas clásicos de reforzamiento estructural.

Esta tesis entrega una guía para el diseño de refuerzos de estructuras de hormigón armado con fibras de carbono FRP, principalmente vigas, losas y columnas, con este fin se abordan los temas necesarios y suficientes para describir el proceso para reforzar elementos estructurales como son: flexión, corte, compresión y flexo-compresión.

Estos temas se tratan en un capítulo completo, los mismos que contienen toda la base teórica, hipótesis básicas, recomendaciones especiales de diseño, procedimientos de cálculo del refuerzo y un ejemplo práctico que muestra cómo se realiza el reforzamiento.

Para sintetizar el proceso, se elabora el refuerzo de la losa del salón de audiovisuales y de las columnas del Auditorio del Liceo Municipal “Fernández Madrid”, en ellas se considera la incidencia sísmica sobre las estructuras y se describe el comportamiento del FRP frente a dichas solicitaciones. Para lograr este objetivo, se analiza la estructura en su estado actual y en base a los resultados se elige la mejor estrategia de reforzamiento.

## CAPITULO II

### 2. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL COMPUESTO, VENTAJAS Y DESVENTAJAS

#### 2.1. INTRODUCCIÓN

Los materiales de las estructuras tradicionales son pesados y requieren una cantidad considerable de trabajo para su mantenimiento y utilización. Nuevos materiales estructurales; fuertes, ligeros y más resistentes a la corrosión, impactos y ataques químicos se utilizan y son buenos sustitutos del acero, hormigón y la madera.

Un material compuesto tiene el potencial de satisfacer estos requerimientos, se lo define como la unión de dos o más materiales físicamente distintos y separables mecánicamente, en donde la mezcla se hace de tal forma, que la dispersión de un material en el otro pueda hacerse de manera controlada para alcanzar unas propiedades óptimas, obteniendo como resultado un nuevo material con propiedades superiores y posiblemente únicas en comparación con los componentes originales por separado.<sup>9</sup>

Están formados por un elemento fibroso que aporta rigidez y resistencia, conjuntamente con una matriz flexible poco resistente con la función principal de transmitir los esfuerzos de unas fibras a otras.

---

<sup>9</sup> Composites in Constructions Congress, Portugal, 2001.

Para recuperar la capacidad resistente de una estructura o para incrementarla, existen varias técnicas como se menciona en el capítulo I del presente trabajo, entre las cuales el uso de chapa metálica es uno de los más utilizados, aunque presenta algunos inconvenientes significativos que se pueden resumir en tres puntos principales.

- Dificultad de montaje “in situ” del sistema.- Debido al elevado peso de las chapas metálicas y a la accesibilidad limitada que se presenta en algunos casos.
- Riesgo de corrosión en la superficie del acero en contacto con el adhesivo.
- Necesidad de crear juntas en las chapas debido a la limitación para su transporte.

La industria de la construcción e ingeniería empieza a conocer las bondades y ventajas de nuevos materiales estructurales de naturaleza sintética, provenientes de procesos químicos sofisticados; hoy en día conocidos como materiales compuestos. Dichos materiales en un principio sólo eran usados como materiales arquitectónicos o decorativos, para pasar después a tener aplicaciones estructurales en construcción, en aeronáutica y posteriormente aplicaciones de reparación tanto estructural como estético.

Este apartado da una breve descripción de las fibras más utilizadas como material de refuerzo con la finalidad de valorar las bondades y limitaciones de las mismas.

Se tiene tres tipos de fibras sintéticas que se utilizan para reforzar estructuras adhiriéndolas exteriormente; fibras de vidrio, fibras de carbono y fibras Aramida.

Existe otro tipo que es la fibra metálica, pero su aplicación está más enfocada al refuerzo del hormigón como parte del mismo en forma homogénea, por lo que se encuentra fuera del tema de estudio.

En las siguientes tablas se indican algunas de las propiedades básicas de las fibras; se aclara que tanto la rigidez como la resistencia a compresión son muy difíciles de estimar, ya que los ensayos experimentales son complicados.

El módulo de elasticidad para materiales compuestos laminados unidireccionalmente se resume en la tabla 1; aunque más adelante se detalla las propiedades para las fibras de carbono disponibles en el mercado para reforzamiento.

Tabla 2.1 Valores típicos de los módulos de elasticidad de un laminado unidireccional

<b>Material</b>	<b>Longitudinal GPa</b>	<b>Transversal GPa</b>	<b>Cortante GPa</b>	<b>Coefficiente de Poisson</b>
Carbono/Epoxi	181	10.3	7.17	0.30
Vidrio/Poliéster	54.10	14.05	5.44	0.25
Aramida/Epoxi	75.86	5.45	2.28	0.34

FUENTE: ETL 1110-2-548, 1997

Como se puede observar el coeficiente de Poisson para un material compuesto es similar a la mayoría de los metales, entre 0.25 y 0.35; sin embargo varía significativamente en relación a la orientación de las fibras al igual que casi todas las propiedades de estos materiales.

Tabla 2.2 Valores típicos de las propiedades de las fibras

<b>Tipo de fibra</b>	<b>Módulo de elasticidad a tracción, GPa</b>	<b>Resistencia a tracción, MPa</b>	<b>Deformación axial a rotura, %</b>	<b>Densidad, g/cm<sup>3</sup></b>
Carbono (módulo bajo)	170	1380	0.90	1.90
Carbono (módulo alto)	380	1720	0.40	2.00
Carbono (módulo muy alto)	760	2210	0.30	2.15
Vidrio (E-glass)	81	3450	4.88	2.60
Vidrio (S-glass)	89	4590	5.70	2.48
Aramida (alta tenacidad)	83	3620	4.00	1.44
Aramida (módulo alto)	131	3620-4140	2.80	1.44
Aramida (módulo muy alto)	186	3450	2.00	1.47

FUENTE: Engineered Materials Handbook, Engineers Guide to Composite Materials

No se puede sacar una conclusión a partir de la tabla anterior sobre cual tipo de fibra es estructuralmente más eficiente, debido a que esto depende de las condiciones de entorno, del tipo de elemento a reforzar y del nivel de esfuerzos presentes en la estructura.

La larga exposición a varios tipos de ambientes afecta las propiedades del FRP, por lo que en las ecuaciones de diseño se reduce el esfuerzo y deformación últimos mediante el factor de exposición ambiental CE mostrado en la siguiente tabla según el tipo de fibra empleado en el refuerzo.

Tabla 2.3 Factor de reducción ambiental debido a varias condiciones de exposición

Condiciones de Exposición	Tipo de Fibra	Factor de reducción ambiental CE
Interior	Carbono	0.95
	Vidrio	0.75
	Aramida	0.85
Exterior (puentes, pilas y parqueaderos abiertos)	Carbono	0.85
	Vidrio	0.65
	Aramida	0.75
Ambiente agresivo (humedad, salinidad y alcalinidad)	Carbono	0.85
	Vidrio	0.50
	Aramida	0.70

FUENTE: ACI 440 2R

Los factores ambientales dados, son estimaciones conservativas basadas en la durabilidad relativa de cada fibra, y cuanto más investigaciones se desarrollen y se disponga de más información, estos valores serán más exactos.

## 2.2. FIBRAS ARAMIDA

Las fibras de aramida son fibras de origen orgánico y sintético que tienen alta resistencia y módulo de elasticidad debido a una perfecta alineación de los polímeros; de forma similar a las fibras de vidrio o carbono, la curva tensión-deformación es casi lineal hasta la rotura.



Figura 2.1 Fibra Aramida

El nombre comercial de las fibras aramida es Kevlar y en la actualidad hay de dos tipos: Kevlar 29 y Kevlar 49. El Kevlar 29 tiene densidad baja, alta resistencia y un módulo elástico intermedio, su diseño es ideal para aplicaciones como protección balística, cuerdas y cables.

El Kevlar 49 tiene una baja densidad, alta resistencia y módulo elástico. Las propiedades del Kevlar 49 hacen a estas fibras útiles para aplicaciones aeroespaciales, en marina, automotrices y otras



aplicaciones industriales además del refuerzo de estructuras de hormigón armado.

### 2.3. FIBRAS DE VIDRIO

La fibra de vidrio (GRP, Glass Reinforced Polymers) es un material fibroso obtenido al hacer fluir vidrio fundido a través de una pieza de agujeros muy finos que al solidificarse tiene suficiente flexibilidad como para ser usado como fibra.

Es un material ligero, resistente, con un excelente comportamiento a la corrosión y al desgaste, buen aislante térmico, acústico y eléctrico, además su bajo costo hace que sea la fibra más utilizada; por otra parte sus desventajas son la dificultad de reciclaje, mal comportamiento al fuego y principalmente la ausencia de normativas que regulen sobre su uso ya que sus propiedades mecánicas dependen mucho del proceso de fabricación y el tipo de resina utilizada.



Figura 2.2 Fibra de vidrio

Las dos clases más importantes de vidrio que se utiliza para fabricar fibras de materiales compuestos son los vidrios E (eléctricos) y los vidrios S (de alta resistencia). Los vidrios S tienen una relación alta resistencia/peso y son más caros que los tipo E pero más económicos que las fibras de carbono. Los vidrios S se utilizan principalmente en aplicaciones militares, aeroespaciales y en la construcción.

El GRP, es otra excelente forma de reforzar estructuras a un costo mucho más bajo que las Platinas CarboDur, y tiene una mayor deformación a la rotura que es 0.021; pero menor resistencia a tracción, 15200 kg/cm<sup>2</sup>, y de igual manera menor módulo de elasticidad, 724000 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que es menos frágil que la fibra de carbono.

#### **2.4. FIBRAS DE CARBONO (TEJIDOS)**

El FRP es un material compuesto no metálico de tipo polimérico, integrado por una matriz de resina epóxica en combinación con fibras de carbono cuya materia prima es el PAN (poliacrilonitrilo).

El elemento fibroso aporta rigidez y resistencia mientras que la resina es flexible y poco resistente, que sirve para transmitir los esfuerzos de unas fibras a otras, y entre ellas y la superficie adyacente, además de proteger a las fibras de posibles daños mecánicos y ambientales.

Las características mecánicas de la fibra de carbono no se alteran ante la presencia de humedad, disolventes, ácidos o bases, agentes

atmosféricos, etc. permitiendo un contacto directo con el hormigón durante largos períodos de tiempo.

Dentro de los polímeros reforzados con fibra de carbono se tiene de dos tipos: las platinas preformadas de Sika CarboDur y los tejidos Sikawrap; ambos sistemas son de tipo pasivo (no pretensado) y son distribuidos en el Ecuador por la empresa SIKA.

El **SikaWrap** es un tejido de fibras de carbono unidireccionales. El material es saturado en obra con un sistema epóxico y es colocado en capas para conformar el sistema compuesto reforzado con fibras FRP.

La ventaja del tejido SikaWrap respecto a las platinas Sika CarboDur es que se coloca envolviendo elementos de forma irregular, cosa que no se puede hacer con las platinas ya que son rígidas y no se doblan.



Figura 2.3 Colocación de tejidos FRP

Los tejidos a base de fibra de carbono son materiales en los que no se coloca todavía la matriz de resina. Tienen entre el 95% y el 98% de las fibras en dirección longitudinal y entre el 2% y el 5% en la dirección transversal, para efectuar el cosido e impedir el deshilachado de los longitudinales. Los tejidos son de un espesor entre 0.3 y 1 mm, con un gramaje de 200 a 800 g/m<sup>2</sup> con anchos entre 30 y 60 cm, en rollos de 40 a 100 m de longitud.

Dependiendo de la orientación del tejido, la tela de carbono puede ser más fuerte en una determinada dirección o igual de fuerte en todas las direcciones, sin embargo las fibras ofrecen sus máximas propiedades cuando se entretajan en la dirección de las tensiones.

Por su forma de tejido en forma de malla, una pequeña pieza puede soportar el impacto de varias toneladas de carga y deformarse mínimamente, ya que las fuerzas se distribuyen y son amortiguadas por las fibras.

Las fibras de carbono tienen una ductilidad muy baja (<1%) mientras que la fibra de vidrio se considera más dúctil, está en el orden del 4% al 6%, pero ninguna de las dos se compara al acero estructural que tiene un mínimo de ductilidad del 20%.<sup>10</sup>

Para adherir los tejidos de fibra de carbono a los sustratos de hormigón se utiliza resinas epoxi fluidas; esa fluidez permite a la resina penetrar

---

<sup>10</sup> Engineered Materials Handbook, Engineers Guide to Composite Materials.

entre las fibras del tejido, impregnarlas, mojarlas y formar el material compuesto.



Figura 2.4 Tejido FRP y resina SikaDur 301

## 2.5. PLATINAS DE CARBONO

Las platinas **SIKA CarboDur** son una combinación de fibras de carbono y una matriz de resina epóxica que tienen en dirección de la fibra una resistencia y rigidez muy altas, así como un comportamiento excepcional a la fatiga, mejor que la del acero y su densidad es muy baja. Las fibras están colocadas en dirección longitudinal correspondiendo a la dirección de la sollicitación.

Cada platina tiene un espesor entre 1.2 y 1.4 mm y un ancho entre 50 y 100 mm. Se presenta en rollos de longitud entre 100 y 500 m que luego se corta en obra a las dimensiones deseadas.



Figura 2.5 Platinas de carbono

Los productos de FRP son anisótropos y prácticamente su composición determina la capacidad resistente del sistema. No presentan rama plástica en el diagrama esfuerzo-deformación, por lo que se consideran materiales perfectamente elásticos hasta la rotura.<sup>11</sup>

Existen tres tipos de platinas Sika CarboDur, que se diferencian por su módulo de elasticidad, estas son: el tipo H con un módulo  $E_f = 3000000 \text{ kg/cm}^2$ ; el tipo M con un  $E_f = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ ; y el tipo S con un  $E_f = 1650000 \text{ kg/cm}^2$ . La resistencia a tracción son  $13000 \text{ kg/cm}^2$  para el tipo H;  $24000 \text{ kg/cm}^2$  para el tipo M, y  $28000 \text{ kg/cm}^2$  para el tipo S. Las platinas Tipo S y tipo M se utilizan para el reforzamiento de elementos de hormigón mientras que la platina tipo H se emplea en el refuerzo de elementos de madera.

---

<sup>11</sup> ACI 440R-96, 1996.

En la siguiente figura están presentados los diagramas esfuerzo – deformación de los tres tipos de platinas SIKA CarboDur.

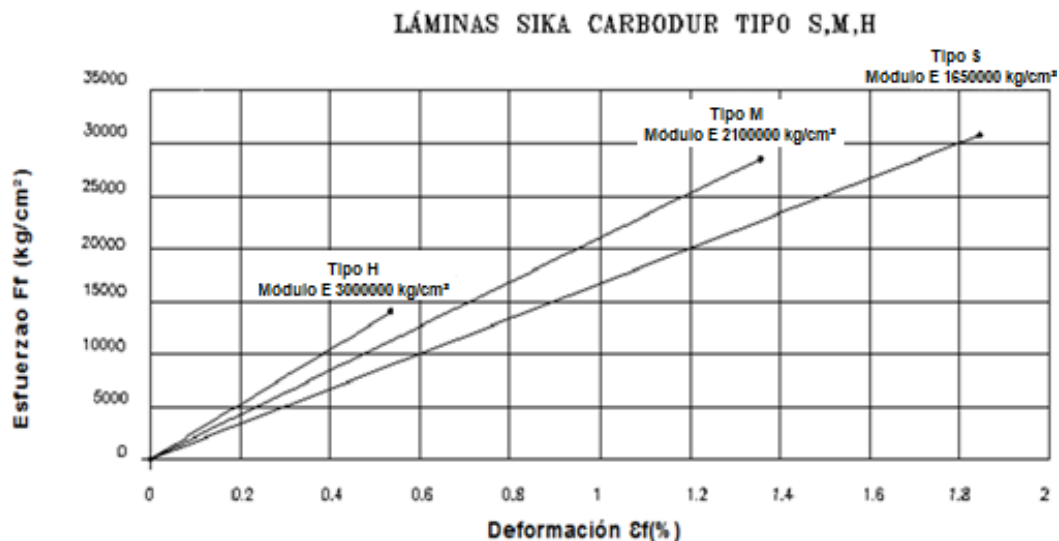


Figura 2.6 Curvas Esfuerzo Deformación de Láminas SIKA CarboDur

## 2.6. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL FRP

La aplicación de materiales compuestos en la última década se observa con mayor frecuencia en reparaciones estructurales de puentes, edificios y construcciones antiguas, ya que tiempo atrás, su aplicación era prácticamente inexistente. Las ventajas de estos materiales son cada vez más evidentes al empezar a aplicarlos en diversas construcciones sometidas a las acciones de ambientes agresivos, plataformas marinas, depósitos, anclajes al terreno, construcciones no conductivas y no magnéticas, refuerzos de estructuras, armaduras pasivas, armaduras activas, cables, recubrimiento de túneles y pasarelas.

Pero también tienen desventajas frente a los materiales tradicionales por lo que en ocasiones no son una opción viable para realizar un refuerzo y se debe limitar su uso a ciertos casos.

#### **VENTAJAS:**

- Los materiales compuestos tienen densidades que varían entre 1.5 y 2.5 g/cm<sup>3</sup> en contraste con la densidad del acero que es de 7.85 g/cm<sup>3</sup>, la baja densidad hace que los FRP sean materiales livianos y que al momento de utilizarlos como refuerzo no incrementen el peso de la estructura.
- El FRP tiene una respuesta excelente a la fatiga al ser sometido a cargas cíclicas que en materiales metálicos disminuyen la resistencia con mayor rapidez.
- Una ventaja muy importante de la fibra de carbono es que incrementa notablemente la resistencia de la estructura pero muy poco la rigidez.
- Es resistente a condiciones ambientales agresivas, ataques químicos y la corrosión no es un factor que afecte su comportamiento como en los materiales metálicos.
- Se coloca muy rápidamente sin necesitar demasiado espacio para almacenar, por tanto la obra queda mucho más despejada y se puede continuar con las actividades dentro de la estructura aunque con cierta incomodidad.



- Debido al bajo espesor no se nota que un elemento tiene dicho refuerzo, además se los puede perder con un acabado final como un recubrimiento con mortero o simplemente pintura.
- Por su bajo peso y flexibilidad son de fácil manejo, transporte e instalación; por lo que no necesita de mano de obra especializada.
- Se elimina los empalmes que eran necesarios con las chapas de acero, porque los materiales compuestos no tiene restringida su longitud pudiendo cortar donde se considere más conveniente directamente en la obra.

#### **DESVENTAJAS:**

- Una de las desventajas más importantes del FRP es el alto costo de la materia prima, pero de alguna manera esto se compensa con el bajo costo de equipamiento y mano de obra necesarios en el proceso de preparación, ensamblado y colocación del FRP en los elementos de hormigón a reforzar.  
  
El reforzamiento con Platinas de CarboDur cuesta aproximadamente entre 150 USD y 200 USD el metro lineal, ya puesto en obra (Precio a Julio de 2012).
- El FRP es una excelente opción para el reforzamiento de estructuras, pero no es la respuesta a todos los problemas que se presentan, su uso se encuentra limitado a refuerzos pequeños o dicho de otra forma para “cirugías menores”.

- Por tratarse de un sistema que va adherido externamente al hormigón mediante una formulación epóxica, se requiere un mayor cuidado en la preparación de la superficie de contacto ya que una incorrecta colocación conlleva a serias fallas estructurales por concentración de esfuerzos o por delaminación de las platinas.
- Desde el punto de vista de su instalación, otra desventaja es que las platinas de FRP, bajo ninguna razón y por ningún medio deben ser dobladas, esto limita un poco su instalación en lugares con muchos quiebres y cambios de dirección, pero se puede solucionar utilizando tejidos de fibra de carbono los cuales si son moldeables.
- Uno de los modos de falla que se considera es el desprendimiento del material, cuando existen esfuerzos de flexión y cortante, esto es un problema porque una vez que empieza la delaminación los elementos fallan ante un bajo nivel de solicitaciones y la estructura se vuelve más débil que al inicio.
- La fibra de carbono tiene una deformación a rotura muy baja por lo que no es recomendable que se use en aplicaciones donde se requiere mayor ductilidad, como por ejemplo un refuerzo sísmico, sin analizar detenidamente el comportamiento frente a tales solicitaciones.
- Otra gran desventaja y una de las mayores debilidades del FRP es su alta susceptibilidad al fuego, ya que a una temperatura superior

a los 80°C el material comienza a despegarse del sustrato de hormigón. Actualmente este es uno de los temas que atrae la atención de los investigadores que trabajan en mejoras del material y nuevos códigos de diseño y especificaciones de instalación.

- Los materiales compuestos y entre ellos la platina y fibra de carbono, según muchos profesionales de la Ingeniería Civil, no alcanzan una madurez total en su estudio, por lo que no confían en la fiabilidad de los procedimientos de cálculo los cuales se basan en suposiciones simplificadas, y existen vacíos en la parte experimental por lo que aún se tiene dudas sobre su comportamiento; a esto se suma la dificultad de conseguir códigos y normativas que estandaricen su uso para la construcción en nuestro medio.

## **2.7. REFORZAMIENTOS REALIZADOS**

El sistema de reforzamiento estructural con FRP que utiliza platinas preformadas o tejidos de fibra de carbono, es un método que se aplica en varios países de Sudamérica obteniéndose excelentes resultados hasta la actualidad, por lo que a continuación se realiza una recopilación y explicación de algunas de las principales estructuras reforzadas con FRP en los últimos años.

## Refuerzos en Perú:

### *Edificio Chocavento*

Se encuentra ubicado en San Isidro, aquí funciona el City Bank, tiene 5 niveles de subsuelo y 16 pisos, en febrero del 2002 se refuerzan las vigas y losas por flexión y cortante.



Figura 2.7 Refuerzo de vigas a flexión con platinas FRP



Figura 2.8 Refuerzo de vigas a cortante con FRP

El refuerzo a flexión de las losas se diseñó a base de bandas de fibras de carbono en dos direcciones; en el gráfico tenemos el refuerzo negativo (superior) y el positivo (inferior).



Figura 2.10 Refuerzo positivo



Figura 2.9 Refuerzo negativo

### *Tren eléctrico de Lima*

Esta es una obra que se inicia en 1986 pero por problemas económicos y sospechas de sobornos se paralizó por más de 20 años, tiempo durante el cual se modifican las exigencias de los códigos de diseño debido a las experiencias dejadas por los sismos en México, California y Chile; por lo que se requiere dar mayor resistencia y ductilidad a las columnas circulares diseñadas hace 25 años.



Figura 2.11 Trabajos de preparación de la superficie



Figura 2.12 Preimpregnación de las fibras

El reforzamiento consiste en instalar 2 capas de fibra de carbono para confinar la sección lo cual aumenta la resistencia axial, a cortante y a flexión de la columna. Finalmente se coloca un revestimiento de concreto anti UV con resistencia al fuego.



Figura 2.13 Colocación del refuerzo

### **Refuerzos en Venezuela:**

#### *Edificio Galileo*

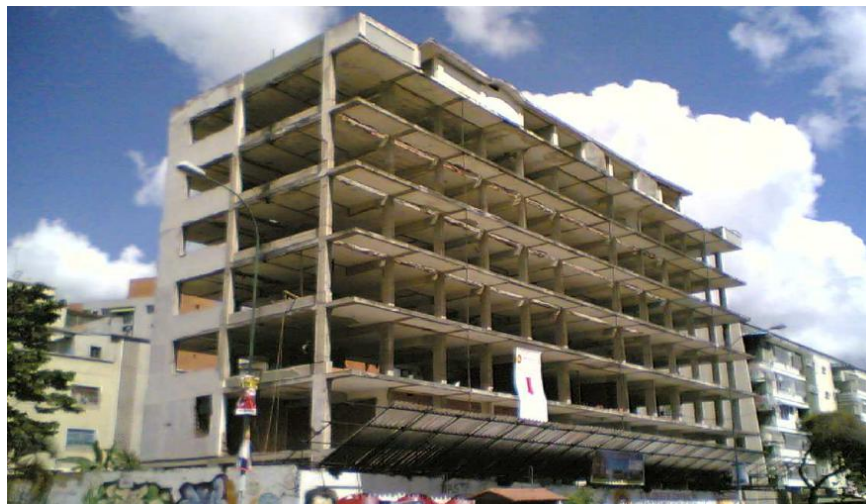


Figura 2.14 Edificio Galileo

Las residencias Galileo es un edificio de 10 pisos, construido en 1953, cuando no se tenían en cuenta las cargas de sismo en el diseño estructural. En la actualidad funciona en su interior oficinas, locales comerciales, apartamentos y un nivel de parqueaderos en el sótano.

En el 2006 el dueño del edificio decide remodelar sus instalaciones y a su vez reforzar la estructura para que sea capaz de soportar cargas de sismo que se pudieran generar eventualmente.

El proyecto incluye los ensayos destructivos y no destructivos, análisis dinámico de la estructura y el diseño del reforzamiento estructural. Se detecta deficiencias en la rigidez lateral, en la resistencia y ductilidad de los elementos estructurales.



Figura 2.15 Corte del tejido SikaWrap 300C

Los métodos de reforzamiento que se emplean son los encamisados en concreto reforzado de columnas y vigas, adición de nuevas vigas de concreto reforzado y los encamisados de columnas y nudos con materiales compuestos FRP, específicamente con tejidos Sikawrap 300C.





Figura 2.16 Colocación del refuerzo

Por todo esto el reforzamiento del edificio Galileo ganó el Premio al Mérito ICRI 2008 del International Concrete Repair Institute.

### **Refuerzos en Argentina:**

#### *Puente Km 127 Autopista Rosario-Santa Fe*

El impacto de un camión contra una de las columnas del puente, produjo en la misma, grietas y fisuras en dos sectores.



Figura 2.17 Fisuras debidas al impacto

Se propone originalmente apuntalar las vigas y tableros del puente para luego demoler la columna y reconstruirla, lo que implica un trabajo de por lo menos un mes, con el riesgo de que se produzca otro accidente, en este caso al colapsar el apuntalamiento produciría también el colapso del puente.

La solución que se ejecuta consiste en inyectar con resinas epoxídicas de baja densidad y de esta forma recomponer el elemento estructural. Posteriormente para lograr el confinamiento y un sobrefuerzo, se envuelve la zona fisurada con FRP y un protector contra rayos UV. La realización de todos estos trabajos toma tres días y no es necesario apuntalar, solo se interrumpe el tráfico sobre el tablero durante la inyección de resina y las 24 horas posteriores para evitar posibles vibraciones que afecten el proceso de polimerización de la resina inyectada. Además el costo de la reparación se reduce al 50%.



Figura 2.18 Inyección de fisuras y colocación del refuerzo

*Puente sobre calle Ocantos Autopista Buenos Aires-La Plata*

En este caso un camión cargado un container golpea la viga pretensada y rompe seis de los doce cables de uno de los cordones de pretensado, además de destruir el hormigón.

Se repara el hormigón con mortero epoxi, luego se adhiere tres capas de láminas de fibra de carbono como refuerzo de la armadura faltante.



Figura 2.19 Colocación del FRP

Finalmente se adhiere por medio de inyección de resinas epoxi a través de tubos, en la parte inferior, una chapa con la forma de la viga a la misma.



Figura 2.20 Instalación de refuerzo tipo cajón

### **Refuerzos en Colombia:**

#### *Techo del estadio en Bogotá*



Figura 2.21 Techo del estadio en Bogotá

En Abril del 2010 se realiza el reforzamiento de las vigas de cubierta con platinas Sika CarboDur en un total de 3000 m.



Figura 2.22 Reforzamiento con platinas Sika CarboDur



Figura 2.23 Reforzamiento con tejido SikaWrap 300C

### *Reforzamiento de los puentes Calle 26 Av. 68 Bogotá*

El primer puente fue construido en 1968 y por el incremento del tránsito en las décadas siguientes se construye en 1989 otro puente paralelo al anterior. Ambos puentes están diseñados para carga vertical y carga de

sismo más pequeñas que las cargas demandas en los actuales códigos de construcción de puentes en Colombia.

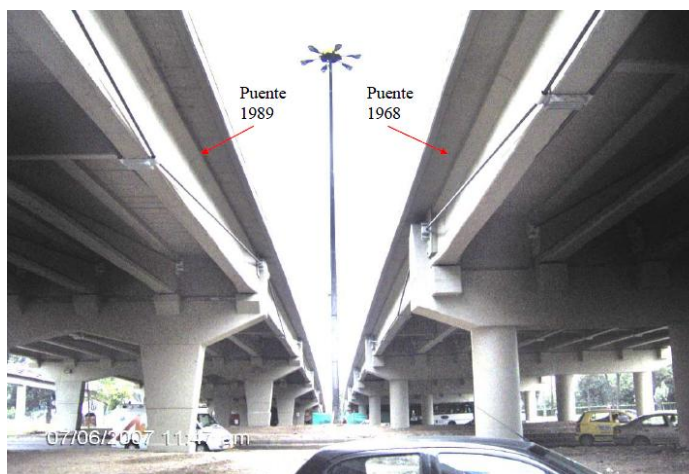


Figura 2.24 Vista general de los dos puentes

Se utilizaron varios métodos de reforzamiento; como encamisado de las columnas con hormigón armado, adición de cables para post tensionamiento y FRP en las vigas de la superestructura.



Figura 2.25 Colocación del refuerzo a cortante

Se refuerza a cortante las vigas con tiras de 7.5cm de ancho de fibra de carbono SikaWrap 103C dando un total de 1700 m<sup>2</sup>.

Es considerado uno de los proyectos más interesantes de reforzamiento en ese país.

### **Refuerzos en Ecuador:**

#### *Reforzamiento de la estructura de un edificio en Loja*

Las vigas presentan fisuras en la parte inferior y muchas llegan hasta la mitad de la altura de la sección lo cual da indicios que son fallas por flexión.



Figura 2.26 Fisuras existentes

La viga tiene una longitud superior a los 17 metros, su sección es 50cm de base y 80cm de altura y tiene una armadura de 7 varillas de 25mm. La deflexión en la parte central de la viga con relación a los extremos es de 8cm y la deflexión máxima que puede tener es 3.5cm

Se hace una modelación estructural y se determina que para resistir los momentos producidos se requiere dos platinas de fibra de carbono S 512.



Figura 2.27 Instalación de las platinas de FRP

### *Rehabilitación del puente La Asunción en Cuenca*

Se construye hace 12 años y durante el proceso se modifica uno de los estribos ya que se encuentra en un suelo inapropiado donde primero se hace un pedraplén, luego una losa de hormigón armado y finalmente el bloque macizo del estribo



Figura 2.28 Puente la Asunción



Hechas tales correcciones, el puente entra en funcionamiento pero años más tarde, un macro deslizamiento afecta la integridad estructural de las columnas del lado donde existen problemas con el suelo y empezaron a aparecer fisuras en las mismas. Para evitar que avance el proceso de fisuración, el municipio construye una fosa cerca del puente para estabilizar el empuje del suelo sobre el estribo y así se mantiene el tráfico por algunos años más, hasta que en el 2006 se decide finalmente reparar el puente y se piensa que la solución no va más allá de reparar el muro posterior, mejorar los enrocados y rellenar las fisuras para estabilizarlas; pero al momento de descubrir las bases de las columnas y del muro se encuentra con una situación más crítica de lo esperado ya que las fisuras son demasiado grandes.



Figura 2.29 Fisuras detectadas

Es así que se contrata a la empresa Sika para que realice un estudio de patologías en el puente y luego de una serie de ensayos entregan un informe de daños y formas de reparación basados en el diagnóstico que determinan.



Figura 2.30 Ensayos realizados

Para conocer el estado en el que se encuentra el puente se realiza la modelación estructural con todos los posibles escenarios, cargas actuantes y desplazamientos producidos; el paso siguiente es comparar los momentos y cortantes generados con la capacidad resistente de las secciones para saber cuánto más puede resistir la estructura y cuánto más se puede desplazar. Pero al terminar el análisis se determina que la estructura está en un estado crítico ya que los momentos generados son el doble de la capacidad resistente de la sección y aunque el cortante está al límite, debido a las grietas, el colapso puede ser en cualquier momento.

Se comienza el proceso de reparación con la reconstrucción del muro posterior, luego es necesario apuntalar los extremos del puente para poder intervenir en la base de las columnas donde se cortan las mismas para liberar tensiones.

Luego las columnas son encamisadas con placas de acero, se procede a sellar las fisuras con epóxicos y finalmente se coloca tejido de fibra de carbono SikaWrap 530c en vigas y columnas para reforzar los pórticos.



Figura 2.31 Reforzamiento de vigas y columnas del puente

## CAPITULO III

### 3. FLEXIÓN

#### 3.1. INTRODUCCIÓN

En el refuerzo de elementos sometidos a esfuerzos de flexión el diseñador debe entender el comportamiento de la sección reforzada, ya que no basta hacer las evaluaciones tradicionales en los límites asociados con la ruptura del hormigón o fluencia del acero, sino que se debe considerar los posibles modos de falla relacionados a la adherencia del FRP y los estados límite de todos los materiales incluida la lámina de carbono, así como también contemplar el estado previo de deformaciones en la estructura antes de reforzar.

El refuerzo con FRP adherido a la cara tensionada de un elemento de hormigón armado, sometido a flexión, proporciona un incremento en su capacidad resistente; de acuerdo con los estudios y ensayos realizados por diversos autores, se consigue incrementos en la capacidad a flexión entre el 10% y el 160% y tomando en cuenta factores como la ductilidad se registran incrementos entre el 5% y el 40%.

En el presente capítulo se estudia el refuerzo estructural mediante fibra de carbono para elementos que trabajan netamente a flexión, se muestra el marco teórico de cálculo para finalmente resolver el caso de reforzamiento a flexión de una viga de hormigón armado con platinas de FRP y así indicar claramente el procedimiento de diseño y evaluar el

aumento de resistencia que se produce al adherir este material al elemento.

Los conceptos dados en este capítulo se aplican a secciones rectangulares reforzadas en la zona de tracción, pero se extienden para formas no rectangulares como secciones T y secciones I.

### **3.2. ESQUEMA TÍPICO DE REFUERZO A FLEXIÓN USANDO FRP**

El FRP es un material que tiene en la dirección en la que se encuentran orientadas las fibras, una alta resistencia a tracción, por lo que al momento de aplicarlo como refuerzo a flexión es importante aprovechar esta característica e instalarlo de tal manera que las fibras sean paralelas a los esfuerzos generados.

Es decir el FRP en un refuerzo a flexión se coloca bajo los mismos principios que el acero de refuerzo, en las zonas donde existe tracción. Por ejemplo, en una viga simplemente apoyada sometida a una carga distribuida verticalmente hacia abajo, se sabe que la tracción se presenta en la cara inferior de la misma, por lo tanto se coloca el acero en la cara inferior, de la misma manera si se requiere refuerzo adicional con FRP, este se adhiere en la cara inferior de la viga para absorber el excedente de momento que el hormigón y el acero son incapaces de resistir.

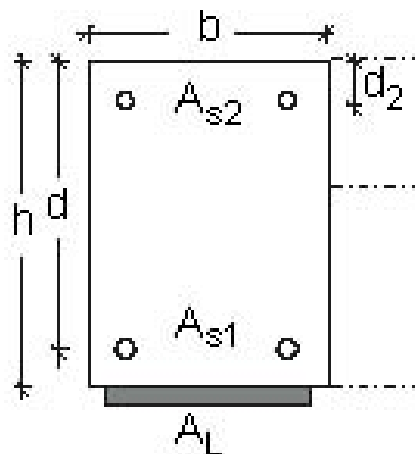


Figura 3.1 Esquema de refuerzo a flexión con FRP

El esquema de refuerzo a flexión con FRP en vigas de hormigón armado que más comunente se emplea es adherir las platinas de carbono en la cara inferior de la viga ubicandola en el centro. De ser necesario se puede anclar con las mismas platinas en los extremos de la viga o mediante pernos. También se coloca en las caras laterales lo más cercano posible al borde inferior, aunque de esta manera es menos eficiente y no recomendable. En la figura 2 se muestra como se ubican las platinas de carbono para un refuerzo a flexión.

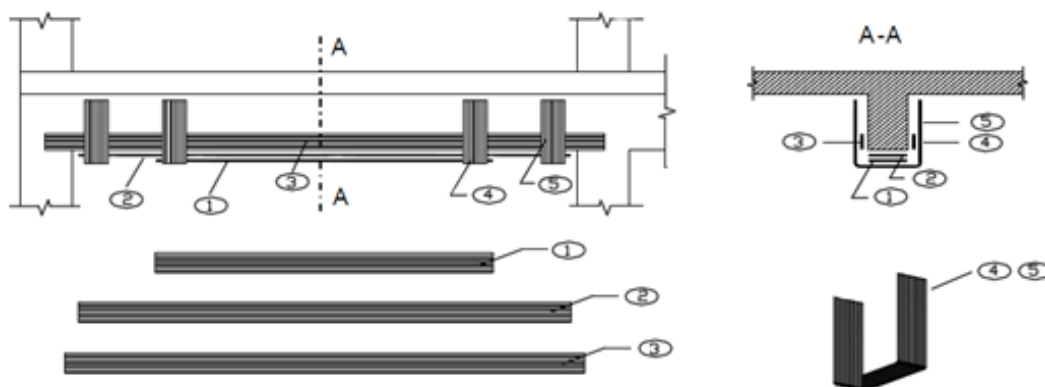


Figura 3.2 Esquema de refuerzo a flexión con anclaje

Las platinas 1 y 2 colocadas en la cara inferior de la viga absorben los esfuerzos de flexión eficientemente, la platina 3 se encuentra en las caras laterales mientras que las fibras 4 y 5 son anclajes que evitan el despegue de las láminas de carbono.

También es posible reforzar, con menos eficiencia, las zonas de tracción donde el momento es negativo, es decir en la cara superior de la viga que presenta tracción.

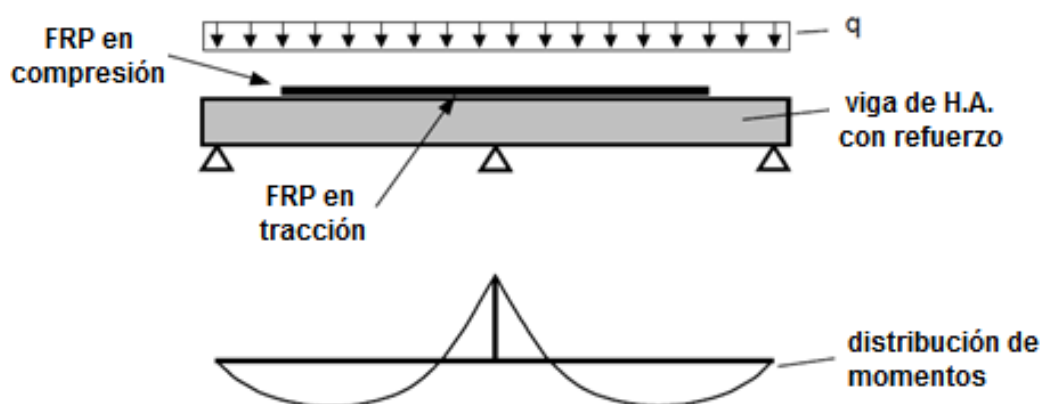


Figura 3.3 Refuerzo a flexión, momento negativo

De la misma manera se adhiere la platina en la parte superior para cubrir la zona de tracción, sin extenderla demasiado hasta la zona de compresión para evitar que se desprenda del elemento.

En el caso de requerir varias tiras es recomendable aplicar una junto a la otra en lugar de una sobre la otra, pero de darse el segundo caso, por recomendaciones de los fabricantes y códigos de diseño se puede colocar máximo 3 capas de platinas de FRP o 5 capas tejido de fibra de carbono, por dos razones principales; primero porque se vuelve un

refuerzo ineficiente y antieconómico, y la segunda razón es que aún no hay bases científicas ni experimentales del comportamiento de los elementos con dichos esquemas de refuerzo.

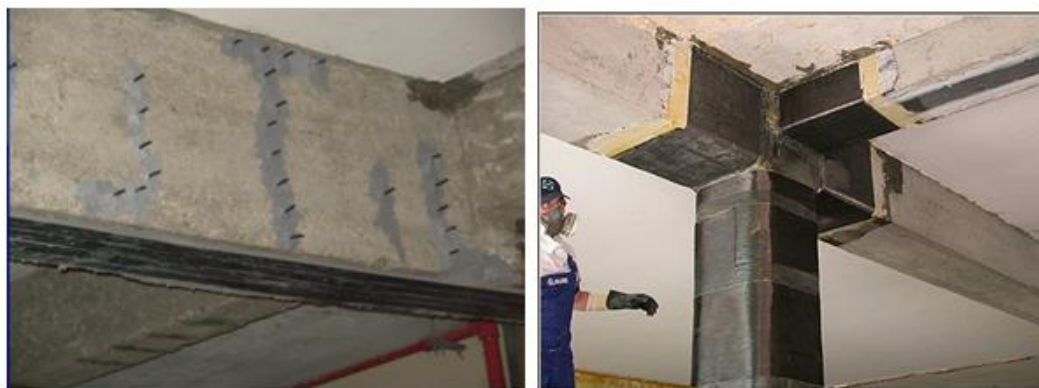


Figura 3.4 Colocación de refuerzos multicapa

### 3.3. ENSAYOS A FLEXIÓN DE VIGAS REFORZADAS CON FRP

Los primeros ensayos de vigas de hormigón armado reforzadas con FRP se llevan a cabo en centros de investigación como el “Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research” (EMPA) en Zuiza, “Federal Institute for Materials Testing” (MPA) y el “Institute for Building Materials, Concrete Construction and Fire Protection” en Alemania. Posteriormente se realizaron estudios en el MIT en Estados Unidos y en varias universidades de Canadá y Japón.

El ACI y el grupo Fib en Europa también realizan varios ensayos para desarrollar sus códigos de diseño, y más recientemente universidades en España, como la Politécnica de Cataluña, en Chile, Argentina y en Perú



la Universidad Ricardo Palma ensayan elementos de hormigón reforzados con FRP.

De todas las pruebas que se realizan, una de las más interesantes y concluyentes es la que se efectúa en la Universidad Ricardo Palma en Perú, donde se ensayan 8 vigas a flexión en escala natural, para lo que se aplica una carga centrada sobre un carril que la transmite a dos rodillos ubicados a los tercios de la viga. Se utiliza un hormigón  $f'c = 240\text{kg/cm}^2$  y un acero  $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$  para elaborar las probetas, y se refuerza con platinas Sika CarboDur. El detalle de los modelos empleados es el siguiente:

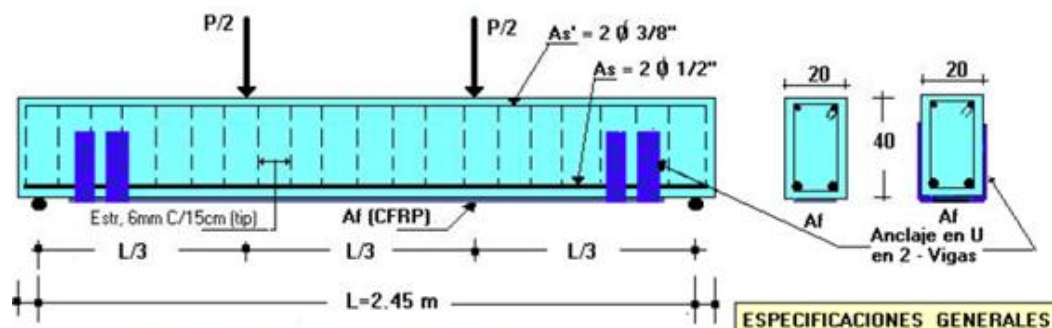


Figura 3.5 Esquema general de las vigas ensayadas

De los ensayos se observa que las fallas a flexión se producen principalmente por dos razones; la primera es por delaminación extrema que consiste en el despegue de la platina en los extremos de la viga.

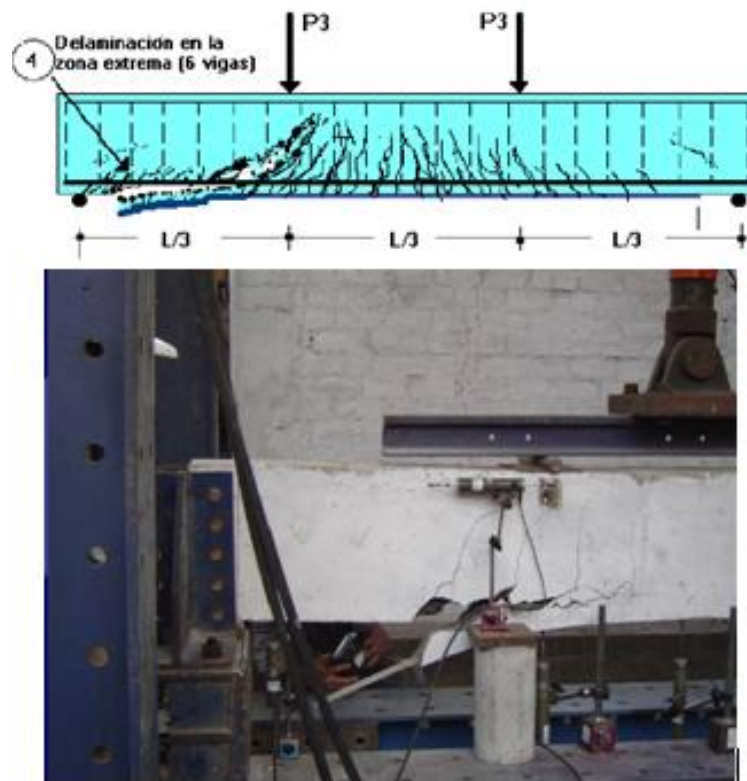


Figura 3.6 Falla por delaminación en los extremos

Una vez que se soluciona el problema de la delaminación mediante anclajes en los extremos se presenta el segundo modo de falla que consiste en la fractura de la platina en la zona central de la viga.

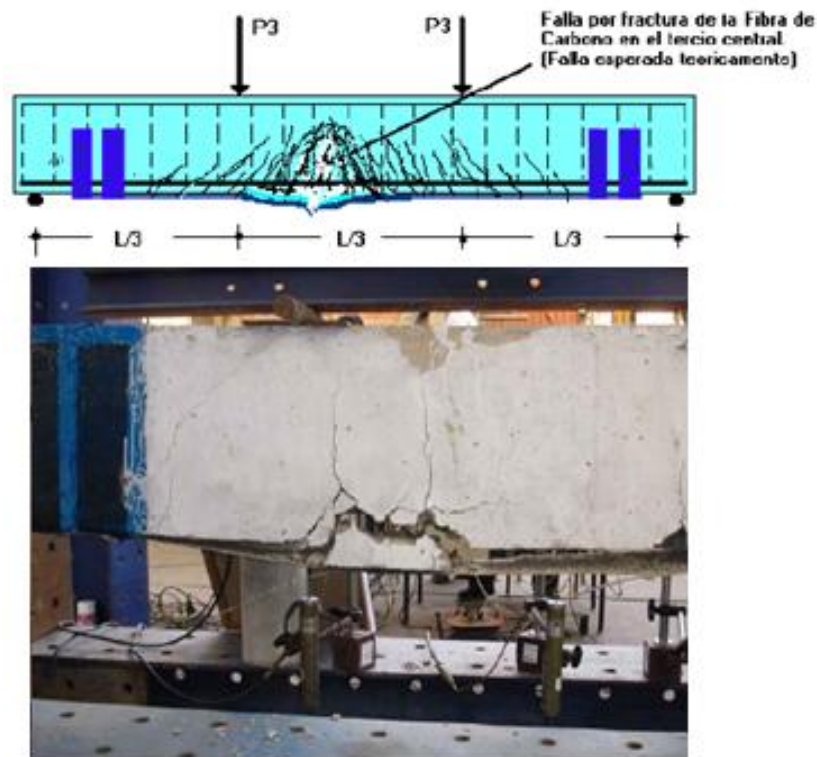


Figura 3.7 Falla por rotura de la platina

Estos ensayos dejan conclusiones importantes como por ejemplo que el principal mecanismo de falla es la delaminación de la platina ya que el hormigón a tracción se desprende completamente; para disminuir este efecto se recomienda anclar los extremos de las platinas mediante tiras perpendiculares o pernos de anclaje y así será más probable alcanzar la resistencia nominal teórica.

Las vigas que no llegan a la resistencia nominal teórica por el efecto de delaminación, fallan a resistencias del orden del 75%. Por último a menor ancho de platina de carbono mayor es el esfuerzo de adherencia y por lo tanto la delaminación ocurre a menores valores de flexión. Y de la misma manera hay un límite en el número de capas sobre el cual el refuerzo

deja de ser eficiente y al contrario comienza a disminuir la resistencia de la viga.

### 3.4. HIPÓTESIS BÁSICAS PARA EL ANÁLISIS A FLEXIÓN

#### 3.4.1. Hipótesis

La teoría clásica o elástica establecida por Coignet y Tedesco en 1894 ayuda a determinar ciertos parámetros y características del concreto antes y después de fisurarse, que son esenciales para el desarrollo del cálculo del refuerzo.

Se basa en tres hipótesis principales que son:

- Distribución lineal de deformaciones
- Distribución lineal de esfuerzos compresores en el concreto
- Resistencia a tracción del hormigón despreciable

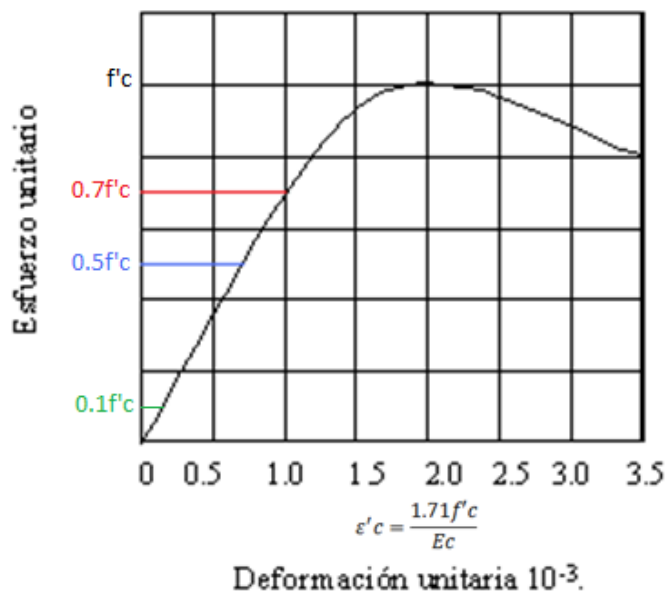


Figura 3.8 Diagrama esfuerzo deformación del hormigón armado

Mediante la curva anterior se explica porque asumir una distribución lineal tanto de esfuerzos como de deformaciones; como se ve el hormigón en un inicio tiene un comportamiento casi lineal, lo cual es satisfactoriamente cierto hasta un nivel de esfuerzos aproximadamente por debajo de  $0.5f'_c$ , y el error es mínimo hasta que el esfuerzo en el concreto alcanza una magnitud de  $0.7 f'_c$ , para el cual el diagrama esfuerzo deformación se separa considerablemente de la línea recta.<sup>12</sup>

Además dos conceptos importantes que se muestran en este diagrama son; el esfuerzo a tracción del hormigón, que muchos investigadores por facilidad lo estiman como el 10% de la resistencia a compresión  $f'_c$ , y la deformación unitaria del concreto correspondiente a  $f'_c$  que se calcula con la expresión:

$$\varepsilon'_c = \frac{1.71f'_c}{E_c}$$

Siendo  $E_c$  el módulo de elasticidad del hormigón calculado como  $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$  en MPa, esto es equivalente al  $15000\sqrt{f'_c}$  que se ocupa comúnmente en Kg/cm<sup>2</sup>.

En el diseño de refuerzos a flexión con lámina de carbono se considera fundamentalmente los mismos principios que se emplean en refuerzos mediante chapas de acero y muchas de las suposiciones que se aplican son las que comúnmente se utilizan en el diseño de elementos de hormigón armado.

---

<sup>12</sup> Joaquín Marín, 1966, Principios de Hormigón Armado.

Para desarrollar un modelo de cálculo se realizan las siguientes suposiciones:

1. Que existe una adhesión perfecta entre el FRP y el substrato de hormigón en el que se encuentra colocado.
2. La hipótesis de Navier-Bernouilli que indica que las secciones planas permanecen planas después de la deformación.
3. Los valores de las cargas del sitio, al momento de la instalación del FRP, están dentro de los límites elásticos de la estructura.
4. Se ha evaluado adecuadamente las condiciones existentes incluidas las áreas y propiedades del acero, resistencia del concreto, fuerzas de pretensado efectivas, etc.
5. La contribución del hormigón a tracción es nula.
6. Se considera una distribución lineal de deformaciones a lo largo de toda la sección transversal.
7. Las deformaciones causadas por el cortante se desprecian.
8. No existe deslizamiento entre la lámina de carbono y el hormigón.
9. Se supone que no existen fallas prematuras por delaminación.

#### **3.4.2. Modos de falla**

Mucho tiempo y recursos se invierten en el estudio e investigación de los diferentes mecanismos de falla en elementos de hormigón armado reforzados con láminas de FRP. En el centro de investigación suizo EMPA, se realizan de modo sistemático ensayos de estructuras

reforzadas con láminas de carbono sometidas a solicitaciones estáticas y dinámicas y con diferentes condiciones climáticas, la conclusión es que los modos de falla de los sistemas de refuerzo determinan varios parámetros en el diseño de elementos reforzados con FRP.

Los posibles mecanismos de falla que se observan de manera experimental y que se deben tomar en cuenta al momento de diseñar son los siguientes:

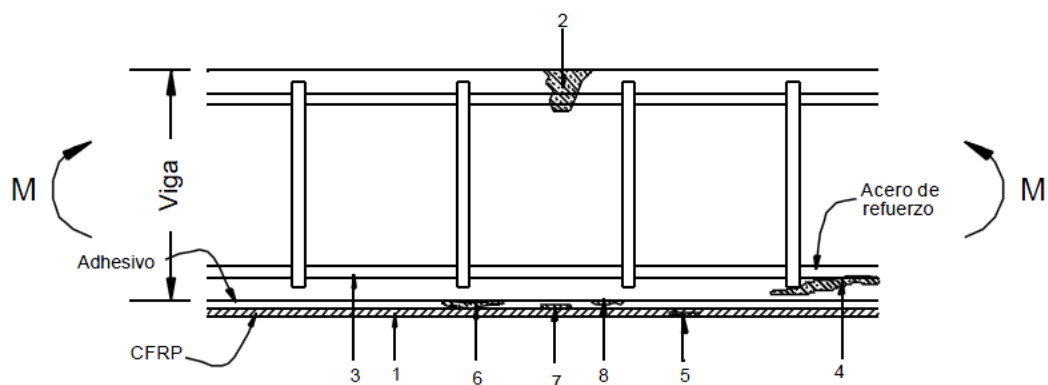


Figura 3.9 Mecanismos de falla

1. Falla a tensión de la fibra: Cuando se alcanza la resistencia a tracción de la lámina.
2. Aplastamiento del concreto en la zona de compresión: Cuando se supera la máxima deformación en el hormigón a compresión ( $\epsilon=0.003$ ).
3. Fluencia del acero o rotura: Cuando se supera su resistencia a la fatiga o al excederse la deformación de fluencia.
4. Desprendimiento del concreto en la zona de tracción: Producto de un desplazamiento vertical de la superficie inferior de la viga por

insuficiente preparación de la superficie o por desplazamientos debidos a cortante, todo esto provoca fisuras horizontales en el hormigón que desprenden la lámina en toda su longitud.

5. Rotura interlaminar: Ocurre si se supera la resistencia al corte en la lámina, esta falla a lo largo de las fibras y se da la rotura interlaminar.
6. Rotura de la película adhesiva: Cuando los esfuerzos cortantes en esta zona son muy altos o también es debido a presiones perpendiculares entre el concreto y la lámina, efecto conocido como pilling.
7. Falla de cohesión en la superficie de FRP: Por falla en la adherencia en la capa de FRP con el adhesivo debido a una mala preparación de la superficie de la lámina.
8. Falla de cohesión en la superficie de hormigón: Por falla en la adherencia en el hormigón con el adhesivo debido a una deficiente preparación de la superficie de concreto.

Las roturas de tipo 1, 2 y 4 son las más graves ya que se producen de una manera súbita en el elemento porque tienen un comportamiento frágil y explosivo, mientras que los modos del 5 al 8 provocan una rotura local que se puede reparar para no alterar el comportamiento y ductilidad del sistema de refuerzo.

La ganancia de resistencia a flexión que se determina teóricamente es significativa, pero debido a los tipos de falla que se observan, esta



ganancia se limita y se producen roturas ante cargas mucho más bajas que las contempladas en el diseño del sistema de refuerzo.

Se debe mencionar que todos estos modos de falla se determinan de manera experimental y su análisis se considera limitado, ya que se ensayan elementos de hormigón simple, de sección rectangular y con FRP en la cara inferior del elemento, lo cual deja mucha incertidumbre para otro tipo de configuraciones geométricas más complejas. Por esto existe la necesidad de comprender mejor los modos de falla en las vigas reforzadas con láminas de carbono.

### 3.5. RESISTENCIA NOMINAL DE UNA VIGA SIN REFORZAR

Para determinar la resistencia nominal de una viga simplemente armada con sección rectangular de base  $b$ , altura  $h$ , altura efectiva  $d$  y área de refuerzo  $A_s$ , que no se encuentre reforzada con FRP hay que partir del bloque de esfuerzos equivalentes de Whitney.

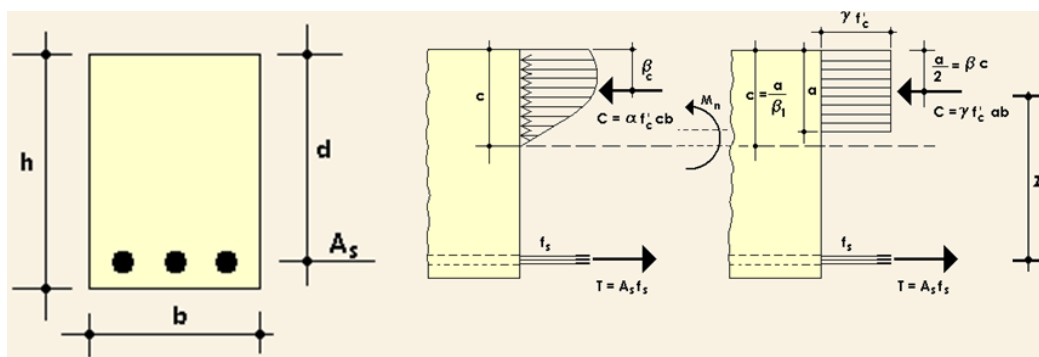


Figura 3.10 Bloque de esfuerzos equivalentes de Whitney

Por equilibrio de fuerzas internas la tracción en el acero es igual a la compresión del hormigón  $T = C$ , y el momento nominal resistente  $M_n$  es el momento que producen este par de fuerzas que se calcula como la magnitud de cualquiera de ellas por la distancia que las separa, en este caso nombrada  $Z$ .

Como se puede observar la distancia  $Z$  es:

$$Z = d - \frac{a}{2}$$

Entonces el  $M_n$  para una viga simplemente armada sería:

$$M_n = T \cdot Z = C \cdot Z$$

Por facilidad se toma la fuerza  $T$  de tracción, y se reemplaza ésta y  $Z$  en la ecuación anterior, además teniendo en cuenta el factor de reducción de capacidad para flexión, queda así:

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_s \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Si se trata de una viga doblemente armada, es decir con acero en compresión, el procedimiento es el mismo, con la única diferencia que hay que tomar en cuenta el aporte de éste al momento nominal.

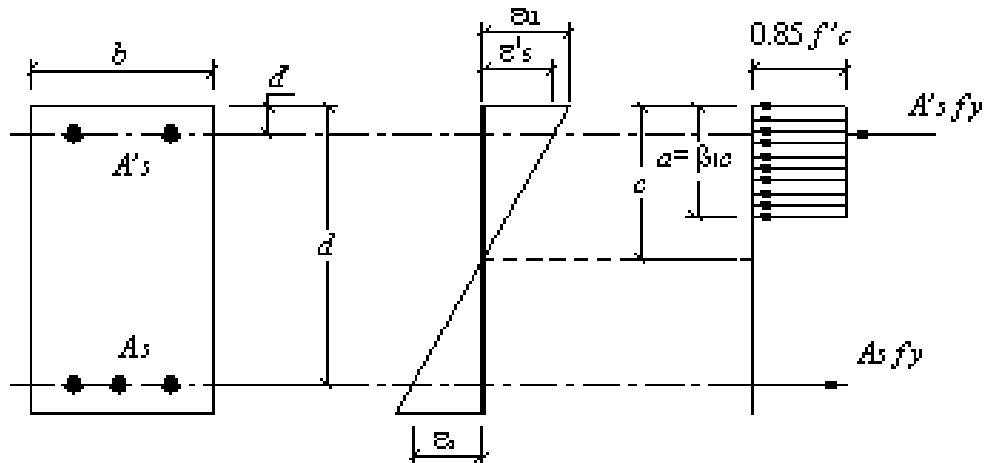


Figura 3.11 Esquema de esfuerzos y deformaciones de una viga doblemente armada

El momento nominal es la suma del momento del acero en tracción más el momento del acero en compresión.

$$\phi Mn = \phi (M_{ns} + M_{ns'})$$

Al reemplazar cada momento se tiene que el momento nominal para una viga doblemente armada es:

$$\phi Mn = \phi \left[ A_s \cdot f_s \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \cdot \left( \frac{a}{2} - d' \right) \right]$$

### 3.6. DEFORMACIÓN INICIAL AL COLOCAR EL FRP

Ahora es preciso revisar el diagrama momento curvatura de una viga, este muestra el comportamiento del hormigón armado a flexión en diferentes niveles de carga.

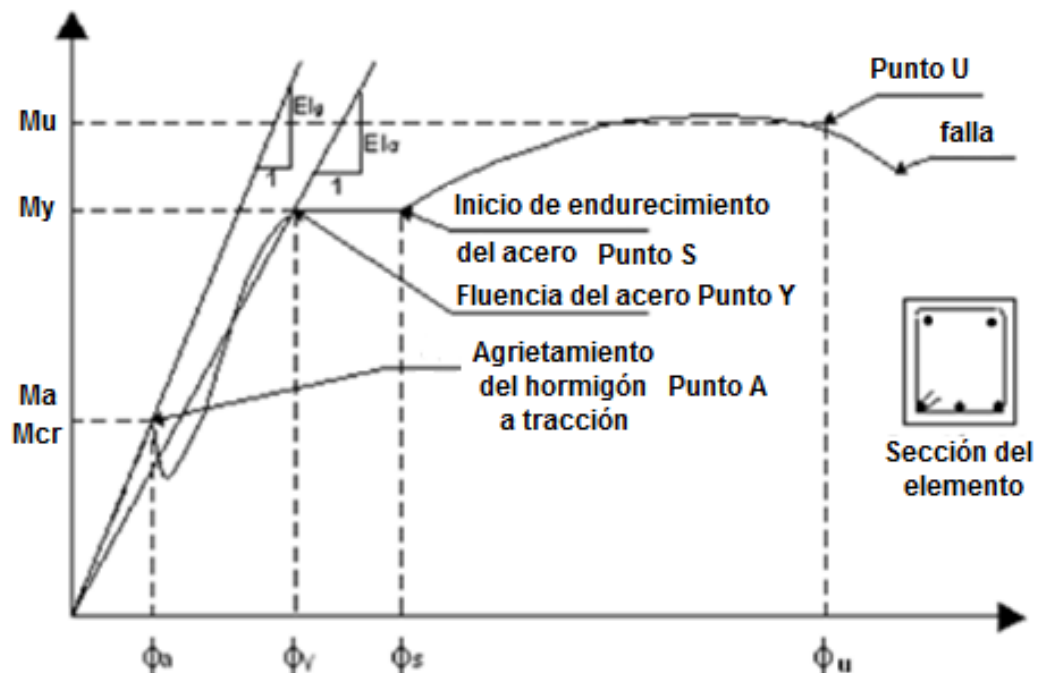


Figura 3.12 Diagrama Momento Curvatura de una viga rectangular

Se destacan cuatro puntos importantes que son motivo de análisis; primero se encuentra el punto A que queda definido al aparecer la primera grieta capilar en el concreto, indica que el hormigón a tracción está al límite mientras el acero continúa en la zona elástica; la pendiente de este tramo es la rigidez a flexión  $E \cdot I_g$ , donde  $E$  es el módulo de elasticidad del concreto e  $I_g$  es la inercia gruesa de la sección.

El esfuerzo correspondiente al punto de agrietamiento se lo relaciona aproximadamente con el módulo de rotura del hormigón que es  $f_r = 0.623 \sqrt{f'_c}$  en MPa y el momento  $M_a$  corresponde al momento de fisuración  $M_{cr}$  que se detalla más adelante. Dicho punto suele ignorarse por presentarse a un nivel muy bajo solicitaciones y porque las fisuras son muy pequeñas, tanto que casi no afectan el comportamiento del

elemento estructural, pero para este análisis este punto es muy importante, porque determina si la sección se encuentra fisurada o no, antes del refuerzo.

El siguiente punto del diagrama es Y, donde el acero en tensión termina su fase elástica y empieza la zona de fluencia, aquí la viga ya presenta un daño considerable y se encuentran fisuras importantes, igual que para el punto anterior, la pendiente de la recta que lo une con el origen representa la rigidez a flexión de la sección agrietada  $E \cdot I_{cr}$ , donde  $I_{cr}$  es la inercia agrietada, que para el caso de vigas, el Código Ecuatoriano de la Construcción recomienda un valor de  $0.5I_g$ , más adelante se indica las ecuaciones empleadas para determinar con mayor precisión los valores de inercia gruesa e inercia agrietada.

Muy cercano al punto Y se encuentra el punto S el cual tiene un momento ligeramente superior al anterior, a partir de aquí el acero incursiona en la zona de endurecimiento, pero debido a que se encuentra muy próximo a Y no se lo toma en cuenta, además porque los modelos de diseño de hormigón armado convencional limitan el esfuerzo del acero hasta antes de la fluencia por seguridad.

Finalmente se encuentra el punto U, el cual se alcanza cuando el acero a tracción falla, se da la rotura del mismo, o cuando el hormigón a compresión alcanza su máxima deformación utilizable.

Generalmente los elementos de hormigón armado sometidos a cargas verticales que producen esfuerzos de flexión, trabajan entre el punto A y el punto Y, es decir, entre el punto donde el hormigón a tracción llega al

límite y el punto donde el acero entra en fluencia; es por eso que se analiza un poco más estos dos instantes.

### 3.6.1. Propiedades de la sección fisurada y no fisurada

Las propiedades de la sección fisurada y no fisurada son básicamente la profundidad del eje neutro y la inercia, la misma que toma en cuenta al área de hormigón y de acero, para esto se utiliza lo que se conoce como sección transformada mediante la relación de módulos de elasticidad de un material con respecto al del concreto.

De esta manera para el acero se tiene  $ns = \frac{Es}{Ec}$  y para el FRP  $nf = \frac{Ef}{Ec}$

Donde Es, Ef y Ec son los módulos de elasticidad del acero, FRP y hormigón respectivamente.

Las siguientes ecuaciones para determinar las propiedades de la sección fisurada y no fisurada son tomadas del libro de “Principios de Hormigón Armado” de Joaquín Marín, 1966.

La profundidad del eje neutro y la inercia de la sección antes del agrietamiento para una viga con acero a compresión quedan definidos por:

$$c_{b\_cr} = \frac{\frac{1}{2} \cdot bw \cdot h^2 + (ns - 1) \cdot As' \cdot d' + (ns - 1) \cdot As \cdot d}{bw \cdot h + (ns - 1) \cdot As' + (ns - 1) \cdot As}$$

$$Ig = \frac{1}{12} \cdot bw \cdot h^3 + bw \cdot h \cdot \left( c_{b\_cr} - \frac{1}{2} \cdot h \right)^2 + (ns - 1) \cdot As' \cdot (c_{b\_cr} - d')^2 + (ns - 1) \cdot As \cdot (c_{b\_cr} - d)^2$$

$c_{b\_cr}$  = profundidad del eje neutro

$I_g$  = inercia gruesa

$b_w$  = base de la viga

$h$  = altura de la viga

$A_s'$  = área del acero a compresión

$d'$  = distancia desde la fibra a compresión al centroide del acero a compresión

$A_s$  = área del acero a tracción

$d$  = distancia desde la fibra en compresión al centroide del acero a tracción

$n_s$  = relación de módulos para el acero

Si se trata de una viga simplemente armada basta con eliminar el término correspondiente al acero de compresión en las dos expresiones y se tiene la profundidad del eje neutro y la inercia antes del agrietamiento.

$$c_{b\_cr} = \frac{\frac{1}{2} \cdot b_w \cdot h^2 + (n_s - 1) \cdot A_s \cdot d}{b_w \cdot h + (n_s - 1) \cdot A_s}$$

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot b_w \cdot h^3 + b_w \cdot h \cdot \left( c_{b\_cr} - \frac{1}{2} \cdot h \right)^2 + (n_s - 1) \cdot A_s \cdot (c_{b\_cr} - d)^2$$

Al producirse la fisuración del elemento, el hormigón que se encuentra en tracción deja de aportar en la inercia a la sección, por lo tanto la profundidad del eje neutro y la inercia de la sección después del agrietamiento se calculan así:

Viga simplemente armada

$$c_{a\_cr} = d \cdot \left( \sqrt{(\rho \cdot ns)^2 + 2 \cdot \rho \cdot ns} - \rho \cdot ns \right)$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot bw \cdot c_{a\_cr}^3 + ns \cdot As \cdot (d - c_{a\_cr})^2$$

Viga doblemente armada

$$c_{a\_cr} = \frac{\left[ \sqrt{2 \cdot d \cdot B \cdot \left( 1 + \frac{r \cdot d'}{d} \right) + (1 + r)^2} - (1 + r) \right]}{B}$$

$$B = \frac{bw}{ns \cdot As}$$

$$r = \frac{(ns - 1) \cdot As'}{ns \cdot As}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot bw \cdot c_{a\_cr}^3 + ns \cdot As \cdot (d - c_{a\_cr})^2 + (ns - 1) \cdot As' \cdot (c_{a\_cr} - d')^2$$

Donde los términos que faltan definir son:

$c_{a\_cr}$  = profundidad del eje neutro

$I_{cr}$  = inercia agrietada

$\rho$  = cuantía de acero a flexión

Todas las ecuaciones que se presentan anteriormente son para realizar un cálculo refinado de las propiedades de la sección, ya que se trabaja con la sección transformada que toma en cuenta el aporte del acero para el eje neutro y la inercia. Muchas veces todo este cálculo a detalle no se justifica por dos razones principales; primero porque el porcentaje de



acero que se emplea es muy bajo y se puede despreciar y segundo porque el módulo de elasticidad del hormigón no se conoce con precisión y por lo tanto la relación modular  $n$ , tampoco.

Por otra parte si se desea realizar un cálculo rápido, además de no considerar la sección transformada se toman los valores de inercia agrietada como lo recomienda la Norma Ecuatoriana de la Construcción,  $I_{cr}=0.5I_g$ , lo que da resultados muy satisfactorios y cercanos a los reales. Sin embargo queda a criterio del diseñador cómo desarrollar el cálculo, ya sea de una manera aproximada, o más detallada que aproveche de mejor manera las propiedades de la sección.

### **3.6.2. Momento de fisuración**

Luego de determinar las propiedades de la sección antes y después de la fisuración, hay que saber si el elemento se encuentra o no agrietado inicialmente antes del reforzamiento, porque de esto depende como continuar al cálculo.

Para saber si la sección se encuentra agrietada primero se debe calcular el momento de fisuración  $M_{cr}$  y compararlo con el momento actuante al instante de colocar el refuerzo FRP.

El momento de agrietamiento se relaciona con el módulo de rotura del hormigón  $f_r$ , es coincidente con el momento en el punto A del diagrama momento-curvatura y para calcularlo la mayoría de autores llegan a la siguiente expresión:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{h - c_{b\_cr}}$$

$M_{cr}$  = momento de agrietamiento

$f_r$  = módulo de rotura del hormigón a tracción

$I_g$  = inercia gruesa

$h$  = altura

$c_{b\_cr}$  = profundidad del eje neutro antes de la fisuración

Si  $M_{cr} > M_i$ , la sección no está agrietada, por lo tanto se continúa el cálculo con las propiedades de la sección antes de la fisuración.

Si  $M_{cr} \leq M_i$ , la sección está inicialmente agrietada, por lo tanto se continúa el cálculo con las propiedades de la sección después de la fisuración.

El valor de  $M_i$  es el momento actuante al instante de colocar el refuerzo que por lo general corresponde al momento de carga muerta si se retira la carga viva antes de reforzar, o de lo contrario se determina mediante las cargas actuantes en ese instante.

### 3.6.3. Cálculo de deformaciones iniciales

Por más que se elimine todo tipo de carga sobre el elemento a reforzar, al menos el peso propio siempre está presente, lo que indica que la sección tiene una deformación inicial aún cuando ésta sea muy pequeña.

El nivel de deformación inicial del hormigón en la zona de tracción que es donde se coloca el FRP, se determina a partir de un análisis elástico del diagrama momento curvatura, bajo la suposición que el  $M_i$  se encuentra dentro de los límites elásticos y luego de determinar si la sección se encuentra agrietada o no; de esta manera, la pendiente en la zona elástica representa la rigidez a flexión así:

$$E_c \cdot I = \frac{M_i}{\phi_i}$$

Donde  $\phi_i$  es la curvatura asociada al momento  $M_i$ , que se determina por compatibilidad de deformaciones como se muestra en la figura 3.13.

Para una viga rectangular doblemente armada de base  $b$ , altura  $h$ , altura efectiva  $d$ , con una armadura de tracción  $A_s$  y una armadura de compresión  $A_s'$  a una distancia  $d'$  el diagrama de deformaciones es como se indica a la derecha de la figura 3.13.

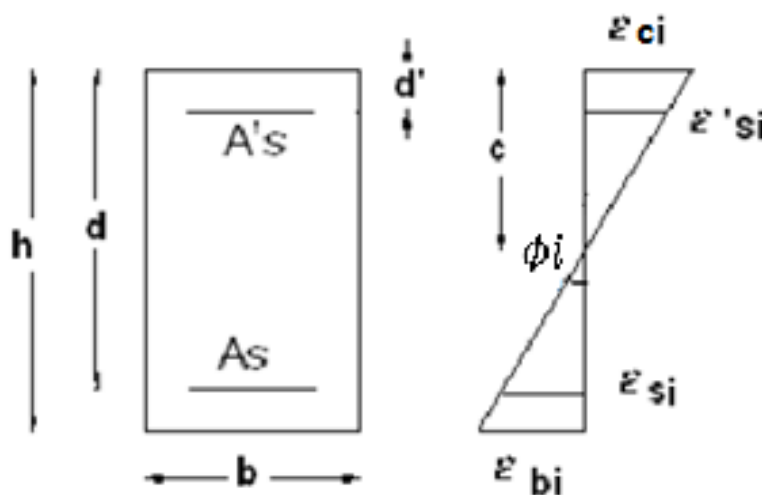


Figura 3.13 Distribución de deformaciones viga doblemente armada

Donde:

$\varepsilon_{ci}$ : deformación inicial del concreto a compresión.

$\varepsilon_{si}'$ : deformación inicial del acero a compresión.

$\varepsilon_{si}$ : deformación inicial del acero a tracción.

$\varepsilon_{bi}$ : deformación inicial en la zona donde se colocará la fibra de carbono.

$\phi_i$ : curvatura asociada al momento  $M_i$ .

$c$ : profundidad del eje neutro.

Por tratarse de valores extremadamente pequeños se puede decir que la curvatura es igual a:

$$\phi_i = \frac{\varepsilon_{bi}}{h - c}$$

Al despejar la deformación inicial

$$\varepsilon_{bi} = \phi_i(h - c)$$

Finalmente se despeja la curvatura de la primera ecuación y al reemplazar en la anterior, queda que la deformación inicial para el hormigón en donde se colocará el refuerzo es:

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_i(h - c)}{E_c \cdot I}$$

Es necesario indicar que de aquí en adelante los valores de la profundidad del eje neutro  $c$  y de la inercia  $I$ , son los correspondientes al caso de sección fisurada o sección antes de la fisuración según cuál sea el resultado obtenido del análisis previo.

Una vez que se obtiene la deformación inicial del hormigón en la zona de tracción es fácil determinar las deformaciones iniciales tanto del hormigón y acero en compresión y del acero en tracción por compatibilidad lineal de deformaciones, es así que se tiene:

Para el hormigón en compresión

$$\varepsilon_{ci} = \frac{c}{h - c} * e_{bi}$$

Para el acero en compresión

$$\varepsilon_{si'} = \frac{c - d'}{h - c} * e_{bi}$$

Para el acero en tracción

$$\varepsilon_{si} = \frac{d - c}{h - c} * e_{bi}$$

Aunque estos tres últimos valores no se ocupan en el diseño, dan una excelente visión de cómo se comporta cada material antes de instalar el FRP.

### **3.7. RESISTENCIA A FLEXIÓN DE UNA VIGA REFORZADA CON FRP**

#### **3.7.1. Propiedades de diseño del FRP**

La exposición a diferentes condiciones ambientales reducen las propiedades de tensión, fractura y fatiga de las láminas de FRP, por lo tanto dichas propiedades deben ser limitadas en base a las condiciones de exposición ambiental, es decir, de acuerdo al lugar donde se vaya a colocar el refuerzo.

La norma ACI 440 del 2008 hace referencia al factor de reducción CE para limitar tanto la deformación unitaria y el esfuerzo en el FRP mediante las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_{fu} = CE \cdot \varepsilon_{fu}^*$$

$$f_{fu} = CE \cdot f_{fu}^*$$

Donde:

$\varepsilon_{fu}^*$  y  $f_{fu}^*$  son la deformación y esfuerzo últimos dados por el fabricante

$\varepsilon_{fu}$  y  $f_{fu}$  son la deformación y esfuerzo últimos por condiciones ambientales

Los factores de reducción ambiental vienen dados en la siguiente tabla y tienen su fundamento en estimaciones conservadoras de la durabilidad relativa de la fibra de carbono.

Tabla 3.1 Factor de reducción ambiental

Condiciones de exposición	CE
Ambiente interior	0.95
Ambiente exterior	0.85
Ambientes agresivos	0.85

FUENTE: ACI 440 2R-08

*Nota:* Ambientes agresivos se refiere a lugares con prolongada exposición a humedad, agua salada, alcalinidad, etc.

Sin embargo la deformación unitaria se debe reducir todavía más para prevenir una falla prematura por despegue de la lámina en el sustrato de hormigón, esta deformación es la correspondiente al nivel al cual el despegue puede ocurrir y se lo define con la siguiente expresión obtenida mediante ensayos a flexión de vigas reforzadas que realiza el EMPA en Suiza por encargo de SIKA:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0.9 \varepsilon_{fu}$$

Donde:

$\varepsilon_{fd}$  = deformación efectiva de diseño

$f'c$  = resistencia a compresión del concreto

$n$  = número de capas de FRP que sea necesario colocar

$E_f$  = módulo de elasticidad del FRP

$t_f$  = espesor del FRP

La deformación obtenida de la ecuación anterior es la que se emplea para determinar el modo de falla y la deformación correspondiente en la fibra superior del concreto en estado último.

### **3.7.2. Posición del eje neutro para la sección con refuerzo FRP**

Como es lógico, una vez que se coloca la lámina de refuerzo en el elemento de hormigón, la profundidad del eje neutro cambia hasta lograr

el equilibrio de las fuerzas internas de compresión y tracción en la sección.

El procedimiento para determinar la profundidad del eje neutro es un proceso iterativo ya que implica asumir una profundidad inicial, calcular el nivel de deformación en cada material mediante compatibilidad de deformaciones, calcular el nivel de esfuerzo asociado a la deformación en cada material y verificar el equilibrio de las fuerzas internas.

Si las fuerzas internas resultantes no se equilibran, se cambia la profundidad del eje neutro y se repite el procedimiento hasta que estas se igualen.

Para indicar claramente el proceso que se debe seguir, a continuación se indica paso a paso las ecuaciones hasta llegar a obtener las fuerzas internas.

### Paso 1

Asumir una posición inicial del eje neutro  $c$ ; una buena aproximación es empezar con el valor de  $c$  calculado anteriormente para sección fisurada. Varios investigadores también recomiendan un valor de  $c$  entre  $0.15d$  y  $0.2d$ , donde  $d$  es la altura efectiva. Cualquiera sea el valor inicial debe ser ajustado durante el cálculo.

### Paso 2

Calcular las deformaciones en la fibra superior del concreto para los dos modos de falla que son; falla por aplastamiento del hormigón en compresión o falla del FRP por delaminación o rotura.



- Aplastamiento del concreto

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

Se toma la máxima deformación utilizable del hormigón a compresión

- Falla del FRP

$$\varepsilon_{cu} = \frac{(\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \cdot c}{h - c}$$

La menor de las dos deformaciones consideradas, es la que se utiliza para el cálculo de deformaciones en estado último de los demás materiales y por lo tanto es la que define cuál es el modo de falla que gobierna.

### Paso 3

Determinar las deformaciones unitarias en estado último para el resto de materiales en base a la deformación de la fibra superior del concreto  $\varepsilon_{cu}$ .

- Acero a compresión

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d'}{c}$$

- Acero a tracción

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - c}{c}$$

- FRP

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{h - c}{c} - \varepsilon_{bi}$$

### Paso 4

Calcular los esfuerzos en condiciones últimas para cada material en base a las deformaciones últimas.

Si se trabaja en el rango lineal de la curva tensión deformación del acero se dice que:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{fy}{Es}$$

Donde

$\varepsilon_{sy}$  = deformación del acero correspondiente al punto de fluencia

$fy$  = esfuerzo de fluencia del acero

$Es$  = módulo de elasticidad del acero

- Acero a compresión

Si la deformación última en el acero a compresión es mayor que la deformación de fluencia, el esfuerzo en condiciones últimas es directamente el valor de  $fy$ , esfuerzo de fluencia del acero.

$$f_s' = fy, \text{ si } \varepsilon_s' \geq \varepsilon_{sy}$$

Pero si la deformación última del acero a compresión es menor que la de fluencia el esfuerzo generado es:

$$f_s' = Es \cdot \varepsilon_s' \text{ si } \varepsilon_s' < \varepsilon_{sy}$$

- Acero a tracción

Para el acero a tracción se cumplen las mismas condiciones que en compresión por lo que se indican únicamente las ecuaciones.

$$f_s = fy, \text{ si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy}$$

$$f_s = Es \cdot \varepsilon_s \text{ si } \varepsilon_s < \varepsilon_{sy}$$

- FRP

La lámina de carbono por tener un comportamiento netamente elástico se la considera como lineal-elástica hasta la rotura, entonces el esfuerzo en cualquier momento será:

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

### Paso 5

Calcular los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  del bloque de esfuerzos equivalentes del concreto que se indican en la figura 3.14.

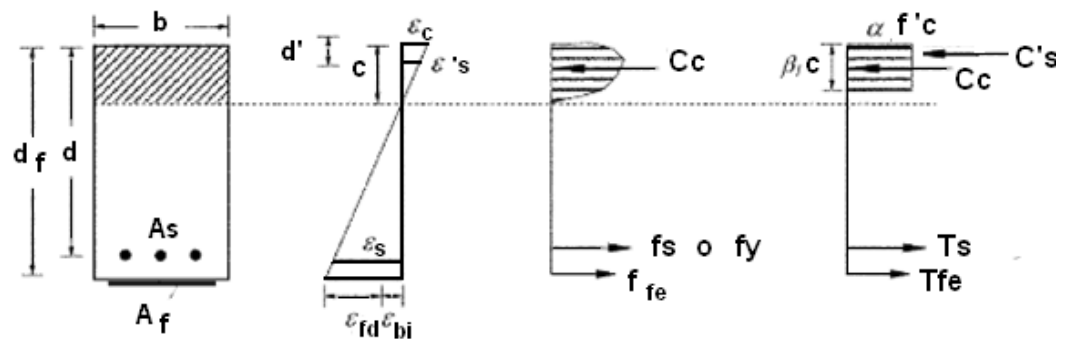


Figura 3.14 Bloque de esfuerzos y deformaciones del hormigón armado

Los valores que recomienda el ACI 318 para secciones rectangulares son:

$$\alpha = 0.85$$

$\beta = 0.85$  para hormigones con resistencia  $\leq 280 \text{ Kg/cm}^2$  y disminuye en 0.05 por cada  $70 \text{ kg/cm}^2$  que se incremente la resistencia del hormigón  $f'_c$ .

*Nota:* Si se quiere hacer un cálculo muy refinado, o para otro tipo de sección, se puede consultar las ecuaciones correspondientes en las guías de diseño.

### Paso 6

Calcular las resultantes de fuerzas internas en la sección.

- Fuerza de compresión en el concreto

$$C_c = \beta \cdot c \cdot \alpha \cdot f'_c \cdot b$$

- Fuerza de compresión en el acero

$$C'_s = f_s' \cdot A_s'$$

- Fuerza de tracción en el acero

$$T_s = f_s \cdot A_s$$

- Fuerza de tracción en el FRP

$$T_{fe} = f_{fe} \cdot A_f$$

### Paso 7

Chequear el equilibrio, la fuerza resultante debe ser nula.

$$C_c + C'_s - T_s - T_{fe} = 0$$

De no cumplirse esta última condición se regresa al paso 1 para modificar la profundidad del eje neutro y se desarrolla nuevamente todo el proceso hasta conseguir el equilibrio en el paso 7.

Debido a que es un proceso iterativo no complicado pero quizás muy largo como para hacerlo a mano, se recurre a la ayuda de los ordenadores que aproximan y devuelven rápidamente el valor final del

eje neutro que equilibra las fuerzas internas de tracción y compresión en el elemento.

### 3.7.3. Cálculo de la capacidad a flexión en condiciones últimas

Una vez que se obtiene la profundidad del eje neutro real que satisface el equilibrio de fuerzas internas y la compatibilidad de deformaciones, el nuevo momento último que resiste la sección reforzada con FRP se calcula mediante la siguiente ecuación que no es más que la suma de los momentos resistentes del acero a tracción y compresión, y el FRP.

$$\phi Mn = \phi (M_{ns} + M_{ns'} + \psi_f \cdot M_{nf})$$

$$\phi Mn = \phi \left[ A_s \cdot f_s \cdot \left( d - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) + A_s' \cdot f_s' \cdot \left( \frac{\beta \cdot c}{2} - d' \right) + \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left( h - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) \right]$$

Todas las variables empleadas en la ecuación anterior ya se encuentran definidas anteriormente, solo falta indicar los valores de los coeficientes de reducción  $\phi$  y  $\psi_f$

El factor de reducción adicional  $\psi_f$  que se aplica a la contribución del refuerzo FRP, está basado en las propiedades de la resistencia a la flexión, calibradas experimentalmente mediante estadística, se recomienda un valor de 0.85

Al reforzar elementos estructurales con FRP adherido externamente, se reduce la ductilidad de las secciones, muchas veces de manera insignificante, pero cuando es muy baja se debe compensar con una alta reserva de resistencia que se logra a través de un factor de reducción de resistencia a flexión  $\phi$ , el cual se determina según el nivel de deformación del acero en estado último.

$$\phi = \begin{cases} 0.9 \text{ para } \varepsilon_s \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} \text{ para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005 \\ 0.65 \text{ para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

$\varepsilon_s$  = deformación del acero en estado último

$\varepsilon_{sy}$  = deformación del acero correspondiente a la fluencia

Esta ecuación establece un factor de reducción de 0.9 para secciones dúctiles, 0.65 para secciones frágiles y proporciona una transición lineal entre estos dos extremos.

#### 3.7.4. Longitud de desarrollo

Muchas pruebas de laboratorio muestran que los elementos reforzados a flexión con Sika CarboDur, fallan por despegue de la lámina en zonas cercanas al final del refuerzo, por lo que es necesario tener una cierta longitud de adherencia para asegurar que la lámina no se despegue.

La longitud de anclaje debe exceder el valor dado por la siguiente expresión:

$$l_{df} = \sqrt{\frac{n \cdot E_t \cdot t_f}{\sqrt{f'c}}}$$

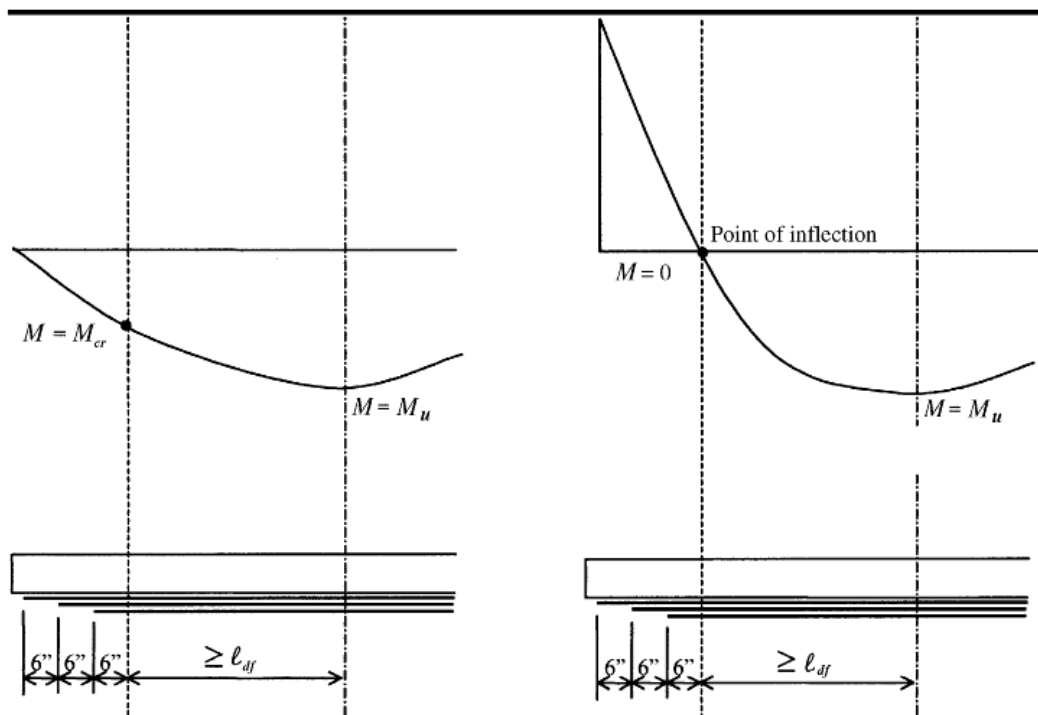


Figura 3.15 Longitud de anclaje

Para vigas continuas, el Sika CarboDur debe terminar en el punto de inflexión donde los esfuerzos son mínimos y para vigas simplemente apoyadas, las platinas y tejidos Sika CarboDur deben extenderse a lo largo de toda la luz para terminar tan cerca de los apoyos como sea posible.

### 3.8. FLEXIÓN EN LOSAS

Los FRP son sistemas efectivos en cuanto a costos para la rehabilitación de pisos y cubiertas de concreto o para corregir los errores en diseños o de construcción que ocasionan deformaciones excesivas y hundimientos en la losa.

Debido a que la capacidad de momento de la losa o cubierta es el resultado de fuerzas de tensión y compresión, los FRP son aplicados en el lado sometido a tensión para incrementar su resistencia. En la mayoría de los casos, la cubierta o losa tiene suficiente resistencia a la compresión y no requiere de un refuerzo, pero de cualquier manera, si es necesario, el FRP también se puede adherir al lado sometido a compresión.

En la figura 3.16 se observa la ubicación del FRP, la cual depende de los momentos; para momento positivo las bandas rojas van por la parte inferior, mientras que para momento negativo las bandas verdes van colocadas por la parte de arriba de la losa.

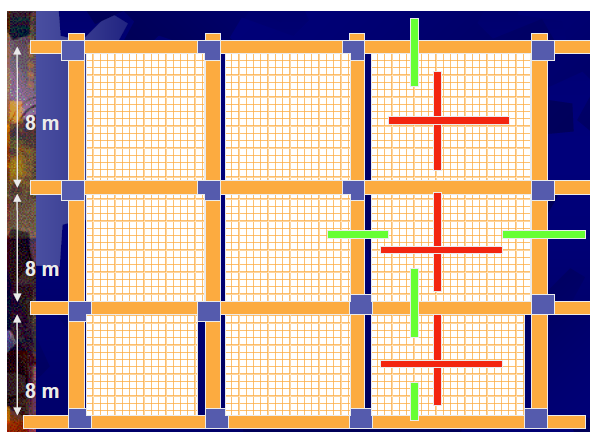


Figura 3.16 Refuerzos para momento positivo y negativo en una losa



El diseño del refuerzo se realiza de manera similar al de las vigas, consiste en determinar las cargas actuantes y distribuirlas para cada nervio. Una vez establecida esta carga, se realiza el análisis estructural el cual considera a cada nervio como una viga apoyada cuya altura es la altura de la losa y su base el ancho del nervio.

Estos resultados se comparan con la capacidad resistente de cada nervio, con esto se define en qué zonas colocar el FRP para reforzar la losa, además es recomendable, si existen fisuras, también colocar fibra de carbono sobre ellas para evitar que continúe el agrietamiento, previo sellado de las mismas con formulación epóxica.

Entre las ventajas para el reforzamiento de losas mediante el uso de Fibras Reforzadas con Polímeros (FRP) se encuentran las siguientes:

- Incremento de la resistencia a la flexión para las regiones de momento positivo y negativo en la losa
- Incremento en la rigidez de la losa y reducción de las deformaciones por cargas de servicio
- Reducción en la aparición de grandes grietas para lograr una mayor durabilidad
- El cubrir una fracción de la superficie de la losa con FRP es suficiente para reforzar la losa por completo ya que trabaja como una malla donde se redistribuyen los esfuerzos
- La altura libre del elemento no se ve afectada por la aplicación del FRP (por ejemplo, Estacionamientos)

- El costo por el reforzamiento con FRP es mucho menor comparado con métodos convencionales.<sup>13</sup>



Figura 3.17 Colocación de refuerzo FRP en losa

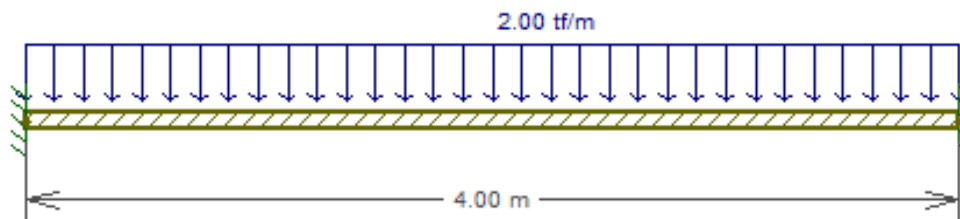
En el capítulo 7 de esta tesis se amplía mucho más el cálculo del refuerzo a flexión para losas con FRP mediante un ejemplo donde se explica detalladamente el procedimiento de diseño.

### **3.9. APLICACIÓN AL REFORZAMIENTO DE UNA VIGA**

Se desea reforzar una viga empotrada que soporta una carga distribuida de  $2T/m$  y que por motivos de cambio de uso su carga aumenta a  $3T/m$ , tiene  $4m$  de largo, con una sección de  $20cm$  de base por  $30cm$  de altura y recubrimiento de  $6\text{ cm}$ . El hormigón utilizado tiene una resistencia a la compresión de  $210\text{ kg/cm}^2$ , el acero un límite de fluencia de  $4200\text{ kg/cm}^2$ , en la figura siguiente se muestra el esquema de la viga.

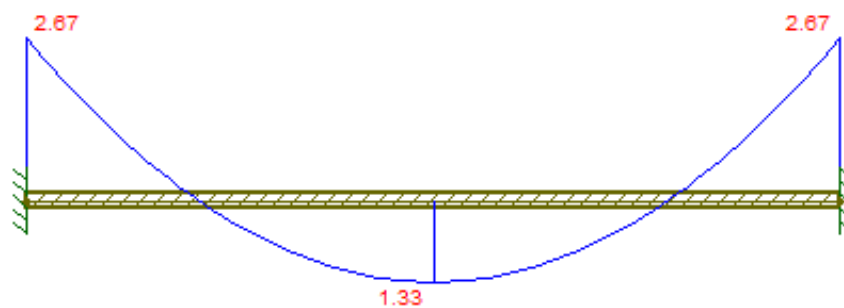
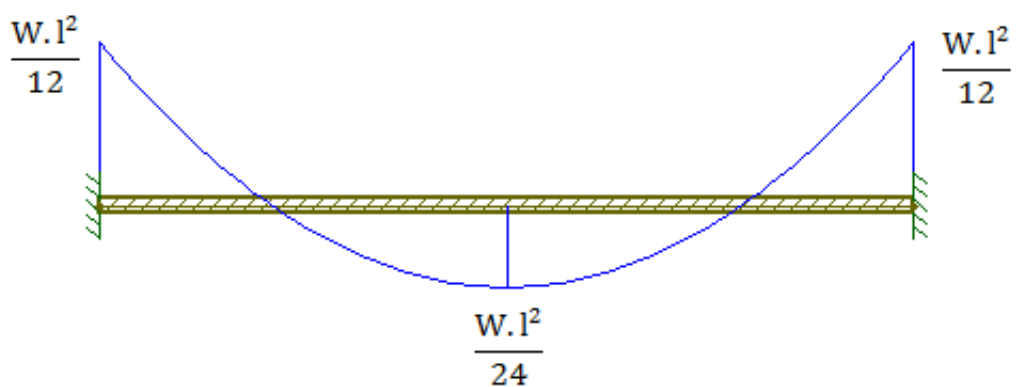
---

<sup>13</sup> Paulo Helene, Fernanda Pereira, Rehabilitación y Mantenimiento de Estructuras de Concreto, 2007



### SOLUCIÓN

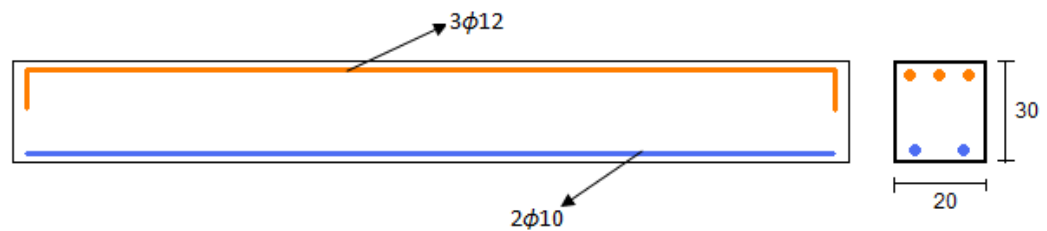
Lo primero es determinar el diagrama de momentos de la viga, con esos resultados se calcula la armadura de refuerzo longitudinal que debe tener.



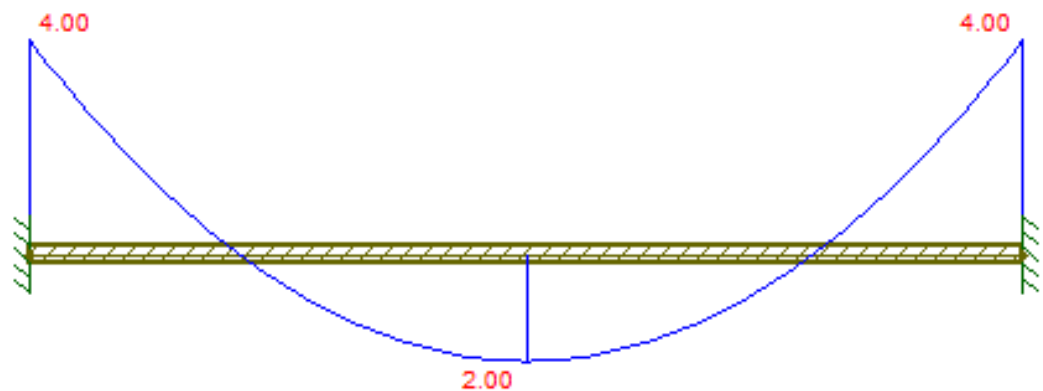
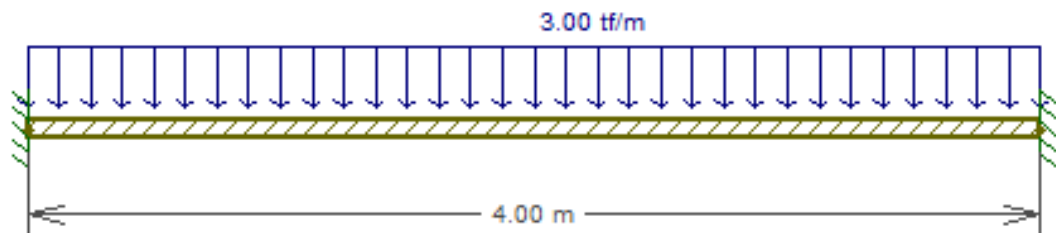
$$A_s = \frac{0.85f'c \cdot b \cdot d}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Mu (T.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	armadura
2.67	3.19	1.60	3φ12
1.33	1.52	1.60	2φ10



Cuando la carga distribuida sobre la viga aumenta a 3T/m, los momentos aumentan y la armadura anteriormente calculada es insuficiente para resistir a flexión por lo que se realiza el refuerzo con platinas de FRP.



Con los datos indicados antes, la capacidad a flexión de la viga en el centro de luz es 1.52Tm. Este es el valor  $M_i$ , de acuerdo a la nomenclatura presentada. El momento de agrietamiento  $M_{cr} = 0.9050$  Tm. Por lo que la sección está inicialmente fisurada, la profundidad del eje neutro y momento de inercia son:

$$c_{a_{cr}} = d \cdot (\sqrt{(\rho \cdot n_s)^2 + 2 \cdot \rho \cdot n_s} - \rho \cdot n_s) = 5.7904 \text{ cm.}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot c_{a_{cr}}^3 + n_s \cdot A_s \cdot (d - c_{a_{cr}})^2 = 7399.8 \text{ cm}^4.$$

El módulo de elasticidad del hormigón se calcula con  $E_c = 12000 \sqrt{f'_c}$ , en kg/cm<sup>2</sup>. La deformación inicial antes de colocar la platina S 512 es:

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_i(h - c)}{E_c \cdot I} = 0.0029$$

La deformación y esfuerzo últimos de la platina S 512, son:  $\varepsilon_{fu}^* = 0.018$ ;  $f_{fu}^* = 28000 \text{ kg/cm}^2$  El coeficiente de modificación por condiciones ambientales  $CE = 0.95$ , debido a que el reforzamiento se supone para una viga interior.

$$\varepsilon_{fu} = CE \cdot \varepsilon_{fu}^* = 0.017$$

$$f_{fu} = CE \cdot f_{fu}^* = 26600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La deformación última efectiva de las platinas S 512 se halla de la siguiente manera:

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

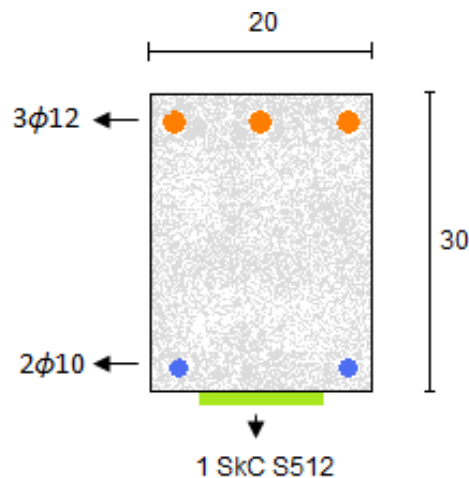
El valor de  $\varepsilon_{fd} = 0.0042$ . Se recuerda que  $n$ , es el número de capas de FRP, en este caso  $n = 1$ . El valor de  $\varepsilon_{fd}$  sirve para chequear cuál es el modo de falla. En este ejercicio la falla se presenta en el FRP. Se obtuvo convergencia luego de 23 iteraciones y estos son algunos de los resultados hallados.

$$\varepsilon_{cu} = 0.0009 \quad \varepsilon_s = 0.0055 \quad \phi = 0.9$$

$$f_s = 4200 \frac{kg}{cm^2} \quad c = 3.5506 \text{ cm.} \quad f_f = 6967 \frac{kg}{cm^2}$$

La resultante de la fuerza a compresión del hormigón vale  $C_c = 10.774 \text{ T}$ . Por otra parte la suma de las fuerzas a tracción es  $10.774 \text{ T}$ ., de ésta cantidad la platina S 512 lleva  $4.18 \text{ T}$ .

El aporte de momento de la platina S 512 es  $M_f = 1.0123 \text{ Tm}$ ., y el aporte del acero es  $M_s = 1.4831 \text{ Tm}$ . Por lo tanto el momento nominal  $M_n = 2.4954 \text{ Tm}$ . Finalmente, la capacidad a momento último es  $M_u = 0.9 * 2.4954 = 2.2459 \text{ Tm}$ ., cantidad que es mayor al momento último requerido.



## CAPITULO IV

### 4. CORTE

#### 4.1. INTRODUCCIÓN

Se sabe muy bien que la capacidad a cortante de una viga de hormigón armado sin otro tipo de 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 es muy grande, la traba del agregado se pierde, lo cual reduce significativamente la capacidad a cortante del elemento.

El comportamiento a cortante de elementos de hormigón armado se mejora mediante láminas y tejidos FRP adheridos externamente. La reparación con esta técnica restaura la rigidez e incrementa la resistencia de elementos dañados o propensos a sufrir daños a causa de un incremento de cargas. La contribución del FRP a la resistencia a cortante depende del nivel de deformación de la lámina y a su vez esta deformación depende de las condiciones de adherencia entre el hormigón y el refuerzo, de la rigidez y su módulo de elasticidad y también del armado interno del elemento, ya que el refuerzo es menos efectivo cuando el elemento está fuertemente reforzado con estribos de acero.

Un elemento de hormigón armado que se refuerza con Sika CarboDur o tejidos de fibra de carbono, es un compuesto conformado por la interacción de tres materiales; hormigón, acero y FRP, cada uno con diferentes propiedades y fiabilidad, por lo que es necesario establecer filosofías de diseño para resolver dicha interacción.

La falla del refuerzo ocurre por despegue debido a dificultades de la interfase adhesivo-hormigón o por rotura a tracción del refuerzo. La rotura ocurre a un nivel de carga menor que la teórica debido a la concentración de tensiones en dicho plano de falla. Que ocurra primero el despegue o la rotura de las fibras, depende de las condiciones de adherencia, la longitud del anclaje, el espesor del refuerzo y otros factores. En muchos casos, el mecanismo de falla consiste en una combinación de ambos fenómenos; despegue del refuerzo en unas zonas y rotura en otras, por lo que se debe establecer una adecuada longitud de adherencia o incluso pensar en sistemas de anclaje.

En el presente capítulo se muestra una guía de diseño del refuerzo a cortante para vigas y columnas total o parcialmente envueltas que se basa principalmente en factores como la geometría de la sección, esquema de envoltura, resistencia del concreto, etc.

#### **4.2. ESQUEMA TÍPICO DE REFUERZO A CORTANTE USANDO FRP**

Para incrementar la resistencia a cortante se tiene tres tipos de esquemas de refuerzo que se describen a continuación:



- a) Envoltura completa del elemento; generalmente se utiliza para columnas y pilas de puentes en donde se tiene toda la geometría descubierta.
- b) Envoltura en U o en tres caras del elemento; se utiliza principalmente en vigas y nervios de losas.
- c) Adherencia en dos caras; se usa en vigas que no requieren un alto nivel de refuerzo.

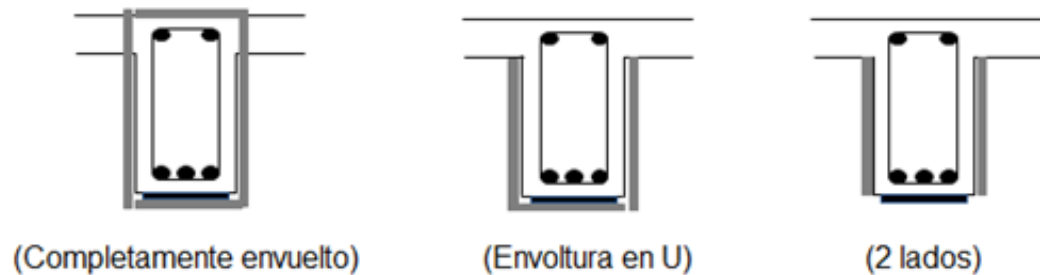


Figura 4.1 Esquemas de envoltura

Para todos los esquemas de envoltura del FRP se tiene dos posibilidades; colocar continuamente para cubrir todo el elemento o colocar en tiras separadas a una distancia adecuada.

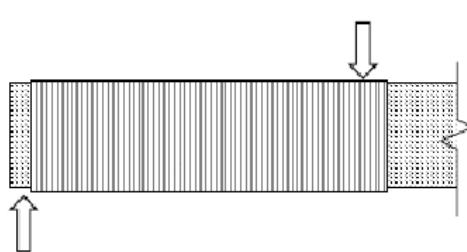


Figura 4.3 Envoltura continua

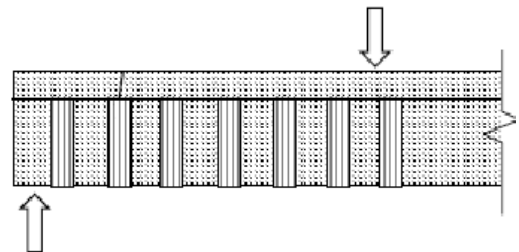


Figura 4.2 Envoltura en franjas

Para el refuerzo a cortante de vigas de hormigón armado con sección T, el material debe envolver el nervio de la viga hasta llegar al ala. Deniaud y Cheng realizaron ensayos donde se extiende el refuerzo hasta la zona inferior del ala, concluyen que los elementos tienen una secuencia de despegue que empieza en la esquina que forman ala y nervio, debido a que la línea de adhesión es mínima en ésta zona.<sup>14</sup>

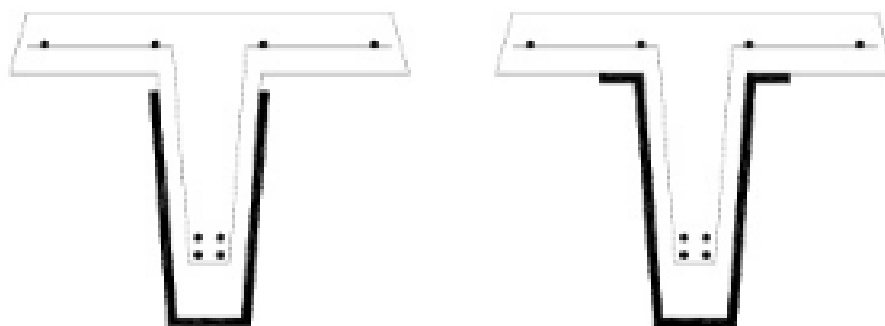


Figura 4.4 Refuerzo en vigas T

Las platinas FRP son una combinación de fibras de carbono y una matriz de resina epóxica, tienen en dirección de la fibra una resistencia y rigidez muy altas, así como un comportamiento excepcional a la fatiga, mejor que la del acero y además su densidad es muy baja. Las fibras están colocadas en la dirección de la sollicitación, de esta forma la lámina tiene una estructura unidireccional.

Las láminas adheridas a 45 grados tienen una capacidad de carga ligeramente mayor y su deflexión antes de la falla aumenta

<sup>14</sup> <http://es.scribd.com/doc/55027144/Proyecto-Estructura-de-Hormigon-Reforzado-Con-Fibra-de-Carbono>

considerablemente con un pequeño incremento de carga, su falla es mucho más dúctil que con las láminas de FRP adheridas verticalmente.

Es importante indicar que el refuerzo a cortante de vigas de hormigón armado con polímeros reforzados con fibras es efectivo cuando las fibras están orientadas de tal modo que resulten perpendiculares a las grietas formadas. Cuando fibras y grietas son paralelas, el refuerzo no es efectivo.

De la geometría de instalación del refuerzo depende el cálculo de la deformación efectiva que es el paso más importante del reforzamiento a cortante.

#### **4.3. ENSAYOS A CORTE DE VIGAS CON FRP**

Entre el año 1999 al 2000, el EMPA desarrolla un programa de ensayos con tejidos SikaWrap y platinas Sika Carbodur. El objetivo es establecer con ensayos a escala real la conveniencia de estos materiales en reforzamientos a cortante para establecer una propuesta de diseño.

Tres vigas idénticas se refuerzan, una con platinas carboshear, el espécimen T3, y dos con tejido SikaWrap Hex-230C correspondientes a los especímenes T4 y T5, ambos sistemas adheridos con resina de impregnación Sikadur-30.

**Viga T3**

Antes del ensayo



Después del ensayo a la falla

Figura 4.5 Ensayos de Sika CarboDur en el EMPA

En la viga T3 las platinas de fibra de carbono son colocadas verticalmente con una separación de 30cm, las fisuras se presentan en la zona comprendida entre las platinas.

Para la viga T4 se coloca el tejido verticalmente mientras que para la viga T5 el tejido se coloca inclinado a 45°.

**Viga T4**

Lista para ensayo



Después del ensayo a la falla

**Viga T5**

Lista para ensayo



Después del ensayo a la falla

Figura 4.6 Ensayos de SikaWrap en el EMPA

Los modos de falla que se observan en los ensayos de vigas reforzadas a corte incluyen rotura del FRP, falla por corte sin rotura del refuerzo y falla por corte debida al despegue del FRP.

El primer tipo de falla ocurre muy a menudo con una fisura de corte por tracción diagonal. La rotura del FRP se propaga a lo largo de la fisura diagonal de corte en el hormigón lo que provoca la falla total de la viga de manera frágil.

La falla por corte sin rotura del FRP es esencialmente la misma que la anterior, excepto que el FRP no se rompe y puede aún soportar una carga significativa luego de la falla del hormigón.

En el caso de la falla por corte debido al despegue del FRP, una vez que este comienza a despegarse, la viga falla rápidamente. Las vigas que se rompen de esta manera tienen muy poca ductilidad.

Para los tres ensayos se determina la curva deflexión en el centro de la luz vs carga de falla; como se puede observar, la viga T3 reforzada con platinas es la que presenta un mejor comportamiento ya que cuando alcanza su máximo nivel de carga sigue deformándose, lo cual indica una falla de tipo dúctil a diferencia de la viga T4 reforzada con tejido verticalmente que a pesar de que soporta la misma carga, la falla es inmediata, por lo que es una falla frágil nada buena para la sección, y por último la viga T5 que tiene mayor ductilidad pero no alcanza el mismo nivel de carga que las anteriores.

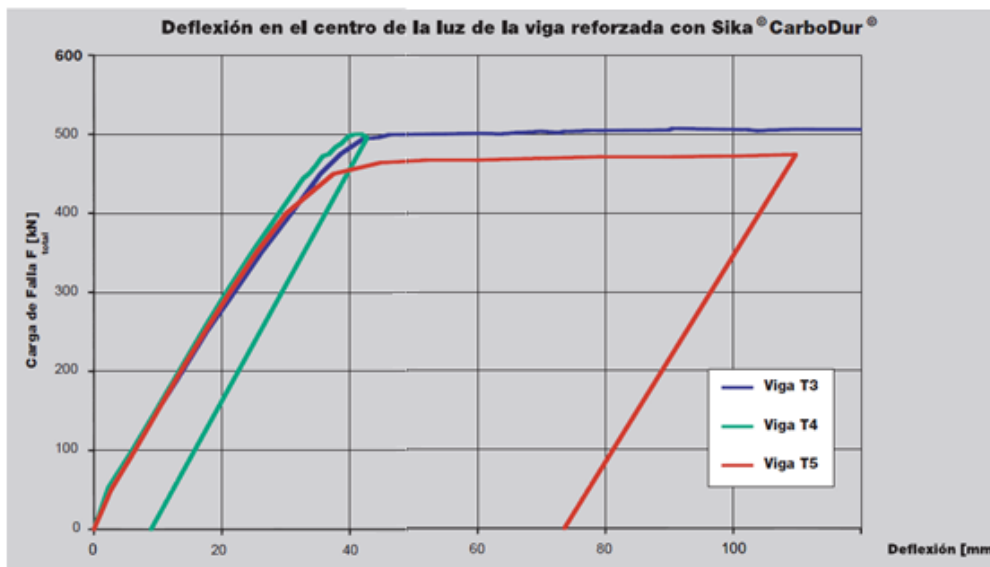


Figura 4.7 Diagrama Carga-Deflexión

Otros ensayos muy interesantes se realizan en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Salta en Argentina, se ensayan vigas reforzadas a flexión y cortante con platinas de FRP Sika CarboDur S512 y se comparan los resultados obtenidos de la misma viga sin refuerzo.

Se construyen vigas con las siguientes dimensiones y con las armaduras mostradas en la figura 4.8.<sup>15</sup>

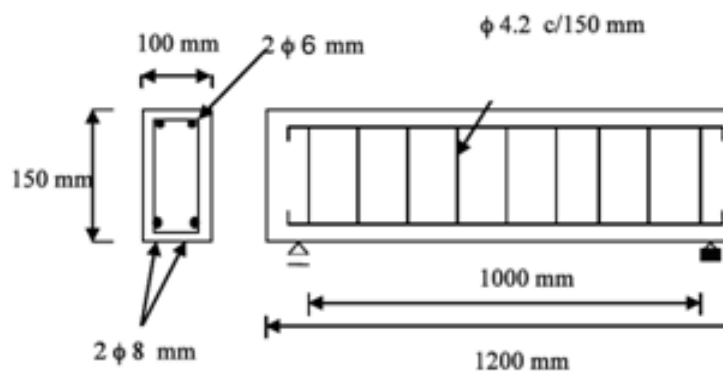


Figura 4.8 Detalla de viga de hormigón

<sup>15</sup> Refuerzo y Rehabilitación de Estructuras, CINPAR 2010, Córdoba-Argentina

Luego de ensayar la viga y de que ésta presenta fisuras ya que se la lleva hasta la rotura, se procede a reforzarla a cortante mediante bandas de fibra de carbono cada 20cm, además se puso platinas en la cara inferior traccionada como refuerzo a flexión y sin rellenar las fisuras se la ensaya nuevamente.

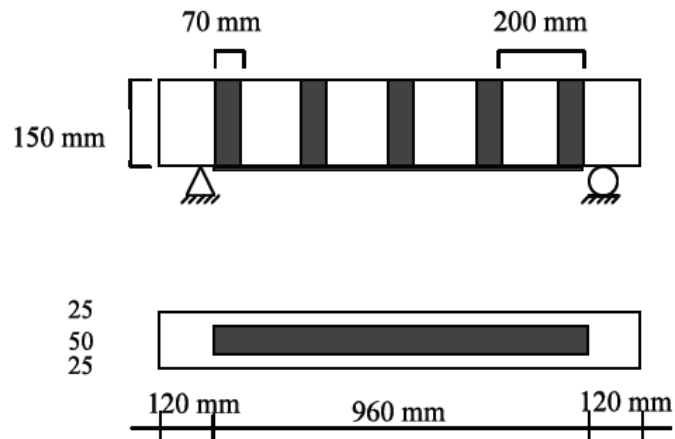


Figura 4.9 Detalle de refuerzo a corte con FRP

En la figura 4.10 se pueden ver las curvas carga-desplazamiento de la viga llevada a la rotura y de la misma viga reparada con FRP.

El punto I de la viga sin refuerzo indica la aparición de las primeras fisuras y el punto II el inicio del período plástico y la formación de nuevas fisuras que comienzan a crecer a partir del punto III hasta que se produce la rotura.

En el punto IV de la gráfica, que corresponde a la viga reparada se comienzan a profundizar las fisuras existentes y aparecen nuevas fisuras hasta llegar nuevamente a la rotura.

La falla es frágil y repentina, se produce por despegue del refuerzo a flexión, inducido por las fisuras de corte.

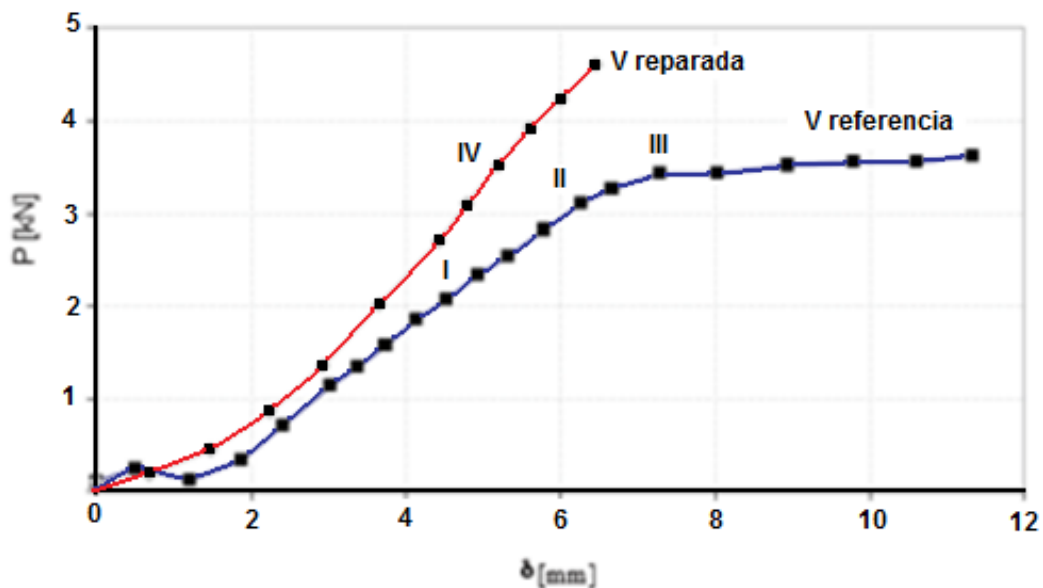


Figura 4.10 Curva carga-desplazamiento de viga de H.A. dañada y luego reparada con FRP

La curva de la viga reparada muestra una rigidez mayor que la viga sin refuerzo y alcanza un valor de carga última 27% superior; sin embargo, presenta un tipo de rotura frágil y un desplazamiento máximo, 43% inferior al obtenido en la viga sin refuerzo.

#### 4.4. RESISTENCIA A CORTE DEL HORMIGÓN Y ACERO

Las vigas de hormigón armado presentan 2 mecanismos para resistir a las fuerzas cortantes:

- Resistencia pura del hormigón
- Resistencia del acero transversal o diagonal



Como consecuencia, la capacidad resistente a cortante viene dada por la siguiente expresión:

$$V_u = \phi(V_c + V_s)$$

Donde  $V_c$  es la resistencia a cortante del hormigón,  $V_s$  es la resistencia a cortante del acero de refuerzo y  $\phi$  el coeficiente de reducción de capacidad a cortante que vale 0.85

El esfuerzo mínimo resistente a corte del hormigón se calcula mediante la siguiente expresión básica, que por su forma guarda una relación directa con la resistencia a la tracción del hormigón.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b \cdot d$$

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del hormigón

$b$  = base

$d$  = altura efectiva

La parte del cortante que no puede ser absorbida por el hormigón debe ser resistida por la armadura transversal. La ecuación que describe a la magnitud de la fuerza absorbida por el acero transversal, bajo la suposición de que el acero ha entrado en fluencia es:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$A_v$  = Área de las ramas del estribo

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$d$  = altura efectiva

$s$  = espaciamiento de los estribos

#### **4.5. DISEÑO A CORTE CON FRP**

El diseño a cortante con láminas de FRP utiliza los mismos principios del hormigón armado convencional, es decir, suponer que las secciones planas permanecen planas antes y después de colocar las cargas, aunque los ensayos realizados en vigas reforzadas sometidas a esfuerzos cortantes muestran que, una vez que se alcanza un nivel de carga, las secciones planas no permanecen planas. Sin embargo, esta hipótesis es válida ya que, según esta investigación, el refuerzo retrasa el comportamiento como secciones no planas hasta niveles de carga próximos al nivel de carga último.

Un mecanismo de falla es cuando se llega a un nivel de carga tal que existan grietas, el refuerzo se despegue en la zona próxima a las grietas. Si el cortante sigue en aumento, el tejido que aún permanece adherido es incapaz de soportar la carga y se separa. Una vez que una gran parte se desune, la falla puede ser por un despegue total, o una rotura del refuerzo ya que se combe y se comporta como una cáscara delgada que se fractura por el incremento de volumen que experimenta el hormigón y por el deslizamiento que se produce entre el tejido y el hormigón cuando los niveles de carga son próximos al nivel de carga último.

En vigas de gran altura, cuando el tejido se despega, éste se comba con mayor facilidad.

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

La falla a compresión diagonal se evita al limitar el máximo esfuerzo a cortante en el hormigón.

La falla a tensión diagonal se evita cuando la fuerza a cortante de diseño es menor que la resistencia a cortante de la sección existente que se evalúa si se conoce la resistencia a cortante del hormigón y la resistencia a cortante provista por el acero de refuerzo.

Si la fuerza a cortante de diseño supera las resistencias combinadas a cortante del hormigón y del acero de refuerzo, se necesita refuerzo adicional FRP a cortante.

El método de cálculo y las ecuaciones necesarias son parte de la norma ACI 440.2R-08, que es la norma que proporciona recomendaciones para el proceso de diseño. Según lo que se menciona, la expresión para calcular la resistencia última a corte de un elemento de hormigón armado con fibra de carbono es:

$$V_u = \phi(V_c + V_s + \psi V_f)$$

Siendo  $V_c$ ,  $V_s$  y  $V_f$  las resistencias a cortante del hormigón, acero y FRP respectivamente, y  $\psi$  un coeficiente de reducción de tensiones que

depende del tipo de esquema de refuerzo adoptado. Este coeficiente es 0.9 cuando se encamisa totalmente al elemento y 0.85 para refuerzo en U y aplicaciones en dos caras del elemento.

#### **4.5.1. Nivel de deformación efectiva en el FRP a cortante**

La deformación efectiva es la máxima que alcanza el FRP en la etapa de carga última y depende principalmente del tipo de envoltura adoptado.

##### Elementos con envoltura completa:

Según los estudios y pruebas de laboratorio realizadas en vigas y columnas se recomienda una deformación máxima de 0.004 para el FRP en el cálculo a cortante en elementos completamente envueltos, ya que el hecho de estar confinados les permite alcanzar una deformación y esfuerzos mayores que los otros esquemas de refuerzo convencionales con placas de acero y recercados de hormigón.

El refuerzo produce un efecto de confinamiento en el hormigón que le permite alcanzar deformaciones mayores que su deformación última. En los ensayos de Chaallal, Shahawy y Hassan, tras la falla el hormigón queda prácticamente pulverizado debido al confinamiento.<sup>16</sup>

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

---

<sup>16</sup> <http://www.carbonconcrete.es/HTLM/es/Diseno%20de%20Refuerzos.html>

Elementos con envoltura en U y a dos caras:<sup>17</sup>

Debido a concentraciones de esfuerzos en las esquinas y pérdidas de adherencia por delaminación en los extremos libres del refuerzo, la falla del sistema FRP puede ocurrir a deformaciones muy por debajo del valor último de 0.004 por lo que se utiliza un coeficiente de reducción de adherencia  $k_v$  el cual depende de varios parámetros como se indica.

$$\varepsilon_{fe} = k_v \cdot \varepsilon_{fu} \leq 0.004$$

$$k_v = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot Le}{11900 \cdot \varepsilon_{fu}} \leq 0.75$$

Donde

$k_1$  y  $k_2$ : coeficientes que dependen de la resistencia del hormigón y el tipo de envoltura respectivamente.

$Le$ : longitud efectiva de adherencia.

$\varepsilon_{fu}$ : deformación última afectada por CE

$df$ : altura efectiva del refuerzo a cortante

$$k_1 = \left( \frac{f'c}{27} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{df - Le}{df}, & \text{para envoltura en U} \\ \frac{df - 2 \cdot Le}{df}, & \text{para envoltura 2 caras} \end{cases}$$

---

<sup>17</sup> Utilizar unidades del Sistema Internacional de Medidas

$$Le = \frac{23300}{(n \cdot t_f \cdot E_f)^{0.58}}$$

#### 4.5.2. Contribución del FRP a la fuerza cortante

La contribución del refuerzo a la resistencia a cortante depende de la deformación efectiva del tejido de fibras. Dicha deformación está en función de las condiciones de adherencia entre el hormigón y el refuerzo, de la rigidez del refuerzo y del armado interno. Es de esperar, en refuerzos llevados a cabo con materiales de mayor rigidez, una deformación efectiva menor y un modo de falla controlado por el despegue del refuerzo y no por la rotura a tracción de las fibras. Por otra parte, en los materiales de módulo elástico bajo, como la fibra de vidrio, se necesitan grandes deformaciones para que se aproveche su resistencia total. En las situaciones prácticas la falla ocurre antes de alcanzar estos niveles de deformaciones. Para materiales como la fibra de carbono, los niveles de deformaciones que deben alcanzar para usar la resistencia total del material son menores.

El aporte de la resistencia a corte del FRP,  $V_f$ , se determina con la siguiente expresión que se basa en un patrón de agrietamiento con fisuras a cortante inclinadas a  $45^\circ$  respecto al eje longitudinal del elemento y el esfuerzo efectivo en la lámina de carbono.

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \cdot df}{sf}$$

$A_{fv}$  = área del refuerzo FRP

$f_{fe}$  = esfuerzo efectivo

$d_f$  = altura efectiva

$s_f$  = separación entre centros de bandas de FRP

$\alpha$  = ángulo entre el FRP y el eje longitudinal del elemento

De la misma forma que en los estribos se toma el área de la varilla por el número de ramas aquí el área del refuerzo es dos veces el área de la lámina de carbono.

$$A_{fv} = 2 \cdot n \cdot t_f \cdot w_f$$

$n$  = número de capas de refuerzo

$t_f$  = espesor del CFRP

$w_f$  = ancho del refuerzo

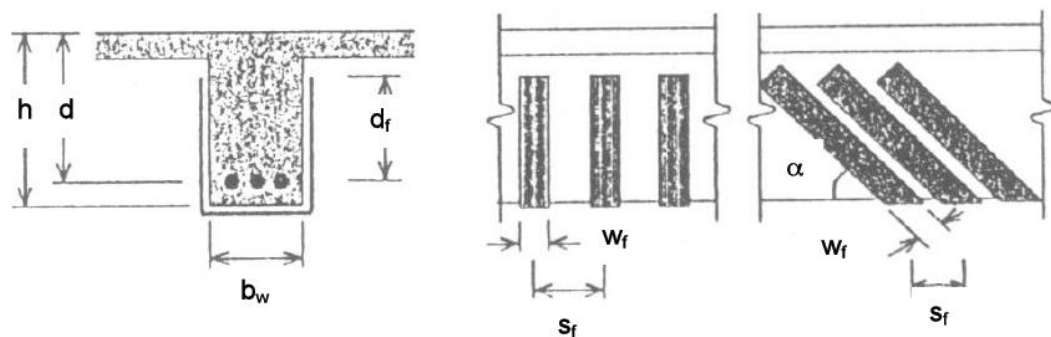


Figura 4.11 Geometría del refuerzo a cortante

El esfuerzo efectivo de diseño es determinado a partir del módulo de elasticidad y la deformación efectiva.

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

La contribución de las láminas de FRP al esfuerzo cortante es casi lineal con el producto del módulo elástico por la deformación de las fibras.

#### **4.5.3. Cortante último de la sección reforzada**

Finalmente hay que determinar la capacidad última del elemento con refuerzo a cortante con FRP. El valor de  $\phi$  es 0.75 según la norma ACI 318.

$$V_u = \phi(V_c + V_s + \psi V_f)$$

El análisis para definir si el diseño es correcto, consiste en comparar el cortante último actuante con el cortante último que se calcula; si el primero es menor entonces el refuerzo es adecuado pero si sucede lo contrario se debe rediseñar analizando varias alternativas de solución que dependen del calculista.

Según los distintos investigadores, existe una combinación óptima de estribos y polímeros reforzados con fibras que produce el incremento máximo en la ductilidad.

Como se menciona al inicio, este diseño es válido tanto para vigas como para columnas.



#### 4.6. RECOMENDACIONES ESPECIALES EN EL DISEÑO A CORTANTE

En esta sección se ofrece algunas recomendaciones importantes a la hora de diseñar un refuerzo a cortante con FRP. Como ya se conoce, la eficacia de dicho refuerzo depende de la geometría de la estructura, la resistencia y la calidad del sustrato de hormigón y los niveles de carga que son soportados por las láminas de FRP de tal manera que muchas fallas se pueden evitar al seguir las siguientes pautas generales:

- Debido a que los FRP sólo tienen alta resistencia en la dirección de las fibras, las mismas deben ser orientadas en las direcciones que controlen mejor las fisuras de corte, preferiblemente perpendiculares a las fisuras para que queden cocidas. Además hay que tener en cuenta que las fuerzas de corte son reversibles, por ejemplo; bajo cargas cíclicas o eventos sísmicos. La combinación de diferentes configuraciones, orientación y distribución de las fibras da lugar a varios esquemas de refuerzo que se pueden utilizar para mejorar la resistencia a cortante.
- Ya que las vigas y columnas sujetas a fuerzas de corte experimentan fuerzas de tensión axial adicionales a aquellas debidas a la flexión; se requiere un refuerzo axial adicional al de cortante.

El método estándar es simplemente extender el refuerzo FRP axial, una distancia equivalente a la mitad de la profundidad

efectiva, más allá del punto en el cual no se requiera más para flexión.

- Como en el caso del reforzamiento a cortante con acero, el espaciado de las tiras de FRP no debe permitir la formación completa de una grieta en diagonal sin interceptar una tira. Por esta razón, si se usan tiras, la separación no debe exceder el menor valor entre  $0.8d$  y  $wf+d/4$ , donde  $d$  es la profundidad efectiva de la viga y  $wf$  es el ancho de las tiras de FRP.

Si en lugar de usar tiras se envuelve por completo al elemento, el espaciamiento  $s_f$  se considera igual al ancho efectivo  $wf$ .

- Siempre que se vaya a envolver un elemento para reforzarlo a cortante se redondea las esquinas con un radio mínimo de 1/2 pulgada (13 mm) para evitar zonas de concentración de esfuerzos que pueden inducir al despegue de la fibra de carbono.
- Para asegurar que el FRP no cause un sobre refuerzo a cortante en el elemento y provoque una falla en la zona de compresión, la resistencia al corte total proporcionada por el refuerzo de acero transversal existente y el refuerzo de cortante FRP se debe limitar mediante la siguiente expresión:<sup>18</sup>

$$V_s + V_f \leq 0.66\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Donde  $V_s$ ,  $V_f$  y  $f'_c$  deben estar en MPa.

---

<sup>18</sup> ACI 440.2R-08, Chapter 11, Shear Strengthening, page 32

- Si el sistema de refuerzo a cortante con FRP requiere de anclajes para evitar que la lámina se desprege o para aumentar la capacidad resistente del elemento, la Guía Japonesa del FRP recomienda utilizar los siguientes esquemas de anclaje.

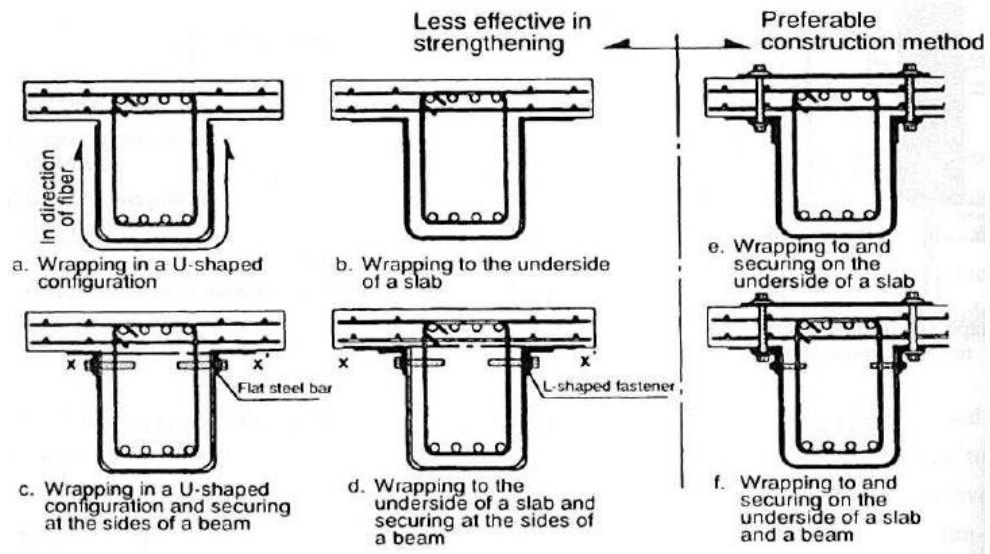
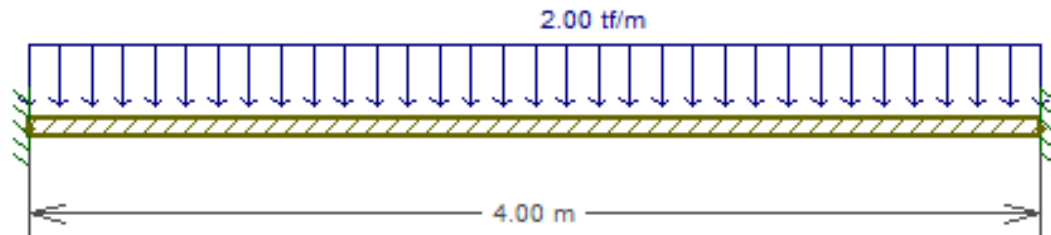


Figura 4.12 Anclaje del FRP en el reforzamiento a cortante de vigas. Guía Japonesa del FRP

#### 4.7. EJEMPLO DE REFORZAMIENTO DE UNA VIGA A CORTE CON FRP

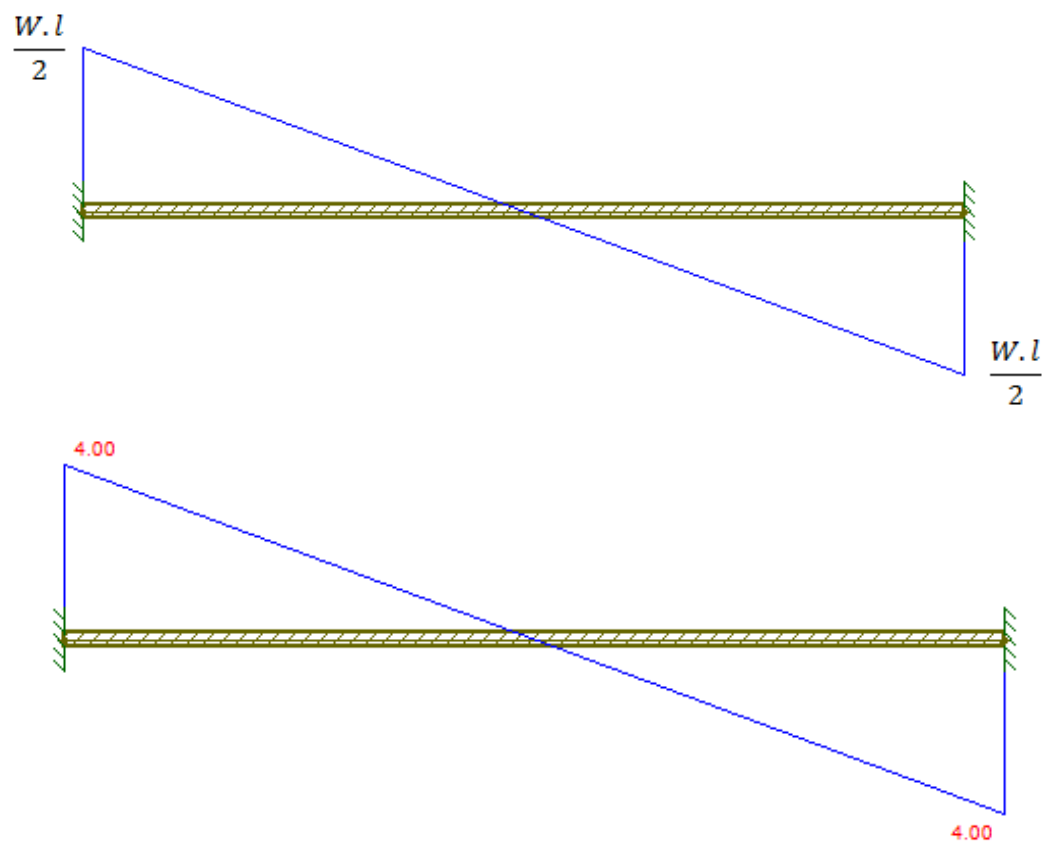
En el capítulo 3 se refuerza a flexión una viga, se utiliza el mismo ejemplo para reforzarla también a corte; se trata de una viga empotrada que soporta una carga distribuida de  $2T/m$  y que por motivos de cambio de uso su carga aumenta a  $3T/m$ , tiene  $4m$  de largo, con una sección de  $20cm$  de base por  $30cm$  de altura y recubrimiento de  $6\text{ cm}$ . El hormigón tiene una resistencia a la compresión de  $210\text{ kg/cm}^2$ , el acero un límite

de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, en la figura siguiente se muestra el esquema de la viga.



### SOLUCIÓN

El primer paso es determinar el diagrama de cortante de la viga, con esos resultados se calcula la armadura de refuerzo transversal que requiere.



La resistencia a cortante del hormigón es:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} b \cdot d = 3686.6 \text{ Kg}$$

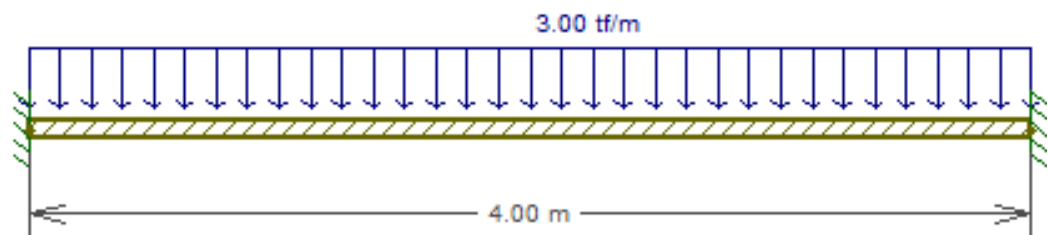
Se asume estribos de 8 mm espaciados cada 30 cm:

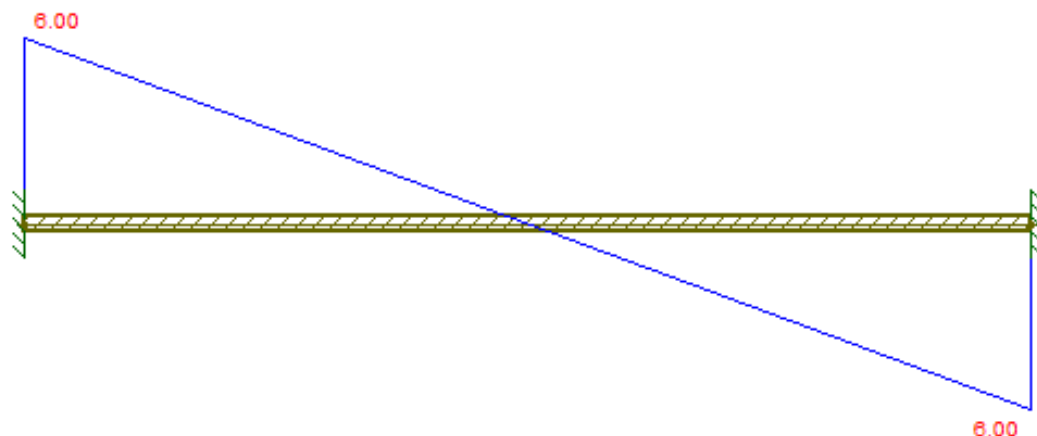
$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = 3360 \text{ Kg}$$

$$V_u = \phi(V_c + V_s) = 0.75(V_c + V_s) = 5284.95 \text{ Kg}$$

Como el cortante último que se requiere, 4000 Kg, es menor que el cortante último resistente de 5284.95 Kg, el diseño es correcto.

Cuando la carga distribuida sobre la viga aumenta a 3T/m, los cortantes aumentan y la armadura anteriormente calculada es insuficiente para resistir a corte por lo que se realiza el refuerzo exterior con tejidos de FRP.





Se plantea utilizar una capa de tejido continuo SikaWrap 300C colocado en U a 90° que tiene las siguientes propiedades:

$$w_f = 25 \text{ cm.} \quad d_f = 0.85 d = 20 \text{ cm} \quad t_f = 0.0508 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{fu}^* = 0.0101 \quad f_{fu}^* = 6620 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E_f = 517240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$CE = 0.95 \rightarrow \varepsilon_{fu} = CE \cdot \varepsilon_{fu}^* = 0.0096$$

$$f_{fu} = CE \cdot f_{fu}^* = 6289 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para envoltura en U, se tiene:

$$Le = \frac{23300}{(n \cdot t_f \cdot E_f)^{0.58}} = 63.6815$$

$$k1 = \left( \frac{f'_c}{27} \right)^{\frac{2}{3}} = 3.9256$$

$$k2 = \frac{df - Le}{df} = -2.1841$$

$$k_v = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \varepsilon_{fu}} = -4.7818$$

Como  $k_2$  y  $k_v$  son negativos ya que la longitud efectiva de adherencia  $L_e$  es mayor que la altura efectiva a corte  $d_f$ , se toma directamente el máximo valor de deformación para continuar el cálculo; pero lo que esto quiere decir es que no todos los elementos sometidos a una carga cualquiera pueden ser reforzados con FRP.

$$\varepsilon_{fe} = 0.004$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = 2069 \frac{kg}{cm^2}$$

$$A_{fv} = 2 \cdot n \cdot t_f \cdot w_f = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) \cdot d_f}{w_f} = 4204.1 \text{ kg}$$

No es necesario chequear el espaciamiento ya que se utiliza tejido continuo pero si se debe verificar el límite del refuerzo donde  $V_s$ ,  $V_f$  y  $f'_c$  deben estar en MPa.

$$V_s + V_f \leq 0.66 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$336 + 420.41 \leq 1451.76$$

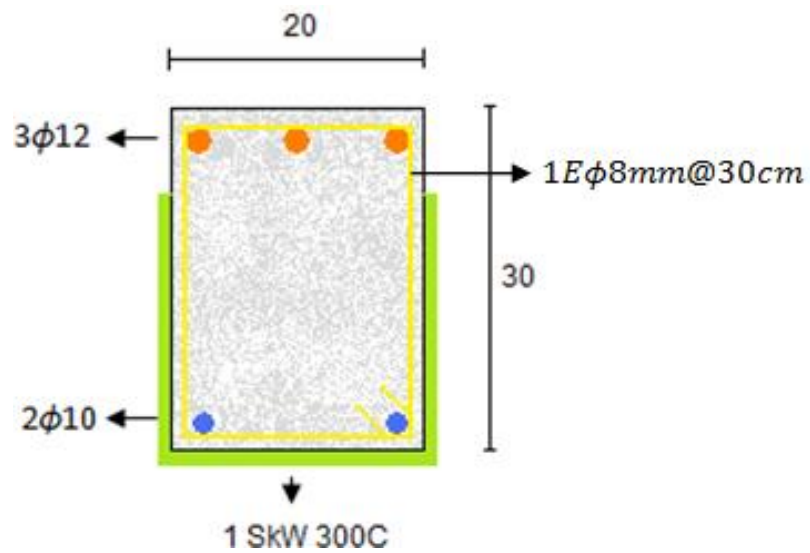
$$756.41 \leq 1451.76$$

El diseño es correcto y se cumple la relación anterior

Por lo que se prosigue con el cálculo y se determina:

$$V_u = \phi(V_c + V_s + \psi V_f) = 7965.1 \text{ kg.}$$

Se considera  $\phi = 0.75$ ;  $\psi = 0.85$  Por lo tanto, el reforzamiento al corte de la viga consiste en colocar una capa de tejido SikaWrap 300C.





## CAPITULO V

### 5. COMPRESIÓN PURA

#### 5.1. INTRODUCCIÓN

La mayoría de las investigaciones dentro del reforzamiento sísmico de estructuras se centran principalmente en el reforzamiento de columnas. Los sistemas FRP se usan en el confinamiento de columnas para mejorar la capacidad a compresión del concreto y a su vez incrementar la capacidad a cortante y la ductilidad del elemento. La rehabilitación sísmica y los principios de reforzamiento de columnas se basan en el incremento de las propiedades de la columna con hormigón confinado, logradas mediante la envoltura con SikaWrap.

El aumento en la capacidad a carga axial, por ejemplo, es necesario para elementos a compresión que presenten deterioro o que requieren soportar cargas superiores a las previstas originalmente o cuyos requerimientos de carga cambian.

En las regiones sísmicas, en el pasado, las columnas eran diseñadas para tener el criterio de códigos antiguos, los cuales favorecieron los aspectos de alta resistencia, sin embargo no consideraban la importancia de la capacidad de deformación, por lo que estas columnas son incapaces de resistir el gran desplazamiento horizontal que ocurre durante un sismo. La mayoría de estos elementos estructurales son inadecuados para cumplir los requerimientos más exigentes impuestos

por la nueva generación de códigos y tienen ahora la necesidad de actualizarse, aunque la información disponible sobre reforzamiento con sistemas FRP de pórticos o estructuras de edificios ubicados en zonas sísmicas como el Ecuador es limitada.

El confinamiento de columnas de hormigón armado mejora significativamente el rendimiento bajo carga axial, flexión y corte, debido al aumento en la resistencia a compresión del hormigón, también aumenta la ductilidad, la capacidad de deformación, evita que se desprenda el recubrimiento al proporcionar soporte lateral al refuerzo longitudinal, lo cual mejora la resistencia contra el pandeo de la armadura de acero en compresión. Con la utilización de refuerzos exteriores se logran grandes mejoras en el comportamiento de estos elementos.

Por lo expuesto anteriormente, en esta sección se proporcionan los lineamientos para el diseño del reforzamiento de columnas y rehabilitación sísmica con tejidos FRP SikaWrap adheridos externamente. El reforzamiento de columnas normalmente se orienta a incrementar la resistencia de las columnas ante carga axial. La rehabilitación sísmica previene fallas catastróficas e incrementa la ductilidad de las columnas de concreto en caso de un evento sísmico.

## 5.2. ESQUEMA TÍPICO DE REFUERZO DE COLUMNAS SOMETIDAS A COMPRESIÓN PURA USANDO FRP

Diferentes esquemas de refuerzo con tejidos FRP se investigan y desarrollan con base en el tipo de material, forma y proceso de aplicación, pero pueden ser clasificados dentro de cinco categorías.<sup>19</sup>

- a. Telas saturadas en obra
- b. Pre-impregnados en forma de tiras o tejido
- c. Cables o tiras prefabricadas
- d. Cascarones prefabricados
- e. Procesos de infusión de resina

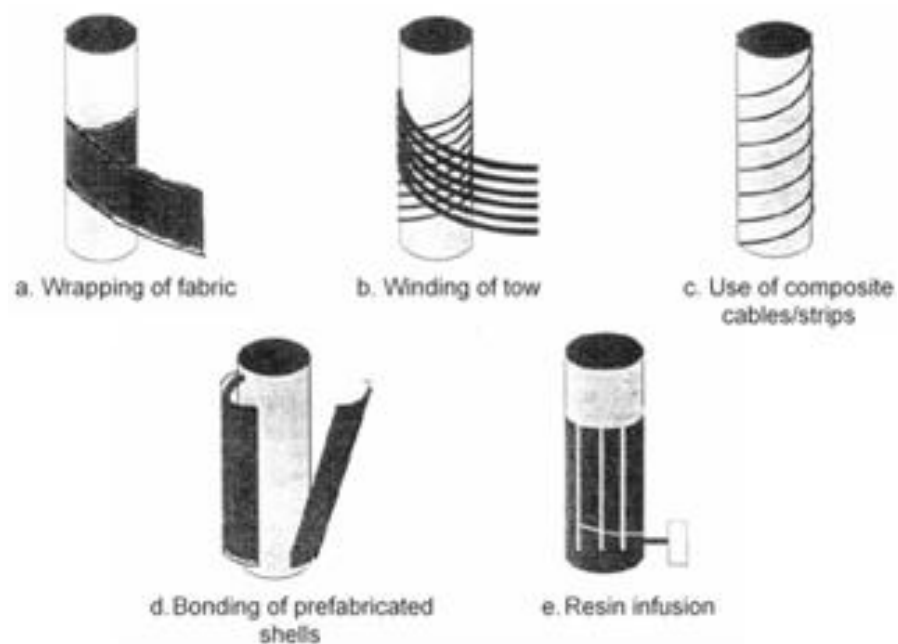


Figura 5.1 Métodos de encamisado para columnas con FRP

<sup>19</sup> Karbhari, Composite jacketed concrete under uniaxial compression-verification of simple design equations, Materials in Civil Engineering, 2007.

En la primera técnica la columna es envuelta por una o varias capas de FRP en forma de espiral o anillos, esto se utiliza mucho en columnas de edificios y pilas de puentes. Cuando se aplican dos o más capas de FRP a una columna, las juntas de traslape se disponen de tal forma que se localicen en las caras opuestas como se muestra en la figura 5.2. El traslape mínimo para tejidos FRP no debe ser menor de 20cm.

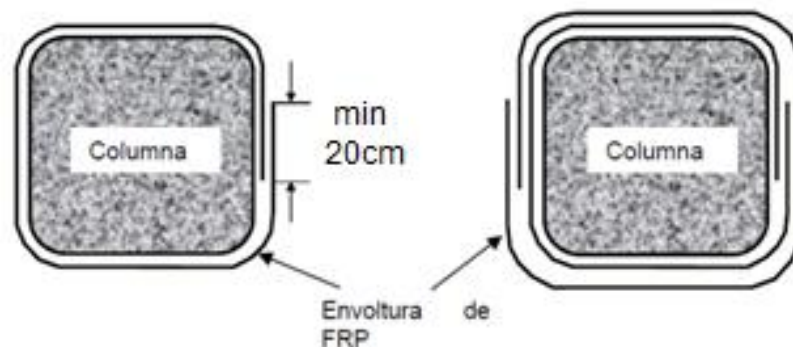


Figura 5.2 Traslape mínimo para tejidos FRP

En el caso de tiras pre-impregnadas se utiliza sprays de resina para impregnar los tejidos, se envuelven en espiral o anillos, por lo que el sistema es muy parecido al primero con tejidos saturados en obra.

El método de envolver cables o tiras prefabricadas no se encuentra desarrollado completamente por lo que no se recomienda su uso.

La técnica de pegar cascarones prefabricados alrededor de la columna es un sistema muy simple, mucho más fácil cuando son columnas circulares, pues en las rectangulares es menos eficiente; pero estos deben ser fabricados bajo una estricta tolerancia con respecto a las

dimensiones de la columna y se usan como refuerzo transversal e incluso como encofrado.

Finalmente en el caso de la infusión de resina, la tela seca se aplica manualmente y la resina se inyecta posteriormente.

Todos estos dispositivos de confinamiento ofrecen una restricción transversal a las barras longitudinales lo cual evita que se deformen, y también que se desprenda el recubrimiento de hormigón. Estas técnicas también se utilizan para prevenir el deslizamiento y giro de las barras de refuerzo en las zonas de traslape.

### **5.3. RESISTENCIA A COMPRESIÓN PURA DE UNA COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO**

La manera más eficiente que tienen los elementos estructurales de resistir cargas es cuando tales solicitaciones están en una orientación coincidente con el eje longitudinal del elemento como el caso de las fuerzas de compresión.

Como se conoce, el hormigón es el material ideal para resistir las fuerzas de compresión, aunque su resistencia a la tracción sea muy pobre; pero para suplir esta deficiencia se encuentra el acero, que se comporta muy bien a la tracción aunque también lo hace a compresión, siempre y cuando los elementos tengan secciones suficientes para que no exista pandeo.

La resistencia del hormigón a incrementos de carga lentos y a cargas que permanecen durante largo tiempo actuando sobre el material, es

menor que la resistencia del mismo hormigón sometido a procesos rápidos de carga y a cargas de corta duración; y ya que en la realidad los elementos sufren un proceso lento de incremento de carga durante su etapa de servicio, la resistencia del hormigón a procesos de carga lenta es la que se debe considerar en el diseño.

De las pruebas que se realizan con cilindros de hormigón sometidos a carga lenta, se determina que la resistencia es aproximadamente el 85% de la resistencia de los mismos cilindros sometidos a cargas rápidas; por esto al diseñar elementos de hormigón armado bajo fuerzas de compresión es necesario reducir la capacidad última del hormigón a  $0.85f_c$ .

Según su forma y comportamiento frente a las sollicitaciones tenemos dos tipos de columnas, con estribos y zunchadas.

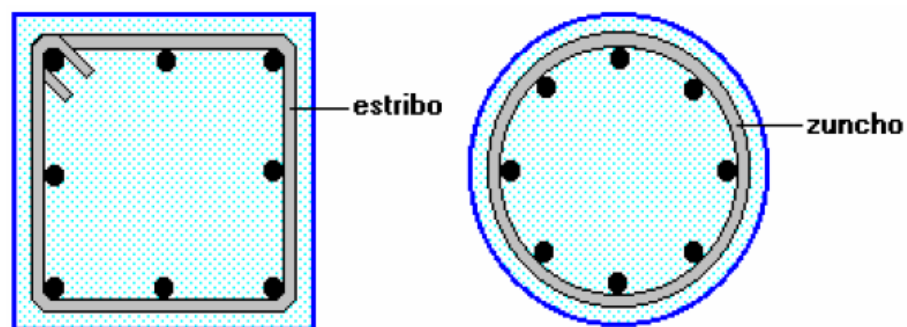


Figura 5.3 Tipos de columnas por su refuerzo transversal

Para ambos casos la resistencia a la compresión de columnas de hormigón armado se obtiene añadiendo la capacidad resistente del hormigón a la capacidad resistente del acero longitudinal, pero además el

ACI recomienda hacer una reducción en la capacidad última efectiva de las columnas debido a la presencia de excentricidades mínimas no controlables, esta reducción es del 20% para columnas con estribos y 15% para columnas zunchadas; con lo que la carga axial última que resiste una columna se determina con las siguientes expresiones:

Columnas con estribos

$$Pu = 0.80\phi[0.85f'c(Ag - As) + fy.As]$$

Donde  $\phi = 0.65$

Columnas con zuncho

$$Pu = 0.85\phi[0.85f'c(Ag - As) + fy.As]$$

Donde  $\phi = 0.70$

#### **5.4. ENSAYOS DE LABORATORIO EN COLUMNAS CON FRP**

En las últimas tres décadas el comportamiento del hormigón confinado se estudia a fondo en innumerables investigaciones, cuyos resultados son bien conocidos y establecidos. Pero todos estos estudios se refieren a hormigón confinado por el acero, el cual, después de ceder, ejerce una presión de confinamiento constante. Esto permite que todos los investigadores relacionen las propiedades del concreto confinado como si estuviera bajo presión hidrostática, para evitar así hacer frente al problema complejo de dilatación de hormigón y de su interacción con el dispositivo de confinamiento en sí.

Este punto de vista tenía que cambiar con la introducción de dispositivos de FRP ya que es un material elástico, como consecuencia, ejerce una acción de confinamiento continuamente creciente en el concreto. La respuesta del hormigón confinado con FRP es completamente diferente a la del confinado con acero, y esto abre el camino a una notable investigación que en los últimos años produce una serie de valiosos estudios, con el objetivo común de aclarar todos los nuevos aspectos de este material.

Lo que se pretende confirmar es que: la resistencia a la compresión y las deformaciones del hormigón confinado con acero o materiales compuestos, son mayores que las del hormigón sin confinar, además se incrementa la capacidad al corte y la ductilidad todo esto debido al incremento de la resistencia del hormigón por el confinamiento.

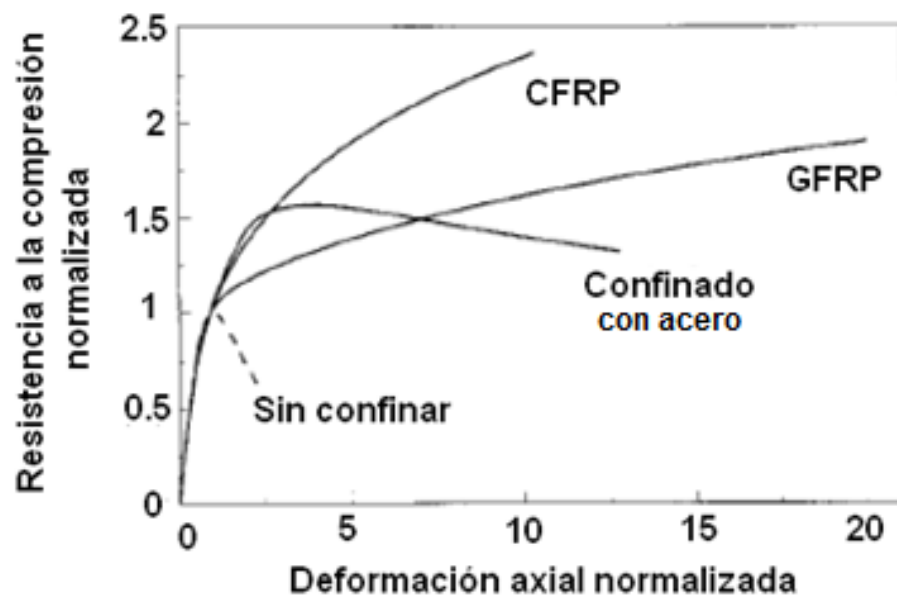


Figura 5.4 Curvas esfuerzo-deformación con CFRP y GFRP



En la figura 5.4 se presentan los resultados normalizados de 4 cilindros de hormigón, el primero de ellos es hormigón sin confinar, el mismo que alcanzó una resistencia máxima  $f'_c$  y una deformación  $\epsilon_0$ , con respecto a estos valores se normalizan los restantes ensayos, realizados con: hormigón confinado con acero; hormigón confinado con fibra de carbono CFRP y hormigón confinado con fibra de vidrio GFRP.

Como se puede observar los niveles de deformación que alcanza el hormigón confinado con acero y el confinado con FRP son muy cercanos entre sí, mientras que el hormigón reforzado con fibra de vidrio alcanza el doble de deformación, esto nos indica una mayor ductilidad aunque menor resistencia máxima a compresión.

Para el confinamiento con CFRP y GFRP se tiene un comportamiento representado con un modelo bilineal, porque a diferencia del hormigón sin confinar y confinado con acero, no tienen la rama descendente, luego de alcanzar la resistencia máxima.



Figura 5.5 Ensayo a compresión de hormigón confinado con FRP

Los estudios experimentales muestran que la falla habitual en ensayos de probetas reforzadas, tanto de sección circular como rectangular, se produce como consecuencia de la ruptura de la camisa, la ruptura se presenta para valores menores a los teóricos, razón por la cual las guías de diseño limitan el valor de la deformación efectiva.

También para verificar la correcta aplicación del refuerzo se realiza la prueba Pull Off (Adherencia a la tensión) según la norma ASTM D454; donde el esfuerzo mínimo debe ser de  $14 \text{ kg/cm}^2$  a la tensión y la falla debe presentarse en el hormigón y no en el FRP al despegarse.



Figura 5.6 Ensayo de adherencia

## 5.5. DISEÑO A COMPRESIÓN CON FRP

### 5.5.1. Modelos esfuerzo-deformación para hormigón confinado con FRP

Existen varias teorías para describir las relaciones de tensión-deformación para el concreto. El modelo más utilizado es aquel en el que se calcula la tensión pico basado en la tensión de confinamiento.

En los últimos años, los investigadores han intentado extender este modelo para predecir el comportamiento del hormigón con el efecto de confinamiento proporcionado por chaquetas de FRP.

Un obstáculo importante es que dicho modelo se basa en un valor constante de la presión de confinamiento. En realidad, el confinamiento aumenta a medida que se expande lateralmente el concreto. Para el caso del acero de refuerzo transversal, suponer constante la presión de confinamiento es realista cuando el acero está en fluencia.

Por lo tanto, este modelo representa correctamente el comportamiento del acero-hormigón confinado excepto para la fase inicial cuando el acero es todavía elástico. Por el contrario, el FRP es elástico hasta la rotura, y la presión interna aumenta continuamente, por lo que esta suposición ya no es apropiada.

En la literatura, varios modelos han sido propuestos para hormigón confinado que tratan de tener en cuenta el comportamiento específico de confinamiento con FRP. El modelo de esfuerzo-deformación de Lam y Teng (2003) para el hormigón confinado con FRP ha sido adoptado por la comisión ACI440 y se ilustra en la siguiente figura.<sup>20</sup>

---

<sup>20</sup> Lam and Teng, Journal of Reinforced Plastics and Composites, V22, No. 13

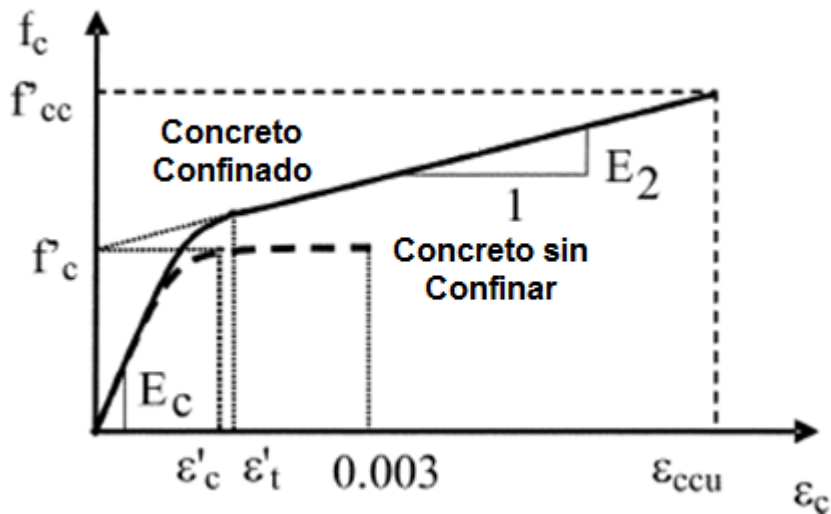


Figura 5.7 Modelo esfuerzo-deformación de Lam y Teng para hormigón confinado con FRP

Del gráfico anterior es importante señalar que al confinar el hormigón se tiene una rama ascendente donde se asume que éste se comporta de forma elástica, con esto se intenta simular el hecho de que la presión de confinamiento aumenta continuamente, y podemos determinar un pseudo módulo de elasticidad para este tramo en función de la diferencia de esfuerzos y la deformación última.

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}}$$

Donde:

$f'_{cc}$  = esfuerzo de compresión del hormigón confinado

$f'_c$  = esfuerzo de compresión del hormigón sin confinar

$\varepsilon_{ccu}$  = deformación última del hormigón confinado

El confinamiento retrasa la rotura del concreto, de este modo aumenta tanto la resistencia última a compresión como la deformación última a compresión del concreto tal como se observa en la siguiente figura donde se tiene curvas esfuerzo-deformación para diferentes niveles de confinamiento.

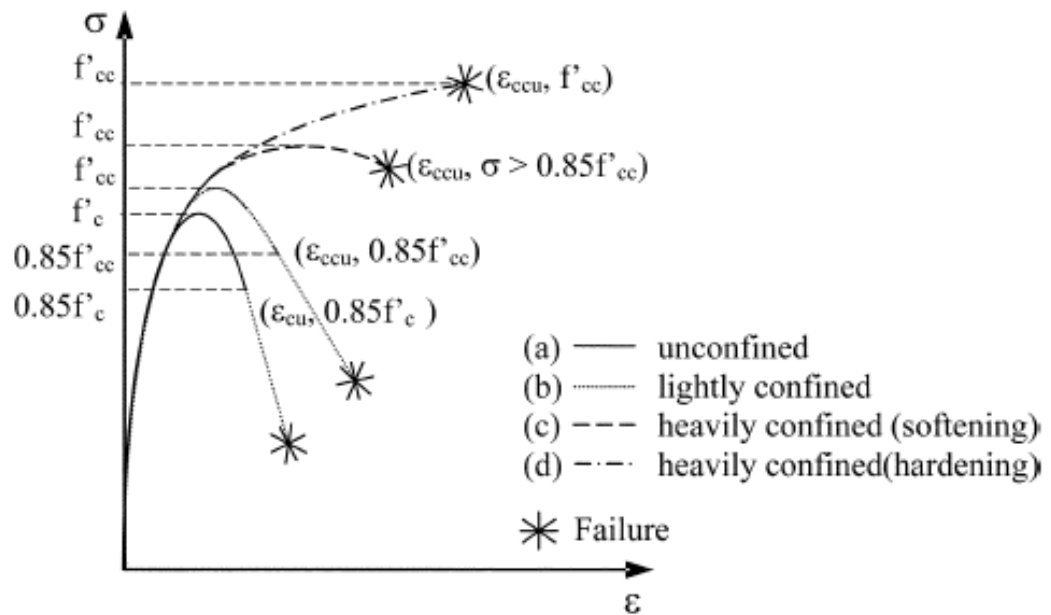


Figura 5.8 Esquema esfuerzo deformación a diferentes niveles de confinamiento

### 5.5.2. Geometría de la columna

La geometría de la columna tiene el efecto más significativo en la magnitud del esfuerzo de confinamiento proporcionado por el encamisado SikaWrap.

Las pruebas a escala completa y los cálculos actuales sugieren que la eficiencia del confinamiento en columnas cuadradas es solo entre el 30% y 70% que en columnas circulares. Se cree que la eficiencia decrece aún

más con columnas de sección rectangular y/o de lados de grandes dimensiones.

Los encamisados en las columnas circulares son más efectivos porque proporcionan circunferencialmente resistencia uniforme a la expansión radial de la columna. Los encamisados no-circulares, específicamente los cuadrados y rectangulares no son tan eficientes para desarrollar la resistencia radial porque el confinamiento está más concentrado en las esquinas que sobre el perímetro completo. Es por esta razón que para columnas rectangulares con  $b/h > 2$  y  $h$  y/o  $b$  mayor a 900 mm, no se deben utilizar los encamisados FRP hasta que no se disponga de más datos experimentales.

### **5.5.3. Factores de forma y área efectiva de confinamiento**

Secciones circulares: El encamisado de FRP es más eficiente en miembros con secciones circulares cuando las fibras están alineadas transversalmente al eje longitudinal del elemento. Para secciones circulares, los factores de forma  $k_a$  y  $k_b$  se puede tomar como 1,0.

Secciones no circulares: Para las secciones transversales no circulares la máxima presión de confinamiento se calcula con una sección transversal circular de diámetro equivalente  $D$  igual a la diagonal de la sección transversal rectangular de acuerdo al modelo de Lam y Teng.

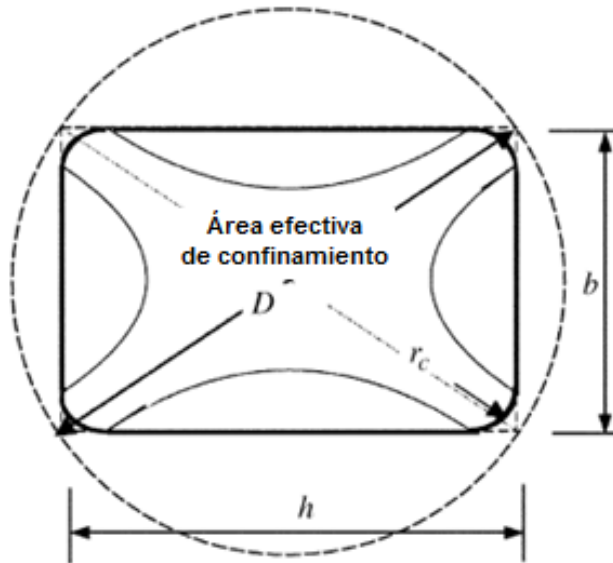


Figura 5.9 Sección circular equivalente

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

Los factores de forma  $k_a$  y  $k_b$  depende de dos parámetros: el área efectiva de hormigón confinado  $A_e$ , y la relación de lados  $h/b$  y  $b/h$ .

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

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

El modelo teórico empleado para definir el área efectiva de confinamiento  $A_e$  en columnas rectangulares consta de cuatro parábolas, las zonas limitadas por las parábolas y los lados de la columna son aquellas donde el confinamiento es mínimo, mientras que en las esquinas y centro de la columna es más efectivo.

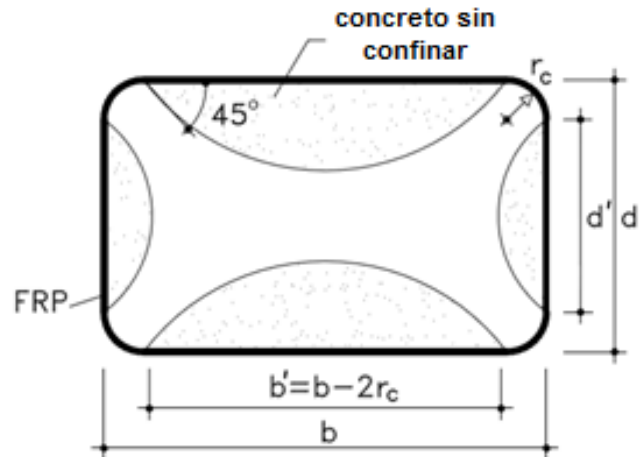


Figura 5.10 Modelo de área efectiva de confinamiento

La forma de las parábolas, y, como resultado el área efectiva de confinamiento es una función de las dimensiones de la columna, el radio de curvatura de las esquinas  $r_c$  y la cuantía de acero de refuerzo longitudinal  $\rho_g$ .

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

Ya que el área efectiva de confinamiento está en función del radio de curvatura de las esquinas se puede mejorar la eficiencia del refuerzo redondeando al máximo las esquinas de la columna sin dejar descubiertas las varillas longitudinales.

La efectividad del confinamiento FRP en columnas con una alta cuantía de refuerzo puede no ser alta por el decremento en la expansión volumétrica del núcleo de concreto en la columna. En la práctica una



cuantía de refuerzo ( $\rho$ ) de 0,003 es considerada la cuantía máxima que no reducirá la efectividad del confinamiento.<sup>21</sup>

#### 5.5.4. Propiedades efectivas del FRP

Las propiedades del concreto confinado con FRP dependen tanto de la deformación última y el módulo de elasticidad del FRP. Generalmente, estas dos cantidades, una vez que el FRP se coloca, alcanzan valores que son inferiores a los indica el fabricante. Las razones de esta reducción son:

La presencia de un estado de tensión triaxial: que depende de la superposición de tres efectos sobre la camisa de FRP: 1) la expansión lateral de hormigón que produce una tensión circunferencial, 2) la unión con la superficie del hormigón, que produce un esfuerzo axial, y 3) la presión hacia afuera ejercida por el hormigón en expansión en la cara interna de la camisa.

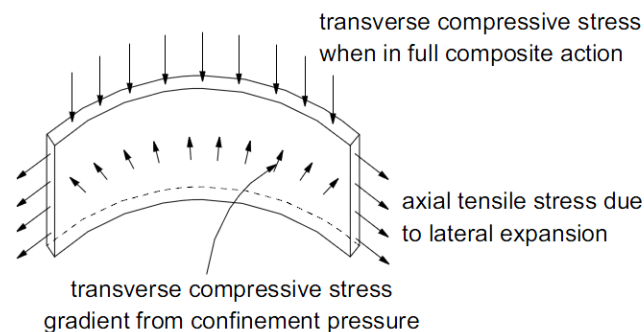


Figura 5.11 Estado de tensión triaxial en camisas de FRP <sup>22</sup>

<sup>21</sup> Monti and Santini, Journal of Composites for Construction, Vol. 6(3), Reliability-based calibration of partial safety coefficients for FRP, 2002.

La calidad de ejecución: si las fibras no están bien alineadas, por la presencia de huecos o de una preparación incorrecta de la superficie, parte de la tensión circunferencial se emplea para estirar las fibras y esto produce un estado de tensión no homogénea en el material. Este fenómeno lleva a una reducción del módulo de elasticidad de la chaqueta, generalmente del orden de 10%.<sup>23</sup> Este inconveniente puede ser superado con un poco de pre-tensado en las hojas antes de la aplicación.

La curvatura de la chaqueta: se refiere a un insuficiente redondeo de las esquinas de la columna en caso de ser cuadrada o rectangular. Este fenómeno se controla a través de un coeficiente  $K_e$ .



Figura 5.12 Redondeado de los bordes de las columnas

---

<sup>22</sup> Giorgio Monti, Seismic Upgrade of Reinforced Concrete Columns with FRP, 2003

<sup>23</sup> Giorgio Monti, Seismic Upgrade of Reinforced Concrete Columns with FRP, 2003

### 5.5.5. Factor de eficiencia $k_e$ y deformación efectiva del FRP

Como ya se explicó en capítulos anteriores, la exposición ambiental afecta las propiedades de las láminas de carbono por lo que se reduce su esfuerzo y deformación con un factor ambiental  $CE$  cuyos valores se detallan en la parte correspondiente de flexión o cortante.

$$\varepsilon_{fu} = CE \cdot \varepsilon_{fu}^*$$

$$f_{fu} = CE \cdot f_{fu}^*$$

Donde:

$\varepsilon_{fu}^*$  y  $f_{fu}^*$  son la deformación y esfuerzo últimos dados por el fabricante

$\varepsilon_{fu}$  y  $f_{fu}$  son la deformación y esfuerzo últimos por condiciones ambientales

Pero debido al estado multiaxial de tensiones que ya se explicó anteriormente, la deformación debe ser afectada por un factor de eficiencia  $K_e$  que se calibra de forma experimental y se establece un valor de 0.55,<sup>24</sup> con lo que la deformación efectiva queda así:

$$\varepsilon_{fe} = K_e \cdot \varepsilon_{fu}$$

### 5.5.6. Presión máxima de confinamiento

Los fenómenos que subyacen al aumento de la fuerza y la ductilidad del hormigón confinado con FRP son objeto de numerosos estudios

---

<sup>24</sup> ACI 440 2R-08, Chapter 12, Pure Axial Compression

experimentales. Por lo tanto, no existe un consenso general sobre las ecuaciones que se deben adoptar en el diseño.

Sin embargo, algunos indicios en ese sentido están contenidos en el ACI440 2R.

El aumento de la fuerza en el hormigón confinado se origina a partir de un hecho conocido: el hormigón no confinado bajo una compresión uniaxial de hasta el 90% de su resistencia se reduce en volumen, más allá de este valor, se dilata.

Los encamisados SikaWrap proporcionan confinamiento de tipo pasivo; es decir el esfuerzo o presión de confinamiento lateral es activado solo cuando la columna comienza a expandirse lateralmente por la compresión y agrietamiento vertical en la cara de tensión de la columna, lo cual extiende el dispositivo de confinamiento. También se puede conseguir un confinamiento de tipo activo a través del pre-tensado del tejido FRP antes de su aplicación.

Si la fibra de reforzamiento está en la dirección del estribo, el encamisado SikaWrap se considera equivalente a un reforzamiento transversal continuo y esta analogía es correcta para el diseño.

La más eficiente configuración de la fibra para el desarrollo del esfuerzo o presión de confinamiento es orientar las fibras en la dirección transversal (perpendicular al eje longitudinal de la columna).

Esta configuración maximiza el confinamiento del concreto y proporciona cortante adicional a la columna como se indica en el capítulo anterior.

La presión o esfuerzo último de confinamiento  $f_l$  provisto por un encamisado circular o rectangular puede ser expresado como:

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

Donde:

$E_f$  = módulo de elasticidad del SikaWrap

$n$  = número de capas de refuerzo

$t_f$  = espesor del tejido

$\varepsilon_{fe}$  = deformación efectiva

$D$  = diámetro de la sección

De igual forma que el factor de eficiencia, el coeficiente mínimo de confinamiento  $f_l/f'_c$  no debe ser menor a 0.08 que representa el nivel mínimo de confinamiento que se requiere para asegurar que luego de alcanzar el  $f'_c$  se tenga un segmento ascendente en la curva esfuerzo deformación.<sup>25</sup>

Si no se cumple la condición anterior se deben modificar los parámetros de los cuales depende la presión de confinamiento que son: el tipo de tejido, el número de capas de refuerzo y las dimensiones de la columna.

---

<sup>25</sup> ACI 440 2R-08, Chapter 12, Pure Axial Compression

### 5.5.7. Esfuerzo y deformación últimos del concreto confinado con FRP

De la misma manera que existen varios modelos para hormigón confinado, son muchas las ecuaciones que se han desarrollado, pero ya que el ACI440 adopta el modelo de Lam y Teng las expresiones que se utilizan son las siguientes:

La máxima resistencia a la compresión del hormigón confinado  $f'_{cc}$ .

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

Donde:

$f'_c$  = resistencia a la compresión del hormigón sin confinar

$k_a$  = factor de forma

$f_l$  = presión máxima de confinamiento

$\psi$  = factor de reducción adicional recomendado por el ACI e igual a 0.95

La deformación máxima en compresión del concreto confinado  $\epsilon_{ccu}$

$$\epsilon_{ccu} = \epsilon'_c \cdot \left( 1.5 + 12 \cdot k_b \cdot \frac{f_l}{f'_c} \cdot \left( \frac{\epsilon_{fe}}{\epsilon'_c} \right)^{0.45} \right)$$

Donde:

$\epsilon'_c$  = deformación correspondiente a  $f'_c$

$k_b$  = factor de forma

$f_l$  = presión máxima de confinamiento

$f'_c$  = resistencia a la compresión del hormigón sin confinar

$\varepsilon_{fe}$  = deformación efectiva

Esta deformación se debe limitar a un valor máximo de 0.01 para evitar el agrietamiento excesivo y la consiguiente pérdida de la integridad del hormigón.

$$\varepsilon_{ccu} \leq 0.01$$

Si la deformación máxima en compresión supera el límite impuesto de 0.01 entonces asumimos este límite y recalculamos la máxima resistencia a la compresión del hormigón confinado con cualquiera de las siguientes expresiones:

$$f'_{cc} = E_2 \cdot \varepsilon_{ccu} + f'_c$$

$$f'_{cc} = f'_c + \frac{f'_{cc} - f'_c}{0.01}$$

Donde:

$E_2$  = pseudo módulo de elasticidad para hormigón confinado

$\varepsilon_{ccu}$  = deformación máxima en compresión del hormigón confinado

$f'_c$  = resistencia a la compresión del hormigón sin confinar

### 5.5.8. Aumento en la capacidad de carga axial del elemento confinado

Una vez determinada la resistencia a compresión del hormigón confinado con FRP,  $f'_{cc}$ , se puede calcular la nueva carga axial que soportará la columna o también hacer un análisis sísmico de la estructura. En el primer caso se emplean las ecuaciones conocidas tanto para columnas zunchadas como para columnas con estribos donde el único cambio es tomar la resistencia a compresión del hormigón confinado  $f'_{cc}$  en lugar de la resistencia a compresión del hormigón sin confinar  $f'_c$  como se muestra a continuación.

Columnas con refuerzo tipo estribo

$$\phi P_n = 0.80\phi[0.85f'_{cc}(A_g - A_s) + f_y A_s]$$

Columnas con refuerzo tipo espiral

$$\phi P_n = 0.85\phi[0.85f'_{cc}(A_g - A_s) + f_y A_s]$$

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, se recomienda efectuar un reforzamiento a carga axial para columnas circulares y no para rectangulares, pero si hay que hacerlo se debe colocar solo refuerzo continuo y no por fajas o tiras ya que la eficiencia de confinamiento en columnas rectangulares es menor.

El valor de  $\phi = 0.70$  para columnas circulares y  $\phi = 0.65$  para columnas rectangulares según el ACI 318.



## 5.6. EJEMPLO DE REFORZAMIENTO DE UNA COLUMNA SOMETIDA A COMPRESIÓN PURA CON FRP

Una estructura perteneciente a una Universidad se va convertir en un espacio para laboratorio donde se instalará un equipo cuya carga excede a los requerimientos para los cuales el edificio se diseña. En consecuencia, las columnas de hormigón armado del primer piso tienen un sobre esfuerzo en compresión. Se trata de columnas circulares de 50 cm de diámetro con refuerzo en espiral. Las columnas no se encuentran sometidas a carga lateral, solamente cargadas a compresión.

Para el efecto las columnas están armadas con 8 varillas de 25mm con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y el hormigón tiene una resistencia a la compresión  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ . Las nuevas cargas que debe resistir son  $P_D = 185 \text{ T}$  y  $P_V = 130 \text{ T}$ .

### SOLUCIÓN

Se empieza por determinar la carga última que deberá soportar la columna mediante la siguiente combinación de carga:

$$P_u = 1.4P_D + 1.7P_V$$

$$P_{ur} = 1.4(185) + 1.7(130) = 480 \text{ T}$$

Ahora se debe determinar la capacidad resistente a compresión de esa sección de columna; por ser una columna zunchada empleamos la ecuación siguiente, con  $\phi = 0.7$

$$Pua = 0.85\phi[0.85f'c(Ag - As) + fy \cdot As]$$

$$Pua = (0.85)(0.70)[0.85(280)(1963.49 - 39.27) + (4200)(39.27)]$$

$$Pua = 370624 \text{ kg}$$

$$Pua = 370.6 \text{ T}$$

Ya que la carga última requerida supera a la capacidad actual de la columna  $Pur > Pua$  se necesita un refuerzo para lo que se utiliza 3 capas de tejido SikaWrap Hex 103C cuyas propiedades se detallan a continuación:

$$tf = 0.1016 \text{ cm} \quad \varepsilon_{fu}^* = 0.0091 \quad f_{fu}^* = 6510 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E_f = 623540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$CE = 0.95 \rightarrow \varepsilon_{fu} = CE \cdot \varepsilon_{fu}^* = 0.008645$$

$$f_{fu} = CE \cdot f_{fu}^* = 6184.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Ke = 0.55$$

Por ser columna circular tiene un  $Ag = 1963.49 \text{ cm}^2$  por lo tanto una cuantía de armado  $\rho = 0.02$ . Las constantes de forma  $k_a = 1$  y  $k_b = 1$ .

La deformación efectiva  $\varepsilon_{fe} = Ke \cdot \varepsilon_{fu} = 0.0048$  y la presión máxima de

$$\text{confinamiento } f_l = \frac{2E_f \cdot n \cdot tf \cdot \varepsilon_{fe}}{D} = 36.1466 \text{ kg/cm}^2$$

La nueva resistencia a la compresión con hormigón confinado  $f'_{cc} = 393.32 \text{ kg/cm}^2$  es la que se emplea para calcular la nueva capacidad resistente de la columna.

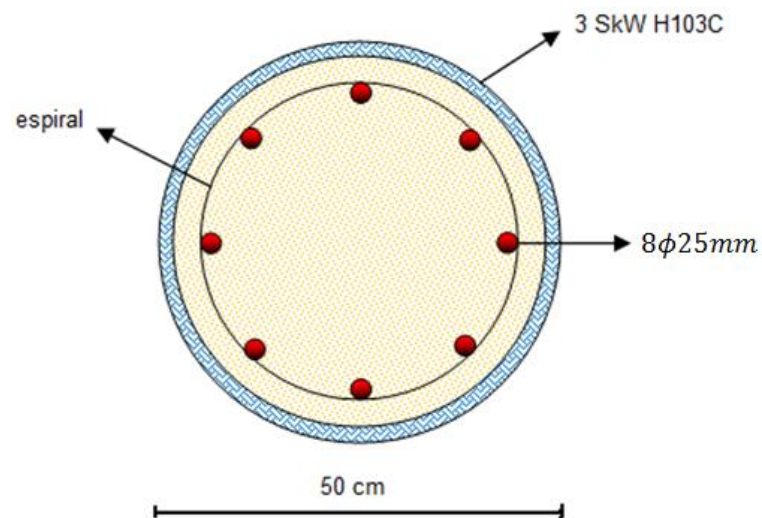
$$P_{ua} = 0.85\phi[0.85f'_{cc}(A_g - A_s) + f_y A_s]$$

$$P_{ua} = (0.85)(0.7)[(0.85)(393.32)(1963.49 - 39.27) + (4200)(39.27)]$$

$$P_{ua} = 480905 \text{ kg}$$

$$P_{ua} = 480.9 \text{ T}$$

Como la carga última requerida es menor a la capacidad actual de la columna con refuerzo  $P_{ur} < P_{ua}$ , el diseño es correcto al envolver el elemento con 3 capas de tejido SikaWrap Hex 103C.



## CAPITULO VI

### 6. FLEXO-COMPRESIÓN

#### 6.1. INTRODUCCIÓN

Las columnas son elementos utilizados para resistir básicamente solicitaciones de compresión axial, aunque, cuando sea necesario, las técnicas de reforzamiento se orientan a aumentar la resistencia a una combinación de esfuerzos presentes en los elementos, dichas combinaciones son por ejemplo flexión y corte, corte y torsión o como en este caso flexión y compresión, ya que la continuidad del sistema genera momentos flectores en todos sus elementos; es por eso que en este capítulo se indica el procedimiento de diseño del reforzamiento de columnas de hormigón armado sometidas a flexo-compresión con tejidos FRP SikaWrap adheridos externamente, este procedimiento de diseño se refiere específicamente a la construcción de los diagramas de interacción para columnas reforzadas con esta técnica.

El diseño de las columnas consiste básicamente en seleccionar una sección transversal adecuada para la misma, con armadura para soportar las combinaciones requeridas de cargas axiales mayoradas  $P_u$  y momentos (de primer orden) mayorados  $M_u$ , con la consideración de los efectos de la esbeltez de la columna (momentos de segundo orden).

Según el tipo de refuerzo transversal las columnas se pueden clasificar en columnas con estribos o con refuerzo en espiral. Las primeras son generalmente de sección rectangular, cuadrada, T o L, sin embargo, pueden tener forma triangular, octogonal, etc. Por su parte, las columnas con refuerzo en espiral presentan zuncho continuo provisto por una hélice o espiral de poco paso.

Las columnas, de acuerdo a la capacidad que tienen de absorber energía a través de los desplazamientos que experimentan durante un sismo, se clasifican en columnas cortas o largas.

A los fines del diseño, el término "columna corta" se usa para designar a una columna que por su tamaño relativo a las demás del sistema al que pertenece, se diseña con una longitud, pero ya construida trabaja como más corta, por lo cual tiene mayor rigidez lateral, que implica más resistencia a la deformación, por tanto, mientras mayor es la rigidez, mayor debe ser la fuerza necesaria para deformarla, y si una columna corta no se diseña adecuadamente para resistir esta fuerza, va a sufrir daño durante el evento telúrico.<sup>26</sup>

---

<sup>26</sup> Dr. Roberto Aguiar Falconí, Aisladores Elastoméricos en Columna Corta, XXI Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, pág. 2.

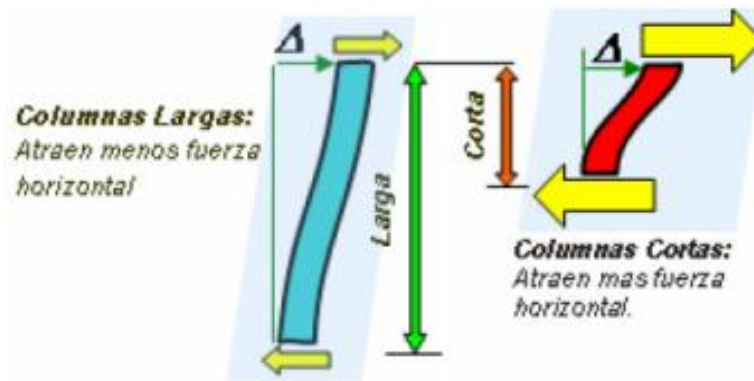


Figura 6.1 Comportamiento de las columnas cortas

Este tipo de columnas presenta primero falla frágil por cortante antes que falla dúctil por flexo compresión.

Una "columna esbelta" se define como una columna cuya resistencia se reduce debido a las deformaciones de segundo orden (momentos de segundo orden) que producen el pandeo local del elemento.

Con el empleo de hormigones y armaduras de mayor resistencia, y con métodos de análisis y diseño más precisos, es posible diseñar secciones de menores dimensiones, lo cual da origen a elementos más esbeltos.

Una columna sometida a flexo-compresión se considera como el resultado de la acción de una carga axial excéntrica o como el resultado de la acción de una carga axial y un momento flector. Ambas condiciones de carga son equivalentes y se emplean en el análisis de columnas sometidas a flexo-compresión.

En zonas sísmicas como nuestro país, el efecto flexionante usualmente es el que gobierna el diseño con relación a las solicitaciones axiales, por

lo que, a pesar de que los momentos por cargas gravitacionales sean importantes, se suele escoger columnas con armadura simétrica, dada la reversibilidad de los sismos.

Como se menciona anteriormente, el confinamiento del hormigón aumenta su resistencia y ductilidad. Por lo tanto, aumenta la capacidad de una columna para resistir ciclos repetidos de carga más allá del límite elástico y retarda el fallo en la columna debido a la pérdida de la capacidad de flexión.

El desprendimiento del recubrimiento, el pandeo del refuerzo longitudinal y la formación de rótulas plásticas en las regiones donde termina el refuerzo longitudinal también puede prevenirse mediante la colocación del reforzamiento requerido según el diseño.

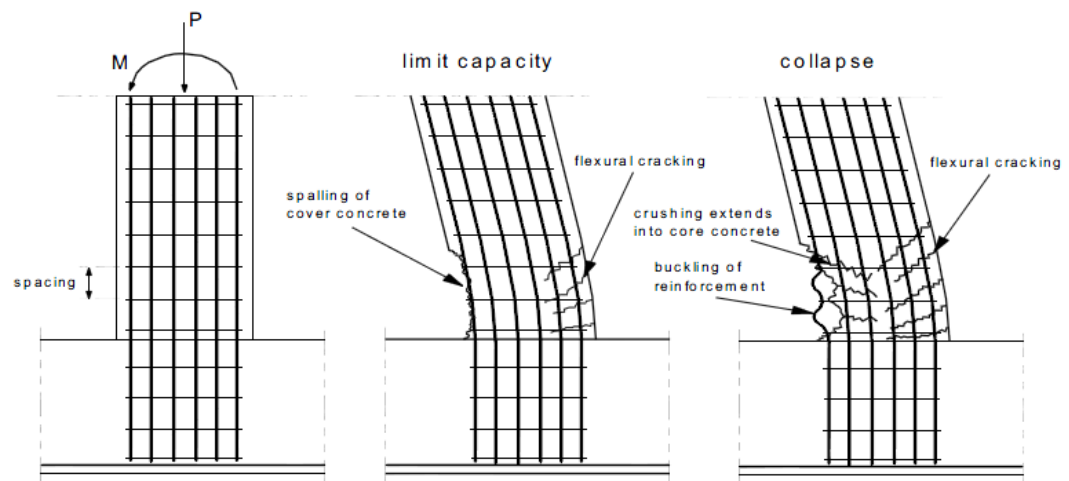


Figura 6.2 Mecanismo lateral de colapso de una columna<sup>27</sup>

<sup>27</sup> Giorgio Monti, Seismic Upgrade of Reinforced Concrete Columns with FRP, 2003.

## **6.2. ESQUEMA TÍPICO DE REFUERZO DE COLUMNAS SOMETIDAS A FLEXO-COMPRESIÓN USANDO FRP**

Ya que se trata de una simultaneidad de efectos flexionantes y de compresión axial, los principios de reforzamiento de columnas se basan en el incremento de las propiedades a carga axial de la columna con hormigón confinado y las mejoras en la capacidad a flexión logradas mediante la envoltura con SikaWrap; por esto, para reforzar columnas a flexo-compresión se usan los mismos métodos que se indican en el apartado de compresión pura. Sin embargo varios códigos y diseñadores recomiendan que en el caso de refuerzo a flexo-compresión en columnas, se coloque tiras de fibra de carbono en el sentido longitudinal para que trabajen a flexión y sobre éstas se envuelva a toda la sección con tejidos FRP para darle confinamiento.

La acción de confinamiento que se obtiene es del tipo "pasiva", es decir, sólo se desarrolla como consecuencia de la dilatación transversal del núcleo de hormigón en compresión que se transmite al dispositivo de confinamiento.





Figura 6.3 Esquema de reforzamiento a flexo-compresión

Este método de refuerzo se usa con cuidado porque una mayor capacidad de flexión aumenta las fuerzas transferidas a la cimentación y las conexiones viga columna, y también se traduce en una mayor fuerza de corte de la columna. Una falla en la fundación o una falla frágil por corte suelen ser más importantes que los problemas de flexión que son de un tipo más dúctil, por lo tanto este método sólo se utiliza cuando la pérdida de resistencia a la flexión desencadena un mecanismo de colapso, y nunca sin tomar las debidas precauciones, es decir, revisar el comportamiento de todos los elementos mediante un análisis estructural para descartar afectaciones como las que antes se menciona.

### 6.3. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

Una columna con una distribución determinada de refuerzo y dimensiones definidas tiene infinitas combinaciones de carga axial y momento flector que ocasionan su falla o lo que es equivalente, las cargas axiales que ocasionan el colapso varían dependiendo de la

excentricidad con que son aplicadas. Al igual que las secciones sometidas a flexión pura, las columnas presentan falla por compresión, por tensión y falla balanceada. Sin embargo, una columna puede presentar cualquiera de los tres tipos de falla dependiendo de la excentricidad de la carga axial que actúa sobre ella. Si dicha excentricidad es pequeña, la falla será por compresión; si la excentricidad es mayor, la falla será por tensión. Además, cada sección tiene una excentricidad única, denominada excentricidad balanceada que ocasiona la falla balanceada de la sección.

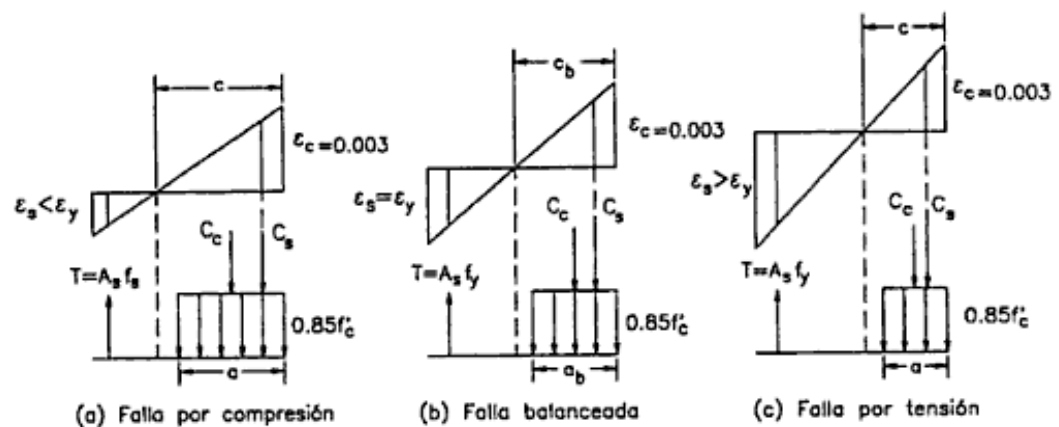


Figura 6.4 Tipos de fallas de columnas sometidas a flexo-compresión <sup>28</sup>

Cuando la falla es por compresión el hormigón alcanza una deformación de 0.003, la carga última es mayor que la carga balanceada mientras que la excentricidad es menor a la excentricidad balanceada. La distribución de deformaciones es como se indica en a).

<sup>28</sup> Teodoro E. Harmsen, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 4ta Edición, 2005, pág. 255.

Cuando la falla es balanceada, el refuerzo en tensión alcanza el esfuerzo de fluencia y simultáneamente, el concreto llega a una deformación unitaria de 0.003. El diagrama de deformaciones en la sección es como se muestra en b).

Si la columna falla por tracción, el acero en tensión alcanza el esfuerzo de fluencia, la carga última es menor que la carga balanceada y la excentricidad de la carga es mayor que la excentricidad balanceada. El diagrama de deformaciones en la sección es como se indica en c).

El comportamiento de secciones específicas de columnas de hormigón armado es descrito más claramente mediante la representación gráfica de las combinaciones de carga axial y momento flector que generan la falla de una sección; tales gráficos se conocen con el nombre de diagramas de interacción, en los cuales sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal de la columna.

El hormigón armado no es un material elástico y tiene una resistencia a tracción que es muy pequeña comparado con su resistencia a compresión, sin embargo el hormigón armado desarrolla una resistencia efectiva a tracción por el refuerzo. Por esas razones el cálculo del diagrama de interacción para columnas de hormigón armado es más complicado que para materiales elásticos.

En la figura siguiente se muestra un diagrama típico de una sección rectangular con refuerzo simétrico.

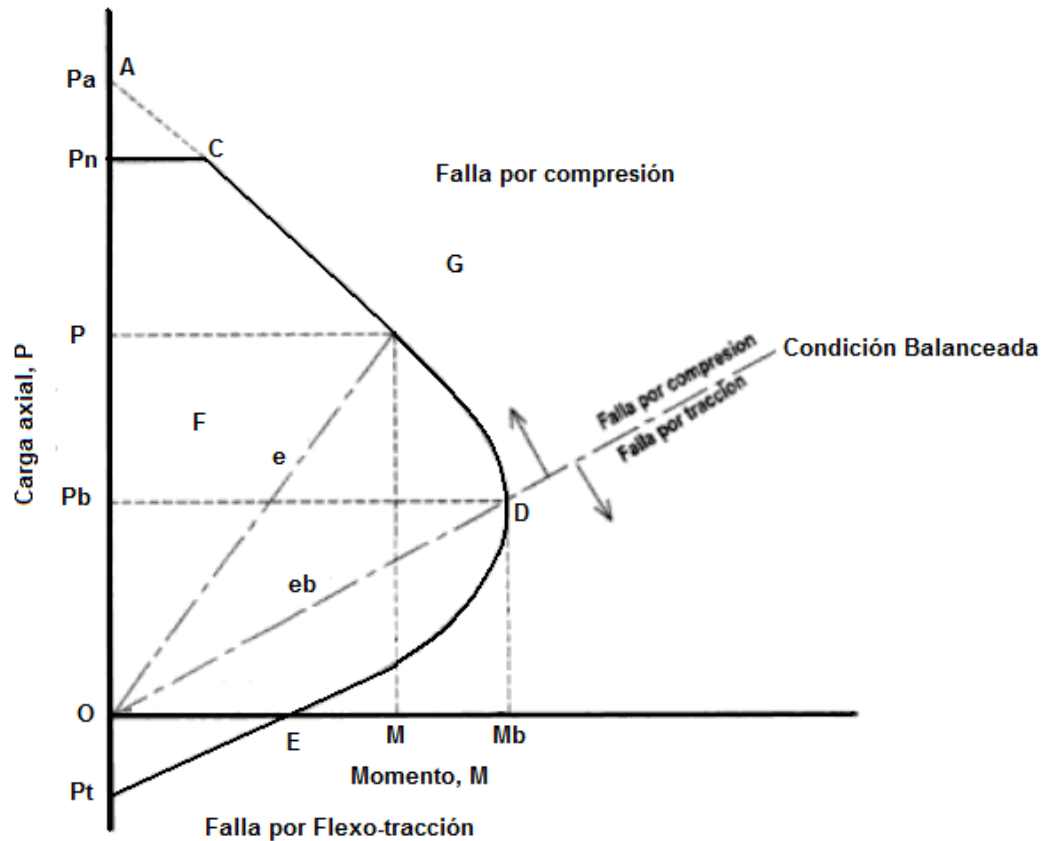


Figura 6.5 Diagrama de interacción de una sección rectangular con refuerzo simétrico <sup>29</sup>

El punto A corresponde a la carga axial de rotura teórica cuando la sección no se somete a flexión. El ACI reduce en un 20% esta carga para cubrir el efecto de los momentos flectores que se originan por pequeñas excentricidades que el calculista no puede controlar en el diseño. La recta BC responde a esta limitación.

<sup>29</sup> Teodoro E. Harmsen, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 4ta Edición, 2005, pág. 256.

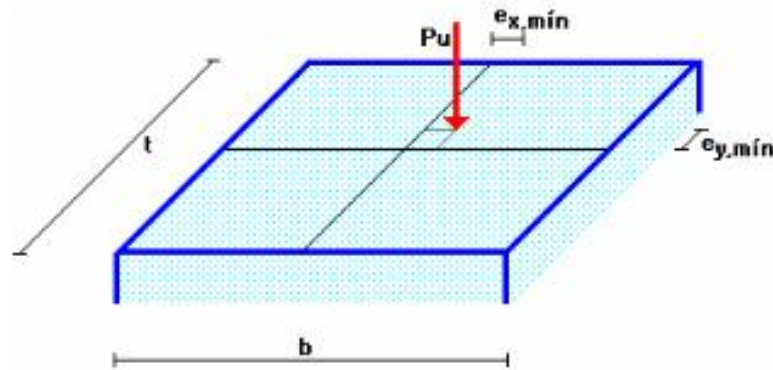


Figura 6.6 Excentricidades mínimas en columnas rectangulares

El punto D de la curva representa la combinación de carga y momento que define la condición balanceada. Las combinaciones carga axial-momento dentro del tramo CD generan fallas por compresión, mientras que en el tramo DE, las fallas son por tensión. El punto E del diagrama de interacción representa un estado de flexión pura en el elemento. El comportamiento en este caso es similar al de una viga.

En torno al diagrama que se presenta se observa que:

- La máxima carga axial que puede soportar una columna corresponde a la combinación carga axial-momento flector en la cual el momento es nulo.
- El máximo momento flector que puede soportar una columna no corresponde al estado de flexión pura.
- Cada carga axial se combina sólo con un momento flector para producir la falla mientras que cada momento flector puede combinarse con dos cargas axiales para lograr el mismo efecto.

- Todos los puntos dentro del diagrama de interacción, como el punto F, representan combinaciones carga axial-momento flector que pueden ser resistidas por la sección, por el contrario los puntos fuera del diagrama, como el punto G, son combinaciones que determinan que la sección transversal es incapaz de resistir dichas solicitaciones.
- Una recta que une el origen con un punto sobre el diagrama de interacción puede interpretarse como la historia de carga de una sección con carga excéntrica fija que se incrementa hasta la rotura.
- El diagrama de interacción representa todas las combinaciones de falla y por ende constituye una descripción completa de la capacidad resistente de una sección.
- Es importante observar que la presencia de pequeñas cargas axiales de compresión (parte inferior de la curva), teóricamente puede tener un efecto beneficioso sobre el momento flector ya que permiten disminuir la sección transversal fisurada por la flexión y aumentar la sección efectiva de trabajo del hormigón.

#### **6.4. PUNTOS NOTABLES DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN**

##### **6.4.1. Elaboración de diagramas de interacción**

Para la elaboración de las curvas de interacción de una sección dada, existen varios procedimientos, pero entre los que más se usan están dos; el primero y más común es un proceso iterativo que cumple los siguientes pasos:

1. Se definen diferentes posiciones del eje neutro
2. Para cada posición del eje neutro se calculan las deformaciones unitarias en cada fibra de la pieza, tomando como base una deformación máxima en el hormigón que para el caso de concreto sin confinar es de 0.003.
3. En función de las deformaciones en el acero y en el hormigón se determinan los diagramas de esfuerzos en el hormigón y la magnitud de los esfuerzos en el acero.
4. Se calculan los momentos flectores centroidales y cargas axiales internas que, por equilibrio, deben ser iguales a los momentos flectores y cargas axiales externos solicitantes y se grafican para obtener los puntos del diagrama.

Este procedimiento da resultados bastante buenos cuando se trata de diseño de columnas a flexo-compresión con hormigón normal sin confinar, pero cuando se trata de hormigón confinado y más aún confinado con FRP el ACI 440 recomienda el uso de ecuaciones directas que son una aproximación excelente del comportamiento de columnas reforzadas con FRP ante flexo-compresión y ya que este es el caso de estudio se explicará detalladamente cómo se construyen los diagramas de interacción con este método.

#### **6.4.2. Elaboración del diagrama de interacción para columnas de hormigón armado reforzadas con FRP para resistir flexo-compresión mediante ecuaciones directas.**

Para empezar se debe mencionar que aunque este método es bastante bueno para obtener los diagramas de interacción de columnas con hormigón confinado con FRP también tiene ciertas limitaciones como son:

- La principal limitación es que el método está propuesto solo para el caso de columnas con secciones rectangulares, si se requiere en columnas circulares se debe buscar alternativas como la que se indica en la primera parte.
- Las ecuaciones tienen un mayor grado de complejidad al momento de reemplazar los valores porque pueden existir errores lo cual puede ser un problema si no se dispone de un ordenador.
- Las expresiones son validas solo para la zona de flexo-compresión hasta la condición balanceada, de este punto hacia la parte inferior del diagrama los resultados son inexactos.
- La cantidad de puntos que se utilizan para construir el diagrama es limitada ya que el ACI trabaja con un modelo bilineal con tres puntos, aunque con la ayuda de un programa computacional se puede aumentar la cantidad pero sin pasar del límite balanceado.



El reforzamiento sólo es posible cuando la carga axial y el momento flector caen por encima de la línea que une el origen y el punto balanceado en el diagrama del miembro no confinado. Esta limitación se deriva del hecho de que un refuerzo es necesario para los miembros cuyo modo de falla sea la compresión.

Los diagramas de P-M pueden ser desarrollados por compatibilidad de las deformaciones y equilibrio de fuerzas internas con el modelo para el comportamiento tensión-deformación del hormigón confinado con FRP, pero por simplicidad, los diagramas P-M con hormigón confinado correspondientes a una falla por compresión son reducidos a dos curvas bilineales que pasan a través de tres puntos como se indica en la figura 6.7.

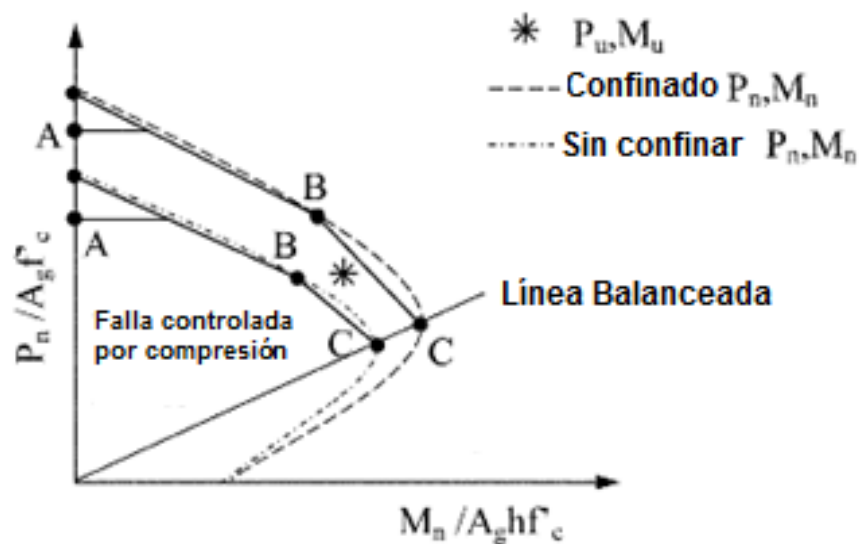


Figura 6.7 Diagrama de Interacción esquemático<sup>30</sup>

<sup>30</sup> ACI 440.2R-08, Chapter 12, Combined Axial Compression and Bending.

Esos tres puntos se definen en base a la siguiente sección, ubicación del refuerzo y sentido del momento actuante:

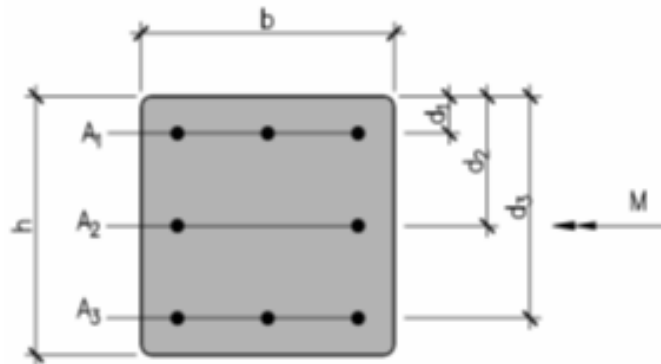


Figura 6.8 Sección rectangular de referencia

- Punto A (compresión pura) donde la máxima deformación del hormigón en compresión corresponde a la deformación máxima del hormigón confinado  $\epsilon_{ccu}$  y el momento flector es nulo.
- El punto B corresponde a una distribución de deformaciones donde se tiene una deformación igual a cero en la capa de acero longitudinal más cercana a la cara en tensión y una deformación de compresión  $\epsilon_{ccu}$  en la cara en compresión.

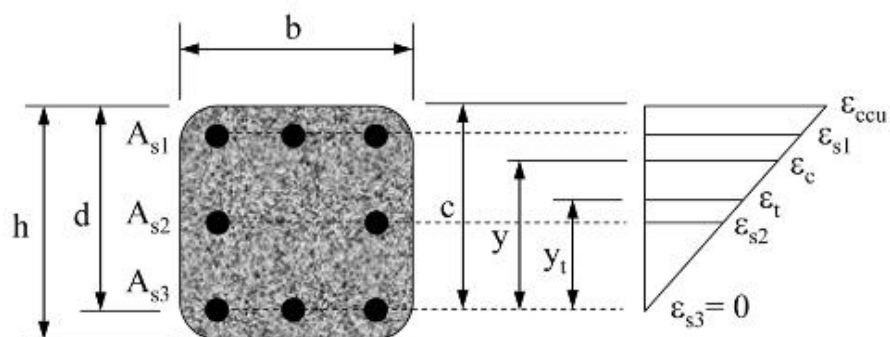


Figura 6.9 Punto B

- El punto C corresponde a una distribución de deformaciones para la falla balanceada con una deformación máxima en compresión  $\epsilon_{ccu}$  y una deformación de fluencia  $\epsilon_{sy}$  en la capa de acero longitudinal más cercana a la cara tensionada.

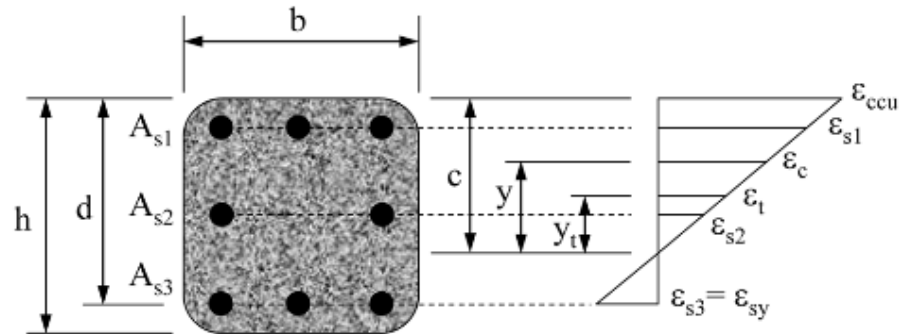


Figura 6.10 Punto C

- Punto D

Como aporte personal, para completar el diagrama de interacción de una columna con y sin refuerzo; se calcula el punto D, correspondiente a la combinación P-M donde la sección se encuentra solamente sometida a flexión pura, es decir donde la carga axial  $P=0$ .

Hay que tomar en cuenta que al ser una combinación de flexión y compresión, es necesario primeramente determinar los resultados de la contribución del FRP en un estado de compresión pura, ya que dichos valores se utilizan en las ecuaciones para graficar el diagrama de interacción. Los datos necesarios que se obtienen del comportamiento del hormigón confinado con FRP para resistir carga axial son; el módulo

de elasticidad  $E_2$ , la deformación máxima en compresión  $\varepsilon_{ccu}$  y la máxima resistencia a la compresión  $f'_{cc}$ .

En el caso de refuerzo a flexo compresión se presenta una situación adicional en cuanto al nivel de deformación efectiva en el FRP, como ya se explicó anteriormente, la exposición ambiental afecta las propiedades de las láminas de carbono por lo que se reduce su esfuerzo y deformación con un factor ambiental CE, además debido al estado multiaxial de tensiones como ya se explicó, la deformación debe ser afectada por un factor de eficiencia  $K_e$  de 0.55; en el caso de flexo compresión y específicamente para los puntos B,C y D; dicha deformación se limita a un máximo de 0.004 para asegurar la integridad a cortante del concreto confinado. Se hace esto solo para los puntos B, C y D porque existe flexión, lo cual genera esfuerzos de corte en la columna mientras que para el punto A, por encontrarse en compresión pura no se realiza esta limitación.

De esta manera, la deformación efectiva quedaría así:

En el punto A:  $\varepsilon_{fe} = K_e \cdot \varepsilon_{fu}$

En los puntos B, C y D:  $\varepsilon_{fe} = K_e \cdot \varepsilon_{fu} \leq 0.004$

Entonces, para valores de excentricidad mayor que  $0,1H$  y hasta el punto que corresponde a la condición balanceada, la metodología proporciona las siguientes ecuaciones para el cálculo de un diagrama de interacción simplificado.

- Para el punto A

$$\phi P_{n(A)} = 0.8\phi[0.85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

$$\phi M_{n(A)} = 0$$

- Para los puntos B y C

$$\phi P_{n(B,C)} = \phi \left[ (A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D) + \sum A_{si} f_{si} \right]$$

$$\phi M_{n(B,C)} = \phi \left[ (E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 + H(y_t) + I) + \sum A_{si} f_{si} d_i \right]$$

Donde:

A, B, C, D, E, F, G, H, I: coeficientes del modelo de Bank.<sup>31</sup>

$y_t$ : coordenada vertical dentro de la región de compresión medido desde la posición del eje neutro hasta la deformación de transición  $\epsilon_t'$

$A_{si}$ : Área de cada una de las capas de acero de refuerzo

$f_{si}$ : Esfuerzos en cada capa de acero de refuerzo

$d_i$ : Distancia desde la fibra extrema a compresión a cada capa de refuerzo

La profundidad del eje neutro para los puntos B y C se determina como se muestra a continuación:

$$c = \begin{cases} d & \text{Punto B} \\ d \frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{sy} + \epsilon_{ccu}} & \text{Punto C} \end{cases}$$

<sup>31</sup> Bank L. C., Composites for Construction, Structural Design with FRP Materials, 2006.

La deformación de transición y el parámetro  $y_t$  para cada punto se calculan de la siguiente manera:

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'c}{E_c - E_2}$$

$$y_t = c \frac{\varepsilon'_t}{\varepsilon_{ccu}}$$

Los coeficientes se determinan mediante las siguientes expresiones teniendo cuidado de utilizar unidades compatibles:

$$A = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{12f'c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2$$

$$B = \frac{b(E_c - E_2)}{2} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)$$

$$C = -bf'c$$

$$D = bcf'c + \frac{bcE_2}{2} (\varepsilon_{ccu})$$

$$E = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{16f'c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2$$

$$F = b \left( c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)^2}{12f'c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 + \frac{b(E_c - E_2)}{3} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)$$

$$G = \left( \frac{b}{2} f'c + b \left( c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)}{2} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \right)$$

$$H = bf'c \left( c - \frac{h}{2} \right)$$

$$I = \frac{bc^2}{2} f'c - bcf'c \left( c - \frac{h}{2} \right) + \frac{bc^2 E_2}{3} (\varepsilon_{ccu}) - \frac{bcE_2}{2} \left( c - \frac{h}{2} \right) (\varepsilon_{ccu})$$

Donde:

b y h: dimensiones de la sección transversal

c: profundidad del eje neutro

f'c: resistencia a la compresión del hormigón sin confinar

$\varepsilon_{ccu}$ : deformación máxima en compresión del concreto confinado

$E_c$ : módulo de elasticidad del hormigón sin confinar

$E_2$ : módulo de elasticidad de la rama ascendente de la curva esfuerzo deformación de hormigón confinado.

- Para el punto D

$$\phi P_{n(D)} = 0$$

$$\phi M_{n(D)} = \phi \left[ A_s \cdot f_s \cdot \left( d - \frac{A_s \cdot f_s}{1.7 f'_{cc} \cdot b} \right) + \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left( h - \frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}}{1.7 f'_{cc} \cdot b} \right) \right]$$

Con todo esto es posible obtener los puntos y graficar el diagrama de interacción para una columna de hormigón armado sometida a flexo compresión reforzada con FRP; pero también es posible y además necesario graficar el diagrama de interacción para la misma columna pero sin refuerzo, lo cual se logra al hacer cambios en los datos.

Basta con hacer que el esfuerzo máximo a compresión del hormigón confinado sea igual al esfuerzo máximo a compresión del hormigón sin

confinar,  $f'_{cc} = f'_c$ , y que de la misma manera la deformación máxima del concreto confinado sea igual a la deformación unitaria máxima del concreto sin confinar,  $\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} = 0.003$ , para obtener el diagrama de interacción de la columna sin refuerzo. Además para el punto D se debe omitir la contribución del FRP en el cálculo del momento.

Es importante contar con los dos diagramas en un mismo plano además del par de coordenadas P\_M correspondientes a las nuevas solicitaciones que deberá resistir la columna para poder establecer el nivel de refuerzo y verificar si se encuentran bajo o sobre la curva que limita la falla de la sección.

La resistencia de una sección transversal sometida a una combinación de flexión y carga axial debe satisfacer tanto la condición de equilibrio de fuerzas como la condición de compatibilidad de las deformaciones. Luego la resistencia a la combinación de carga axial y momento ( $P_n, M_n$ ) se multiplica por el factor de reducción de la resistencia  $\phi$  que corresponda para determinar la resistencia de diseño ( $\phi P_n, \phi M_n$ ) de la sección. La resistencia de diseño debe ser mayor o igual que la resistencia requerida:

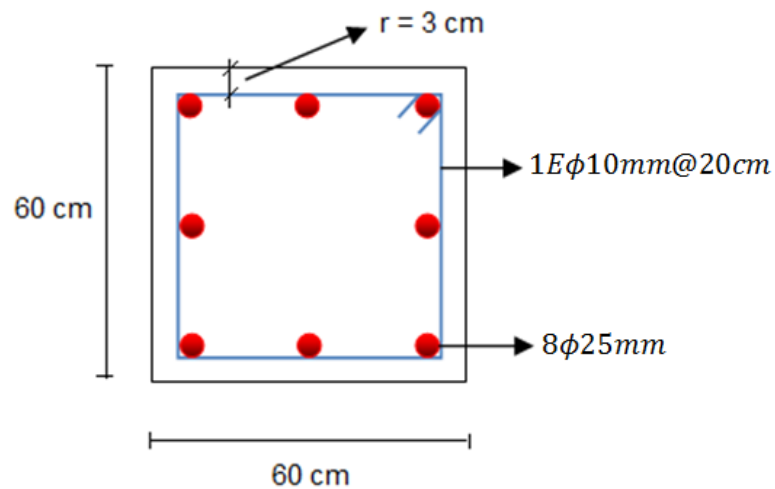
$$(\phi P_n, \phi M_n) \geq (P_u, M_u)$$



## 6.5. EJEMPLO DE REFORZAMIENTO DE UNA COLUMNA SOMETIDA A FLEXO-COMPRESIÓN USANDO FRP

La columna de un edificio sometida a un aumento en la carga sísmica, producto de una actualización reglamentaria por nuevos códigos de diseño, tiene una armadura longitudinal incapaz de resistir el momento flector y la carga axial obtenidos del análisis dinámico de la estructura.

Propiedades de la sección



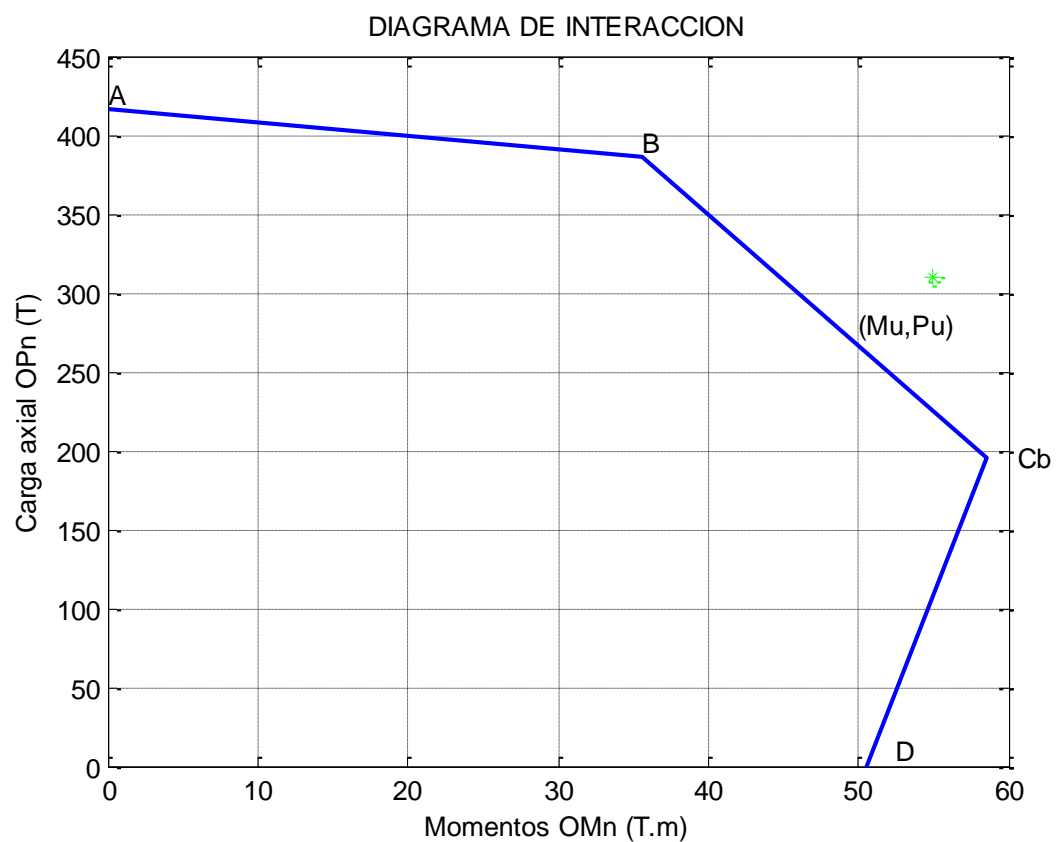
Se tiene  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ , y la combinación de momento y carga axial que se requiere que soporte la columna es  $P = 310 \text{ T}$  y  $M = 55 \text{ T.m}$ ; que son los datos que entrega el análisis dinámico de la estructura.

### SOLUCIÓN

Se debe comprobar la capacidad resistente de la columna para saber si es capaz o no de resistir las nuevas solicitaciones; para ello lo que se

hace es construir el diagrama de interacción de la columna existente y ubicar la nueva combinación P-M.

Con la ayuda del programa flexopresion\_FRP se determina el diagrama de interacción para la sección sin reforzamiento. Aquí se observa que la sección no resiste el momento y carga axial que se necesitan, porque el punto que define esta combinación queda sobre el diagrama.



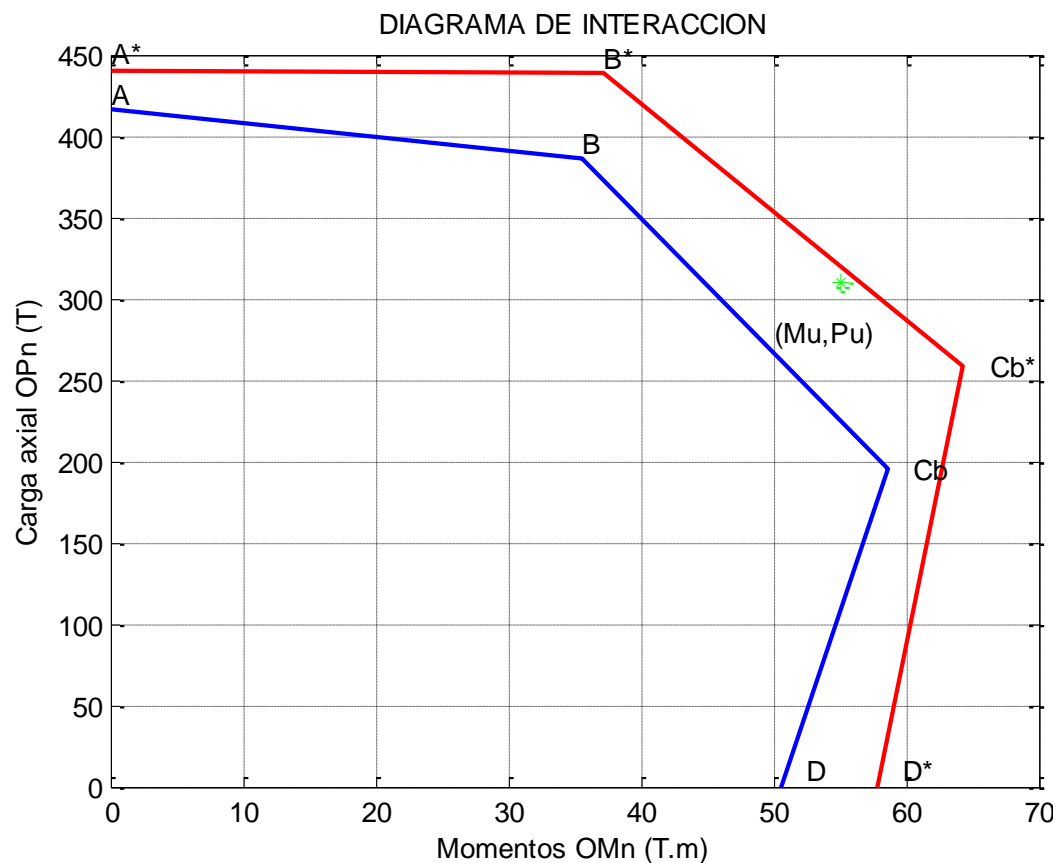
Para cumplir con los requerimientos impuestos se procede a realizar el refuerzo de la columna utilizando 4 capas de SikaWrap 230C que tiene las siguientes propiedades:

$$t_f = 0.0381 \text{ cm} \quad \varepsilon_{fu}^* = 0.0097 \quad f_{fu}^* = 6260 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E_f = 588170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$CE = 0.95 \rightarrow \varepsilon_{fu} = CE \cdot \varepsilon_{fu}^* = 0.009215$$

$$f_{fu} = CE \cdot f_{fu}^* = 5947 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$K_e = 0.55$$



El punto que corresponde al momento y carga axial requeridos, se encuentra bajo el diagrama de interacción de la columna reforzada con tejido FRP por lo que el diseño es adecuado.

## CAPITULO VII

### 7. REFORZAMIENTO DE UNA LOSA Y COLUMNAS DE UN SALÓN DE AUDIOVISUALES Y UN AUDITORIO

#### 7.1. REFORZAMIENTO DE LA LOSA DEL SALÓN DE AUDIOVISUALES DE LICEO MUNICIPAL “FERNÁNDEZ MADRID”



Figura 7.1 Sala de Audiovisuales Colegio Fernández Madrid

##### 7.1.1. Descripción de la estructura

En el Colegio Fernández Madrid, en la losa del salón de audiovisuales, existen rajaduras que prácticamente atraviesan todo el vano y el espesor de la losa, ya que se las puede observar desde la parte de arriba de la misma, que corresponde a la biblioteca de la institución.



Figura 7.2 Fisuras en la losa del salón de audiovisuales

La estructura está formada por una losa plana bidireccional alivianada con nervios de 15cm de ancho por 35cm de altura, vigas embebidas en la losa de 25cm de ancho y 35cm de altura, se encuentra apoyada sobre mampostería una parte y otra sin apoyo, y tiene columnas de hormigón armado en forma de cruz cada 10m, hace algunos años se presentan fisuras en la losa por lo que es necesario reforzar, dicho reforzamiento se realiza cubriendo las grietas y colocando dos columnas metálicas de 30 x 30 cm en la zona donde se presentan los máximos desplazamientos; con el paso del tiempo las grietas empiezan a abrirse nuevamente y aparecen nuevas fisuras en la losa.

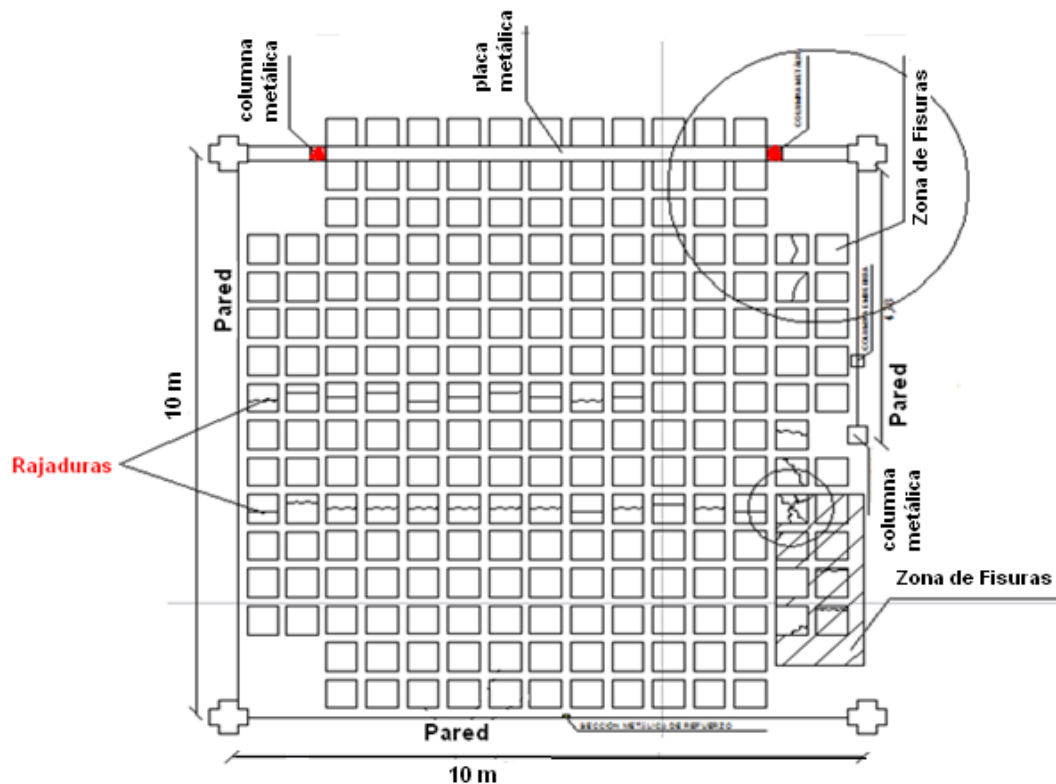


Figura 7.3 Levantamiento de fisuras y zonas de apoyo

### 7.1.2. Diagnóstico del estado actual de la estructura sin refuerzo

El problema en este caso no es de sismo, sino de carga vertical; con el sistema computacional CEINCI-LAB se analiza la losa como una malla espacial sobre la que gravitan cargas verticales, se considera un modelo matemático de 3 grados de libertad por nudo; 2 grados de libertad (giro en X y giro en Y), para los nudos en los bordes del vano que tienen apoyo sobre mampostería, ya que no existe corrimiento vertical, y con 3 grados de libertad (giro en X, giro en Y y desplazamiento vertical), para todos los nudos interiores que se forman en la intersección de los nervios y también para la parte de la entrada a la sala, que se encuentra libre porque no existe pared

de apoyo. Cada elemento de la malla trabaja a flexión, corte y torsión.<sup>32</sup>

Primero se analiza la estructura sin las columnas de acero y se determina que los desplazamientos verticales máximos están alrededor de los 9.5 cm, y que se ubican en la mitad del vano libre que no está apoyado sobre mampostería. De esta manera se puede comprender porque en el primer reforzamiento se colocaron en esa zona las columnas metálicas.

Al considerar las columnas metálicas, el modelo estructural cambia, y aunque los desplazamientos verticales disminuyen notablemente a la mitad (5cm), estos se concentran mayoritariamente en el centro de la losa y las fisuras siguen apareciendo.

#### **7.1.2.1. Deflexiones**

Luego de analizar la losa con columnas metálicas que es como actualmente se encuentra reforzada, se han determinado los desplazamientos, los cuales se los coloca en sus correspondientes nudos de manera gráfica para comprender mejor como se está comportando la estructura y el por qué nuevamente la aparición de fisuras.

---

<sup>32</sup> Dr. Roberto Aguiar, Análisis Estático de Estructuras, 2004.

El Código Ecuatoriano de Construcción y el ACI establecen las deflexiones máximas para losas macizas y nervadas en función del uso de la losa como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 7.1 Deflexión máxima admisible calculada

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Limite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, $L$	$l/180^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, $L$	$l/360$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) <sup>†</sup>	$l/480^*$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^{\$}$

FUENTE: CEC 2000

Para el caso de análisis, se tiene una deflexión máxima de  $l/240$  donde  $l=10\text{m}$ , entonces la máxima deflexión permisible es  $0.04167\text{ m}$  o  $4.167\text{ cm}$ .

En el siguiente gráfico se muestra el desplazamiento calculado en cada nudo en cm, los valores en rojo son los que superan la deflexión máxima.



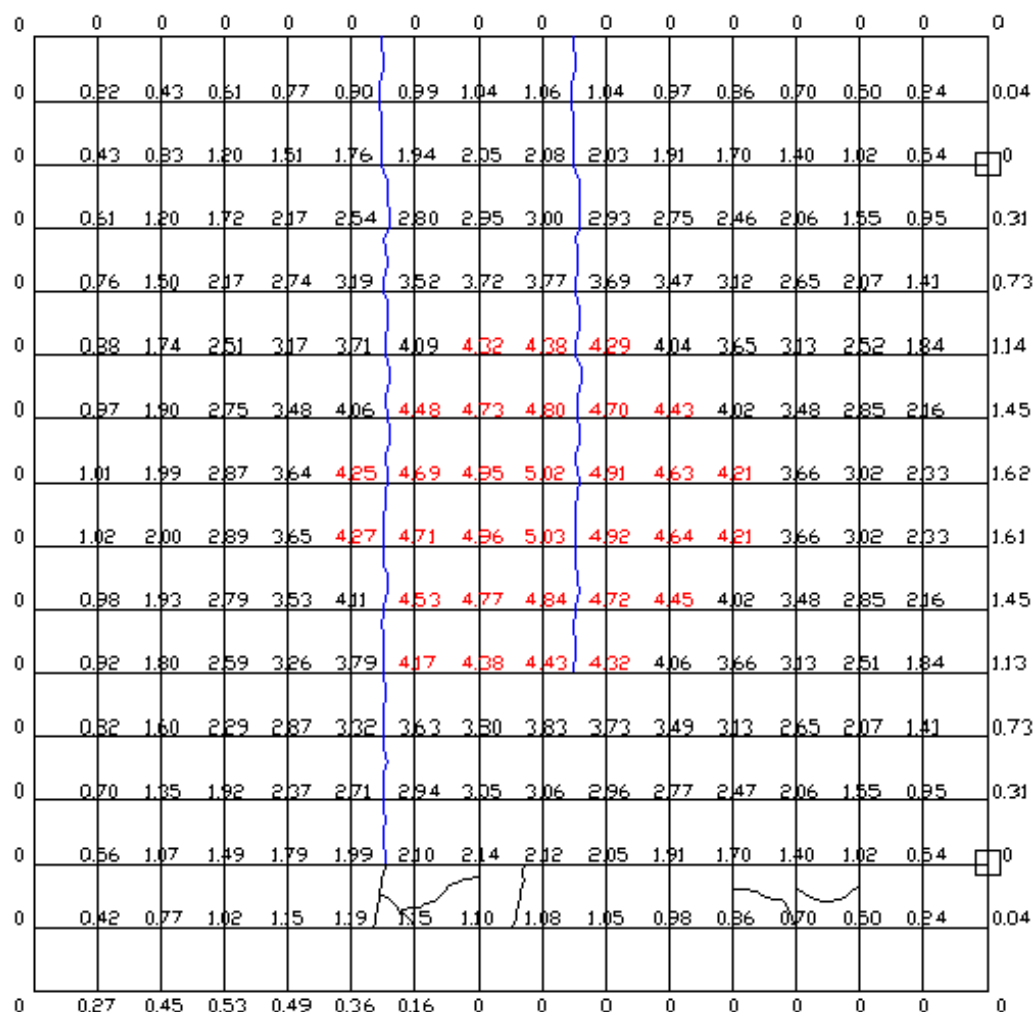


Figura 7.4 Desplazamientos verticales en cada nudo

Como se puede observar los desplazamientos más críticos ahora se encuentran en el centro de la losa y son mucho menores que los obtenidos en el caso anterior, lo que es bastante lógico debido a que se tiene las columnas que impiden el corrimiento vertical en esa zona. Los máximos desplazamientos están en concordancia con las rajaduras existentes. <sup>33</sup>

<sup>33</sup> Aguiar R., y Rosero L., Reforzamiento de la losa de Biblioteca del Centro Educativo Fernández Madrid con CarboDur S 512. 2012.

### 7.1.2.2. Acciones internas

Para el análisis de la capacidad a flexión de la losa se define el parámetro  $\alpha_f$  como la relación entre la capacidad a flexión de una sección de la losa con respecto a la demanda a flexión en ese punto, por efecto de las cargas verticales.

$$\alpha_f = \frac{M_{uc}}{M_{ud}}$$

Donde  $M_{uc}$  es el momento último que soporta una sección de un nervio o viga de la losa en función de la armadura que tiene, de la resistencia máxima del hormigón a compresión  $f'_c$  y del límite de fluencia del acero  $f_y$ . Por otro lado,  $M_{ud}$  es el momento a flexión debido a las cargas verticales que se obtiene del análisis estructural de la malla espacial.

$$M_{uc} = \phi A_s f_y \left( d - \frac{A_s f_y}{1.7 b f'_c} \right)$$

Donde  $b$  es la base de la viga o nervio;  $d$  es la altura efectiva;  $\phi$  factor de disminución de esfuerzos, para flexión  $\phi = 0.9$ .  $A_s$ , es la armadura de la viga o nervio. Los nervios en general tienen  $1 \phi$  de 16 mm., y las vigas la armadura media es  $4 \phi$  de 22 mm., tanto en la parte superior como inferior. Los momentos resistentes fueron 2.23T.m para los nervios y de 13.70T.m para las vigas.<sup>34</sup>

---

<sup>34</sup> Dr. Roberto Aguiar, Reforzamiento con FRP, 2012.

Se obtuvo el factor  $\alpha_f$  en los dos sentidos, X, Y. Cuando la capacidad es menor que la demanda ( $\alpha_f < 1$ ) hay problemas y las secciones debieron ingresar al rango inelástico y presentar daño, si en algunas partes no lo hizo probablemente es que trabajó como viga "T" o simplemente están consumiendo la sobre resistencia que tienen los elementos.<sup>35</sup>

En las figuras 7.5 y 7.6 se presentan los valores de  $\alpha_x$  y  $\alpha_y$  para los elementos en sentido X y Y respectivamente, cada nervio fue modelado como un elemento y se aprecia que la mayor parte tiene valores menores a la unidad.

---

<sup>35</sup> Mwafy and Elnashai, 2002.



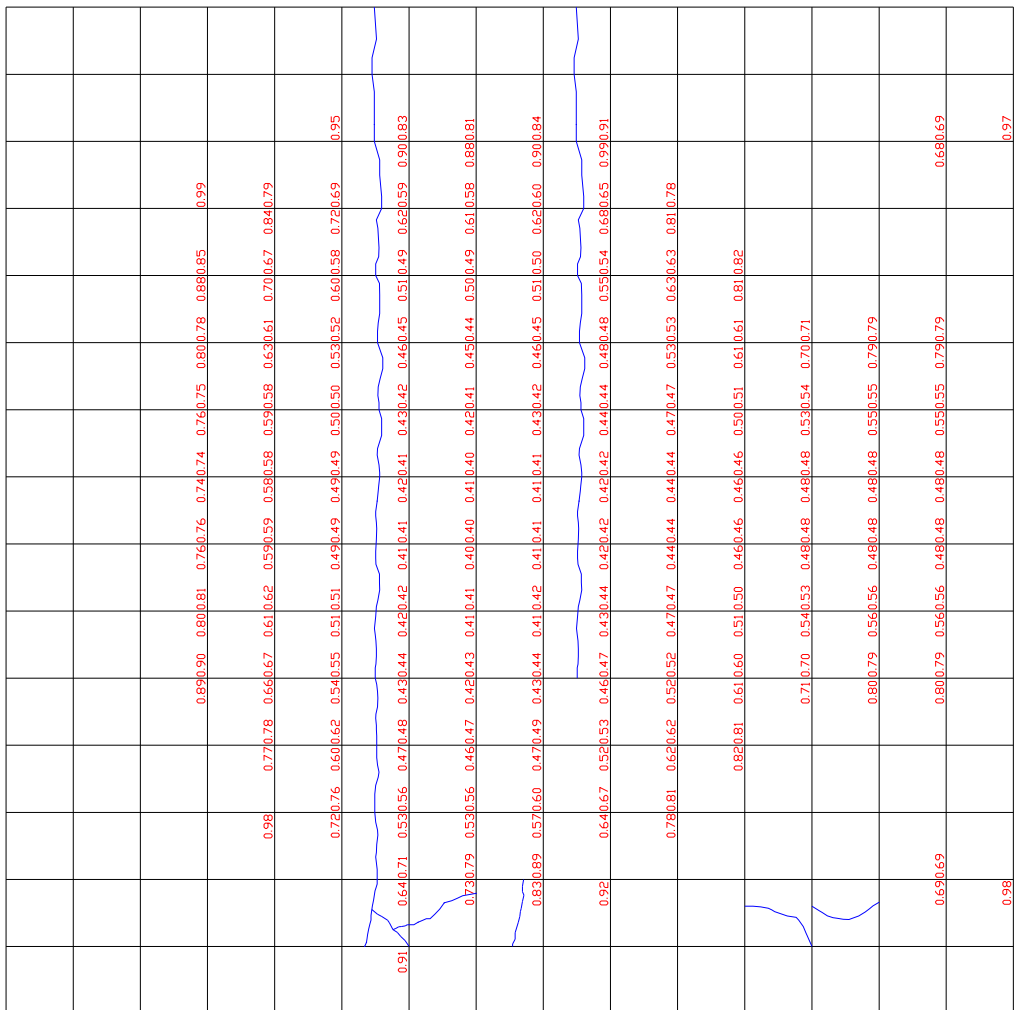


Figura 7.6 Valores de  $\alpha$  más críticos para elementos en sentido Y

De la misma manera que sucede con los desplazamientos, los momentos más críticos ahora se concentran en el centro del vano en estudio, pero también hay que tomar en cuenta los momentos que se generan por la presencia de las columnas metálicas en los nervios cercanos a estas en ambas direcciones lo cual causa una redistribución de esfuerzos.

Del análisis a cortante se puede concluir que no existen fallas de corte por cuanto se tratan de elementos muy pequeños de 65 cm y debido a que por definición el cortante se analiza a una distancia  $d$  de la cara del apoyo es decir a 31 cm de la cara del nervio, casi en la mitad, es más que seguro que no existe problemas de corte en esta zona por lo que el refuerzo es netamente a flexión en los nervios de la losa.<sup>36</sup>

### **7.1.3. Reforzamiento de la estructura con FRP**

#### **7.1.3.1. Descripción de la estructura reforzada**

Los nervios de la losa armada en dos direcciones tienen una base  $b=15\text{cm}$ , altura  $h=35\text{cm}$ , con una armadura inferior de 1  $\phi$  16, armadura superior de 1  $\phi$  8 y un recubrimiento de 4cm. El hormigón tiene una resistencia a la compresión de  $210\text{ kg/cm}^2$  y el acero un límite de fluencia de  $4200\text{ kg/cm}^2$ . La mayor demanda a flexión es 4.94 Tm que corresponde al momento al que se debe llegar mediante el refuerzo.

El reforzamiento consiste en colocar en cada nervio 1 platina de carbono S 512 con módulo de elasticidad  $E=1650000\text{ Kg/cm}^2$  que tiene un ancho de 50mm, espesor de 1.2mm y una sección transversal de  $60\text{mm}^2$  o  $0.6\text{cm}^2$ , tanto en la parte inferior de la losa (lado que da al Salón de Clases) como en la parte superior (lado que da a la Biblioteca). Además se debería rellenar las fisuras con

---

<sup>36</sup> Dr. Roberto Aguiar, 2012.

resina epóxica SikaDur 30 para evitar que sigan creciendo y también para proteger a la armadura interior.

### 7.1.3.2. Cálculo del refuerzo

Para el cálculo del refuerzo se emplea el programa de CEINCI-LAB llamado flexion\_FRP el determina la capacidad a flexión de una viga simplemente armada  $M_u$ , sin tomar en cuenta la lámina de refuerzo cual en base a los datos siguientes:

$$b = 15 \text{ cm.} \quad h = 35 \text{ cm.} \quad d' = 4 \text{ cm.} \quad d = 31 \text{ cm.}$$

$$A_s = 2 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 0.50 \text{ cm}^2 \quad A_f = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_p = 4.94 \text{ Tm.}$$

Para este nervio se obtiene un  $M_u=2.225 \text{ Tm}$ , posteriormente el programa calcula el valor de la profundidad del eje neutro  $c$  de manera iterativa y cuando se determina el  $c$  verdadero calcula el momento nominal de la sección reforzada.

El valor de la profundidad del eje neutro resulta  $c = 6.9386 \text{ cm}$  con lo que el momento nominal queda  $M_n = 4.72 \text{ Tm}$ ; ya que estrictamente se debe calcular como viga "T" se puede esperar que el nervio reforzado con CarboDur S512 tenga una mayor capacidad resistente que la resultante.

### 7.1.3.3. Ubicación del refuerzo

Las láminas de carbono S512 se deben colocar en los elementos que registran valores de  $\alpha$  menores a uno, pero debido a la gravedad de las grietas que se observan en el lugar y posteriormente se confirman mediante el cálculo, casi toda la losa debe ser reforzada con láminas de carbono en ambos sentidos como se indica a continuación.

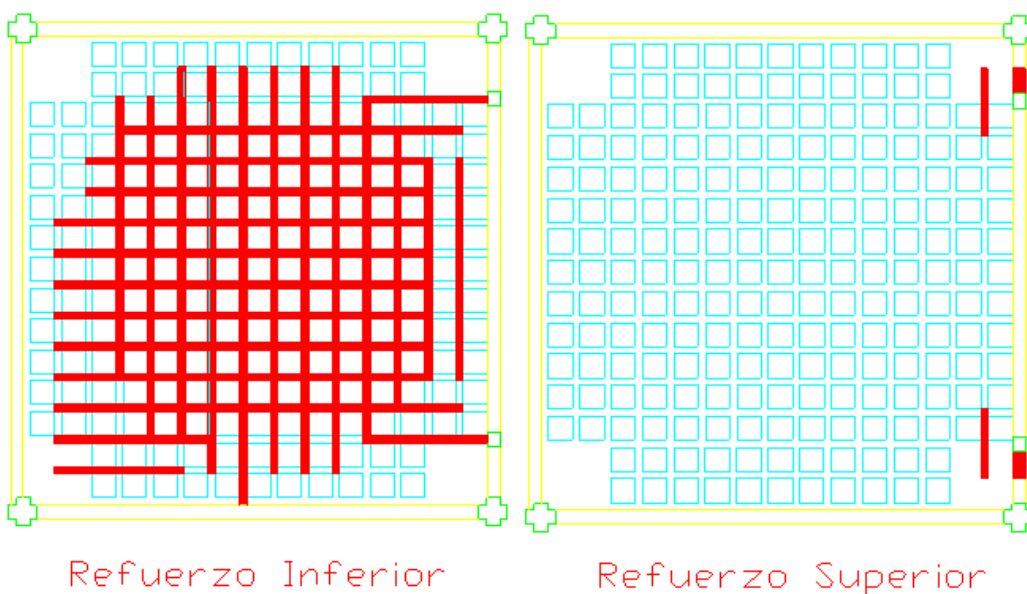


Figura 7.7 Planos de reforzamiento de losa con CarboDur S512



## 7.2. REFORZAMIENTO DE LAS COLUMNAS DEL AUDITORIO DEL LICEO MUNICIPAL “FERNÁNDEZ MADRID”



Figura 7.8 Vigas y columnas del auditorio

### 7.2.1. Descripción de la estructura

Para continuar con el estudio de las estructuras existentes en el Colegio Fernández Madrid, ahora se realiza el análisis del Auditorio que se ubica en la parte posterior de la institución.



Figura 7.9 Vista de la estructura sobre el auditorio

La estructura está formada por una losa bidireccional alivianada con nervios de 10cm de ancho por 25cm de altura, que se encuentra apoyada sobre vigas embebidas de 50cm de ancho y una altura igual a la de la losa en el sentido longitudinal, y en el sentido transversal tiene vigas de 30cm de ancho por 1.15m de altura, tiene columnas de hormigón armado rectangulares pero de sección variable que empiezan siendo de 30 x 40 cm en la base y terminan en la parte superior de 30 x 55 cm, en un sentido se encuentran separadas entre 3 y 4 m mientras que en el otro la separación es de 11m y tienen una altura de 6m aproximadamente.

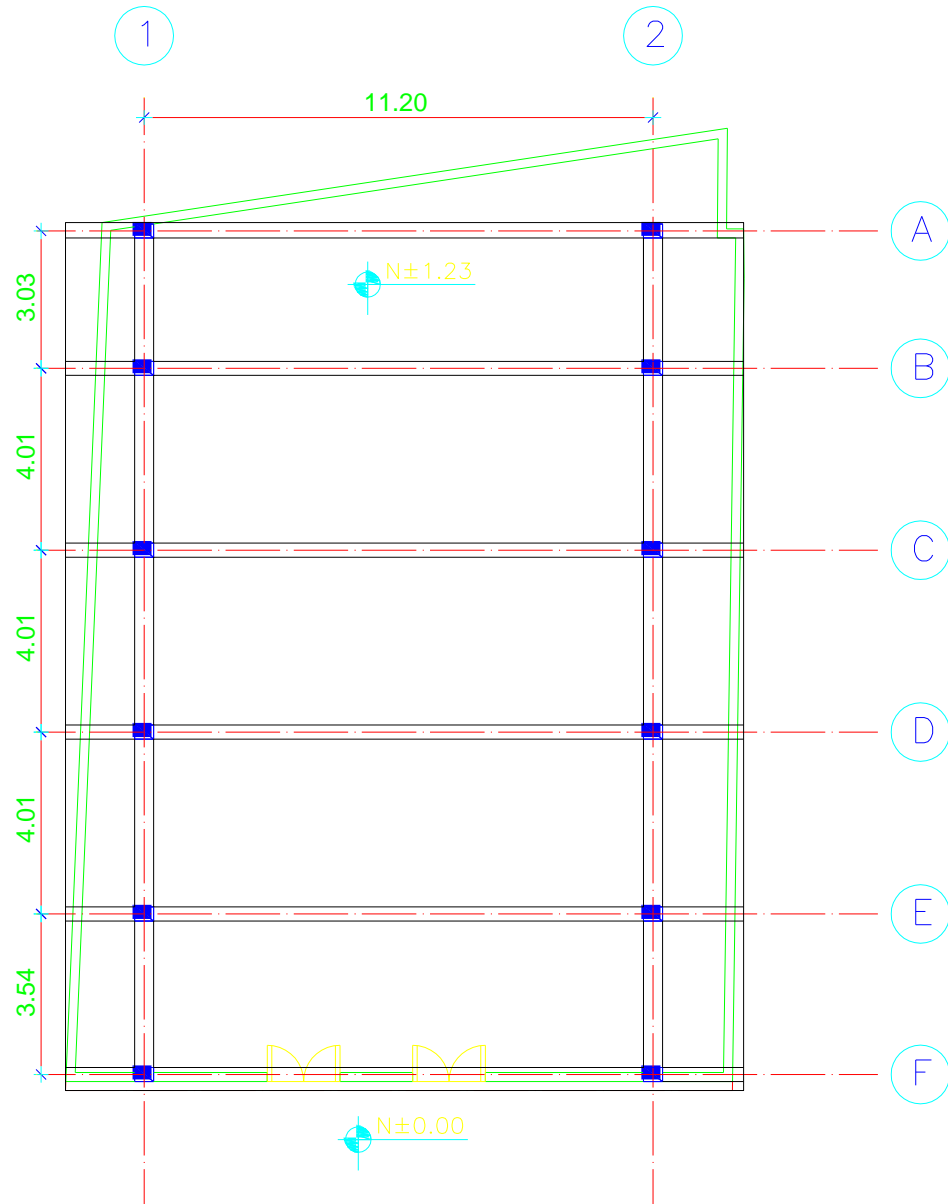


Figura 7.10 Planta del auditorio

En la parte superior del auditorio se construyó una pequeña aula con estructura metálica que tiene mampostería y una cubierta liviana de fibrocemento como se indica en la figura 7.9, esta pequeña estructura aporta con un peso de 16T al peso total que soportan las columnas del auditorio que es de 265.7T.

### **7.2.2. Diagnóstico del estado actual de la estructura sin refuerzo**

A pesar de que al interior de la estructura no se observan fallas como en el caso de la losa, se realiza el análisis sísmico de la estructura ya que a simple vista se tiene la sensación de una falta de rigidez por la esbeltez de las columnas y además en el sentido longitudinal no existen vigas descolgadas, todas estas situaciones se reflejan en altos valores de derivas de piso.

Para el análisis del auditorio se emplea las subrutinas del programa computacional CEINCI-LAB, se considera un modelo matemático donde los pórticos están formados por columnas totalmente flexibles y vigas axialmente rígidas.

El procedimiento consiste en calcular la matriz de rigidez de la estructura y la matriz de masas, con estos valores se determina los períodos, modos y frecuencias de vibración, matriz de amortiguamiento y los factores de participación modal.

Una vez establecidos los valores anteriores, utilizamos el espectro dado por la nueva Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 para establecer las aceleraciones espectrales y finalmente los desplazamientos elásticos e inelásticos con los que se calcula las derivas de piso.

### 7.2.2.1. Períodos de vibración

Con un  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $Ec = 15000\sqrt{f'c}$  en  $\text{kg/cm}^2$  para la estructura del auditorio se encuentra que la matriz de rigidez espacial y la matriz de masas son las siguientes:

$$KE = \begin{bmatrix} 3086.64 & 0 & -787.09 \\ 0 & 1114.42 & 0 \\ -787.09 & 0 & 165364.55 \end{bmatrix}$$

$$ME = \begin{bmatrix} 27.11 & 0 & 0 \\ 0 & 27.11 & 0 \\ 0 & 0 & 1330 \end{bmatrix}$$

Al calcular el determinante  $\det|K - \lambda M| = 0$  se encuentran las raíces del polinomio característico  $P(\lambda)$ , se hallan los valores propios  $\lambda$ ; y las frecuencias y períodos de vibración se calculan con las expresiones:

$$W_{ni} = \sqrt{\lambda_i}$$

$$T_i = \frac{2\pi}{W_{ni}}$$

Los resultados fueron:

$$W_n = \begin{bmatrix} 6.4115 \\ 10.6026 \\ 11.2150 \end{bmatrix}$$

$$T = \begin{bmatrix} 0.9800 \\ 0.5926 \\ 0.5602 \end{bmatrix}$$

### 7.2.2.2. Aceleraciones espectrales

Para calcular la aceleración espectral de la estructura, se sigue la normativa NEC-11 con las siguientes consideraciones:

Se utiliza un factor de reducción de fuerzas sísmicas  $R=4$ ; el factor de irregularidad en planta y elevación es 1 ya que no existen irregularidades y finalmente ya que la estructura se encuentra ubicada en Quito, ciudad de la Sierra, está en la zona sísmica V que tiene un valor de  $Z = 0.4g$  y  $\eta = 2.48$ .

El tipo de suelo en el que se encuentra es el tipo E que corresponde a arcillas blandas por lo que los factores de sitio  $F_a = 1.15$  y  $F_d = 1.6$ ; y el factor de comportamiento inelástico del suelo  $F_s = 1.9$

Como los períodos de vibración se encuentran antes del punto donde inicia la rama descendente del espectro se tiene que la aceleración espectral es  $A_d = 2.795 \text{ m/s}^2$

### 7.2.2.3. Derivas de piso

El último paso es el cálculo de las derivas de piso para lo que es necesario primero conocer los desplazamientos modales que se determinan en base a los períodos de vibración, factores de participación modal y la aceleración espectral. Los valores de desplazamientos obtenidos son:

$$q = \begin{bmatrix} 0.0915 \text{ m} \\ 0.2720 \text{ m} \\ 0.0065 \text{ rad} \end{bmatrix}$$

Las derivas de piso se encuentran al dividir los desplazamientos transversal y longitudinal para la altura de piso que es 6 m y se las expresa en porcentaje; se tiene derivas de 1.5251% en sentido transversal y de 4.5328% en el sentido longitudinal. Como bien se conoce el NEC-11 limita el valor de las derivas de piso a un máximo del 2% para estructuras de hormigón armado y en ésta en particular tenemos más del doble en un sentido, con lo cual se confirman las sospechas de que a la estructura le falta rigidez.

### **7.2.3. Reforzamiento de la estructura con FRP**

En vista de los altos valores de derivas de piso determinados para la estructura del auditorio; el colocar solo refuerzo con FRP es por mucho insuficiente, porque como ya se mencionó en apartados anteriores, la fibra de carbono aporta con resistencia pero con muy poco en rigidez y por lo tanto se hace necesario antes de reforzar con FRP, rigidizar la estructura para disminuir las derivas, es por eso que se opta por colocar diagonales de acero en los vanos centrales de los dos pórticos longitudinales para mejorar el comportamiento de la estructura frente a un sismo.

#### **7.2.3.1. Descripción de la estructura reforzada**

El reforzamiento consiste primeramente en colocar dos diagonales de acero de forma cuadrada de 200x4 mm en los vanos centrales de los pórticos longitudinales, que van desde la

base de las columnas al centro de la luz como se indica en la figura 7.11, cada diagonal tiene un área de 30.9 cm<sup>2</sup> y una inercia de 1970 cm<sup>4</sup>, hasta aquí se realiza un primer cálculo y los resultados muestran que la estructura aumenta su rigidez ya que la deriva longitudinal baja considerablemente pasando de 4.5328% a 0.9503%, pero esta redistribución de rigidez provoca que en el otro sentido la deriva de piso aumente un poco al pasar de 1.5251% a 1.6368%, esto ya no es un problema porque las dos derivas son menores al 2% que establece el código, e incluso se las puede disminuir aún más para que sean menores al 1.5%, esto se logra al envolver a las columnas con 2 o 3 capas de tejido de fibra de carbono lo cual aumenta también su capacidad resistente a flexo-compresión.

### 7.2.3.2. Períodos de vibración

Se refuerzan todas las columnas, excepto las esquineras, con un encamisado de 3 capas de tejido SikaWrap Hex 103C cuyas propiedades son:

$$f_{fu} *= 6510 \frac{kg}{cm^2} \quad \varepsilon_{fu} *= 0.0091$$

$$E_f = 623540 \frac{kg}{cm^2} \quad t_f = 0.1016 \text{ cm}$$

Se obtiene un nuevo  $f'_{cc} = 350 \text{ kg/cm}^2$  y un  $E_c = 15000\sqrt{f'_{cc}}$  en  $kg/cm^2$  para hormigón confinado con FRP, con una curvatura de 3cm en las esquinas de las



columnas para mejorar la adherencia y la resistencia de las mismas.

Con el aporte del acero y el aumento en la resistencia del concreto por efecto del confinamiento con FRP, la matriz de rigidez cambia como se indica a continuación, mientras que la matriz de masas es la misma.

$$KE = \begin{bmatrix} 3616.39 & 0 & -967.21 \\ 0 & 5494.49 & 0 \\ -967.21 & 0 & 313411.88 \end{bmatrix}$$

Las frecuencias aumentan por lo tanto los períodos de vibración disminuyen:

$$W_n = \begin{bmatrix} 11.5388 \\ 14.2364 \\ 15.3591 \end{bmatrix}$$

$$T = \begin{bmatrix} 0.5445 \\ 0.4413 \\ 0.4091 \end{bmatrix}$$

### 7.2.3.3. Aceleraciones espectrales

Bajo las mismas consideraciones anteriores se realiza el cálculo de la aceleración espectral:

$$R=4; \phi_p \text{ y } \phi_e = 1; Z = 0.4g; \eta = 2.48,$$

$$F_a = 1.15, F_d = 1.6 \text{ y } F_s = 1.9$$

Como era de esperarse los períodos de vibración disminuyen con respecto a los anteriores y también se encuentran antes del punto donde inicia la rama descendente del espectro por lo que se tiene la misma aceleración espectral  $A_d = 2.795 \text{ m/s}^2$

#### 7.2.3.4. Derivas de piso

Finalmente se determinan los desplazamientos y derivas de piso que son menores al 1.5% con lo que la estructura se encuentra rigidizada y reforzada ante un posible evento sísmico.

$$q = \begin{bmatrix} 0.0838 \text{ m} \\ 0.0552 \text{ m} \\ 0.0007 \text{ rad} \end{bmatrix}$$

Por último, la deriva transversal es de 1.3965% y de 0.9194% en el sentido longitudinal.

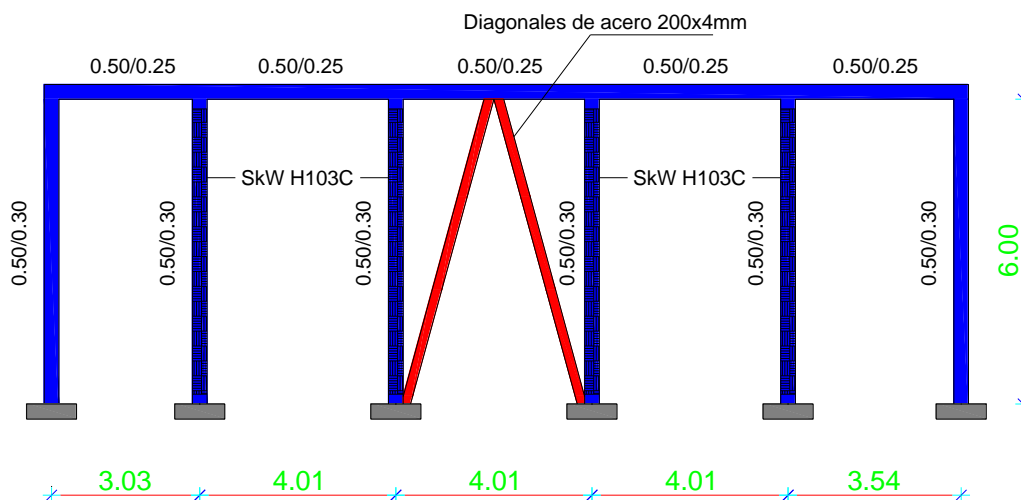


Figura 7.11 Plano de reforzamiento de pórticos longitudinales

## CAPITULO VIII

### 8. COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 8.1.COMENTARIOS

- Es primordial reconocer la importancia cada vez mayor que tiene el mantenimiento de las obras de infraestructura civil. Tanto que en muchos proyectos, el costo queda en un segundo plano frente a la eficacia, estética y durabilidad del resultado. Siempre es necesario reducir al mínimo las molestias causadas por la intervención en edificios, carreteras u obras en general que se encuentran en funcionamiento. La restauración, refuerzo o rehabilitación de estructuras están directamente relacionados con los nuevos materiales compuestos. La resistencia, ligereza y el comportamiento de los mismos ante los agentes climáticos y la corrosión hacen de estos una excelente alternativa para su utilización en este tipo de proyectos.
- El FRP es un invento suizo para reforzamiento estructural que tiene aproximadamente 70% de fibra y un 30% de polímero, cuya principal característica es su comportamiento lineal hasta la rotura, y el esfuerzo producido es casi diez veces mayor al del acero, lo que hace que este material mejore la capacidad resistente de los elementos de hormigón armado.

- En esta tecnología de refuerzo, es evidente el alto costo de los materiales en comparación con las técnicas tradicionales de reforzamiento, se debe principalmente al desconocimiento de la técnica en general, lo que contribuye a que exista cierta reserva por parte de los constructores a incorporar esta tecnología innovadora, sin embargo se estima que este costo bajará en los próximos años con motivo de la utilización masiva de productos compuestos de fibras de carbono, y a la alta competencia entre las empresas productoras.
- El uso de FRP para el reforzamiento estructural tiene una corta historia, por lo que son necesarias pruebas de laboratorio adicionales así como soporte científico con datos analíticos para ampliar su uso. En consecuencia, el uso de FRP en reforzamiento estructural y aplicaciones de rehabilitación debe ser llevado a cabo con precaución y con el juicio de un ingeniero competente que comprenda el comportamiento de la fibra conjuntamente con el hormigón y el acero.
- Excepto para investigadores y un reducido grupo de técnicos, este tipo de refuerzo sigue siendo desconocido para la mayoría de los profesionales, pues prácticamente no hay una normativa específica al respecto. De hecho, aunque las firmas comerciales fabricantes de las láminas de fibra de carbono editan sus propios manuales de diseño, como SIKÁ, son todavía muy escasos los códigos técnicos que existen en la actualidad, pudiendo citar, por ejemplo, los publicados por la

Federación Internacional del Hormigón (F.I.B., 2001), el Instituto Americano del Hormigón (A.C.I., 2002), el Instituto Arquitectónico de Japón (A.I.J., 2002) o el Código Suizo (Vogel y Ulaga, 2003), que aún está en fase de aprobación. Sin embargo el código que reúne de mejor manera los métodos de diseño es el ACI440, el cual se divide en dos partes; 1R que se refiere a construcción de nuevas edificaciones con materiales compuestos y el 2R que abarca todo lo que es reparación y reforzamiento estructural con FRP.

- Con respecto a los métodos y ecuaciones de diseño, su evolución es mucho más lenta que la de los materiales compuestos, ya que hasta la actualidad suelen ser adaptaciones de los métodos tradicionales de cálculo para estructuras de hormigón armado en los que se introducen coeficientes de seguridad adicionales para tener en cuenta, entre otros factores, las incertidumbres de cálculo.
- Mediante modelos constitutivos más específicos como por ejemplo elementos finitos, se puede simular numéricamente el reforzamiento de estructuras de hormigón armado con FRP para optimizar y evaluar de modo riguroso el refuerzo necesario.

## 8.2. CONCLUSIONES

- De entre los diversos materiales compuestos existentes, la fibra de carbono representa el material más apto para el refuerzo pasivo de estructuras de hormigón, gracias a la inalterabilidad de las características mecánicas de dichas fibras ante la presencia de humedad, disolventes, ácidos o bases, agentes atmosféricos, etc, lo que hace que puedan operar en ambientes hostiles por grandes períodos de tiempo bajo fatiga, y su mantenimiento y reparación son muy fáciles. Sin embargo, presentan sensibilidad a ambientes donde existen cambios severos de luz solar ya que la misma es portadora de rayos ultravioleta, los cuales son causantes de que se rompan las cadenas moleculares de los polímeros y existan daños durante su vida de servicio.
- A pesar del comportamiento completamente elástico y lineal de los materiales compuestos, puede obtenerse una respuesta seccional dúctil de la estructura si se diseña adecuadamente el refuerzo, esto se consigue permitiendo la fluencia del acero antes de que el refuerzo FRP alcance su deformación última.
- En una estructura reforzada con materiales compuestos, influye mucho el tipo de material compuesto a utilizar, la sollicitación de trabajo, condiciones ambientales, etc., por lo que resulta compleja y errónea la extrapolación de los criterios de diseño y de los coeficientes de seguridad

para los diferentes materiales compuestos, se requiere un estudio particular para cada material y aplicación del mismo.

- El cálculo de un refuerzo con FRP se basa principalmente en determinar las deformaciones en los materiales, es importante conocer el nivel de deformación en el refuerzo con fibras de carbono en el estado límite último, aunque por todas las consideraciones y coeficientes de reducción que se emplean, se trabaja más o menos con la tercera parte de la deformación última del fabricante. Debido a que los materiales compuestos son linealmente elásticos hasta la falla, el nivel de deformación en el FRP dictará el nivel de esfuerzo desarrollado en el FRP. El nivel de deformación máximo que puede ser alcanzado en el refuerzo será regido por el nivel de deformación desarrollado ya sea: en el punto en el cual se produce el aplastamiento del concreto; el punto en el cual se produce la rotura del FRP; y/o el punto en el cual se produce el desprendimiento del FRP del sustrato.
- El tipo de fibra y espesor óptimo dependen del propósito de la aplicación y nivel de refuerzo requerido. Pero en general, se concluye que a menor rigidez del material compuesto, se necesita mayor espesor del refuerzo, es decir que el espesor es inversamente proporcional a la rigidez del material compuesto. Se debe considerar por igual el deseo de mantener o incrementar la carga de servicio o la carga última, así como la deformabilidad y la ductilidad.

- El extremo del refuerzo FRP debe estar lo más próximo al apoyo de la viga y, en general, la longitud de adhesión debe ser tan grande como sea posible para hacer un mejor uso de la resistencia de las fibras y activar modos de falla dúctiles como aplastamiento del hormigón en compresión o rotura de las fibras, y para que no se produzca el fenómeno de delaminación, que conlleva a una falla frágil, la deformación última del adhesivo tiene que ser grande; de ahí la importancia de saber seleccionar la clase de resina que se utiliza según el tipo de material compuesto que se emplea.
- El rango de aplicación del sistema de refuerzo mediante materiales compuestos es muy amplio, se puede llevar a cabo no sólo donde los requerimientos de altas prestaciones, maniobrabilidad y rapidez de la ejecución constituyan un punto importante, sino, también, donde el planteamiento sea estrictamente económico, gracias al ahorro que se obtiene por la utilización de medios auxiliares ligeros con plazos de ejecución mínimos frente a otras alternativas de refuerzo más convencionales.
- Finalmente se puede concluir que la utilización de Fibras de Carbono para el reforzamiento de estructuras de hormigón son una alternativa atractiva, con su utilización se logra dar a las estructuras mayor resistencia, menores tiempos de ejecución y eliminar los costos de



mantención ya que no sufren corrosión, pero por otro lado está el hecho de que el costo de los materiales es elevado, pero que a medida que su utilización crezca estos bajarán en un tiempo corto, lo que hará que las empresas prefieran esta tecnología. Hay que recordar que, pese a lo importante de sus propiedades, es el sistema de diseño y aplicación en obra lo que asegura su correcto funcionamiento, hecho que sólo puede ser garantizado por compañías especialistas en el tema o por ingenieros que dominen el reforzamiento estructural con FRP.

### **8.3. RECOMENDACIONES**

- En vista de que las secciones reforzadas con FRP tienen capacidades de rotación y curvatura mucho más reducidas que aquellas que no están reforzadas, se debe tener mucho cuidado al utilizar esta metodología para mejorar la capacidad de estructuras que resisten cargas sísmicas, se deberá examinar primero el comportamiento del marco reforzado y el efecto de la inversión de las cargas sísmicas sobre el refuerzo FRP, antes de aplicarlo en zonas de articulación plástica.
- Con objeto de obtener una respuesta seccional dúctil, así como una mayor resistencia, se debe diseñar el refuerzo de modo que la rotura de la lámina de material compuesto se produzca durante la plastificación del acero y antes de que el hormigón alcance la rotura por compresión.

- El uso del refuerzo FRP adherido externamente para el reforzamiento reducirá la ductilidad del elemento original. En algunos casos, la pérdida de ductilidad es insignificante. No obstante, en secciones que experimentan una pérdida representativa en la ductilidad, se debe prestar especial atención. Para mantener un grado suficiente de ductilidad, se debe verificar el nivel de deformación del acero en el estado límite último. La ductilidad adecuada se alcanza si la deformación del acero en el punto de aplastamiento del concreto o de falla del FRP por delaminación o desprendimiento, es como mínimo 0.0035 (1.7 veces la deformación a fluencia en el acero). Con esto se logra una falla dúctil precedida por largas deflexiones que proporcionan una indicación visible de distensión para prevenir a sus ocupantes.
- Es importante escoger adecuadamente el adhesivo, cuando el adhesivo tiene un alto módulo de elasticidad y una baja deformabilidad, la falla dominante es el depegue, y produce un significativo decremento en la resistencia de la pieza. Por lo tanto, lo mejor es usar adhesivos de bajo módulo de elasticidad y alta deformabilidad. Si se elige el adhesivo apropiado se posibilita que la pieza llegue a su total resistencia sin que previamente se produzca delaminación.
- Cuando la importancia del proyecto amerite, se deben hacer ensayos pull off de adherencia en testigos con tejido FRP, para verificar la resistencia

a la adherencia a tensión en el hormigón. 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.

- La superficie que va a recibir el material compuesto debe estar sana, limpia, seca, libre de partes sueltas, contaminación de grasa, aceite, polvo, residuos de curadores, lechadas cementosas u otras materias extrañas; debe estar libre de aristas vivas, depresiones o protuberancias, que puedan causar vacíos bajo el tejido instalado o que en la opinión del ingeniero puedan dañar las fibras. Superficies no uniformes que van a recibir el material compuesto deben ser alisadas con un material de relleno o grout y si se trata de hormigón la edad del mismo debe ser de 28 días como mínimo. Se recomienda usar guantes y máscara para el manejo de la lámina.
- Una cuidadosa consideración se debe tener para determinar los límites de reforzamiento razonables. Estos límites son impuestos para proteger contra el colapso de la estructura, en caso de que ocurra una falla de adherencia u otra falla del sistema FRP por fuego, vandalismo u otras causas. En la eventualidad de que el sistema FRP se dañe, se recomienda que el elemento de la estructura sin reforzar tenga suficiente capacidad para resistir un nivel razonable de carga sin colapsar.

- SIKA al ser fabricante de FRP para Latinoamérica, toma las debidas precauciones por si se presentan situaciones como ataque químico, fisuras etc., y pone a disposición productos de su línea comercial para reparar dichas eventualidades, por lo tanto es recomendable en caso de un posible ataque mecánico la protección con un mortero *SikaTop* o con mortero epóxico tipo *Sikadur*, y el uso de un recubrimiento de color claro tipo *SikaColor*. En caso de ataque químico, se puede utilizar un recubrimiento tipo *Sikaguard* y si se tienen fisuras en la superficie donde se colocará el refuerzo, es necesario inyectar una resina tipo *Sikadur*.
- Si se necesita realizar reparaciones locales en el área de pega de la lámina como: recuperación de secciones, reperfilado o nivelación de la superficie con morteros cementosos, se debe esperar mínimo entre 14 a 20 días antes de instalar las platinas.

## 9. BIBLIOGRAFÍA

1. ACI 440.2R-08 *Guide for the Design and Construction of externally bonded FRP systems for strengthening Concrete Structures*. Reported by ACI Committee 440.
2. FIB (2001), *Externally bonded FRP Reinforcement for RC Structures*, CEB-FIB. Bulletin 14. Technical Report, 130 p, Lausanne, Switzerland.
3. A.C.I. (2008), *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-08)*, American Concrete Institute, Versión en Español y en sistema métrico, U.S.A.
4. ACI Structural Journal, Vol.108, No. 2, March-April 2011
5. Comelli A., (2002), "Refuerzo y rehabilitación de estructuras con lámina de fibra de carbono", *XVII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, 19 p., Rosario, Argentina.
6. Aguiar R., (2002), *Sistema de computación CEINCI 3 para evaluar daño sísmico en los Países Bolivarianos*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. 302 p., Quito.
7. Aguiar R., (2003), *Análisis sísmico por desempeño*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. 340 p., Quito.
8. Aguiar R., (2004), *Análisis matricial de Estructuras*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. Tercera Edición, 550 p., Quito.

9. Aguiar R., y Rosero L., (2012), *Reforzamiento de losa de Biblioteca del Centro Educativo Fernández Madrid con CarboDur S 512*, PLANMAN, 24 p., Quito.
10. Monti G., (2003), "Seismic Upgrade of Reinforced Concrete Columns with FRP", Università La Sapienza di Roma, Italy.
11. Triantafillou, T. C., Strengthening of concrete structures with prestressed fiber reinforced plastic sheets. *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No 3, pp. 235-244.
12. Juvandes, Estado del Conocimiento, Capítulo 2, pág. 19.
13. Ing. Jorge Rendón, Conferencia Reforzamiento Estructural con FRP, Quito, 2012.
14. Composites in Constructions Congress, Portugal, 2001.
15. Engineered Materials Handbook, Engineers Guide to Composite Materials.
16. Principios de Hormigón Armado, Joaquín Marín, 1966.
17. Paulo Helene, Fernanda Pereira, Rehabilitación y Mantenimiento de Estructuras de Concreto, 2007
18. Refuerzo y Rehabilitación de Estructuras, CINPAR 2010, Córdoba-Argentina
19. Karbhari, Composite jacketed concrete under uniaxial compression-verification of simple design equations, *Materials in Civil Engineering*, 2007.

20. Lam and Teng, Journal of Reinforced Plastics and Composites, V22, No. 13
21. Monti and Santini, Journal of Composites for Construction, Vol. 6(3), Reliability-based calibration of partial safety coefficients for FRP, 2002.
22. Dr. Roberto Aguiar Falconí, Aisladores Elastoméricos en Columna Corta, XXI Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural.
23. Teodoro E. Harmsen, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 4ta Edición, 2005.
24. Bank L. C., Composites for Construction, Structural Design with FRP Materials, 2006.
25. <http://www.carbonconcrete.es/HTLM/es/Diseno%20de%20Refuerzos.htm>
26. <http://es.scribd.com/doc/55027144/Proyecto-Estructura-de-Hormigon-Reforzado-Con-Fibra-de-Carbono>

## **BIOGRAFÍA**

### **DATOS PERSONALES**

**Nombres y Apellidos:** Luis Fernando Rosero Landeta

**Cédula de identidad:** 1003128848

**Lugar y Fecha de nacimiento:** Ibarra, 17 de Julio de 1988

**Nacionalidad:** ecuatoriana

**Estado civil:** Soltero

**Dirección:** Calle 13 de Abril 25-28 y Av. Jaime Roldós Aguilera, Ibarra

**Teléfono:** 0996500534, 062956427

**E-Mail:** luis\_lfrrl@yahoo.com

### **FORMACIÓN ACADÉMICA**

**PRIMARIA:** Escuela Fe y Alegría (Ibarra-Ecuador), 2000

**SECUNDARIA:** Colegio Fisco-Misional San Francisco (Ibarra-Ecuador), 2006

**SUPERIOR:** Facultad de Ingeniería Civil - Escuela Politécnica del Ejército, (Sangolquí-Ecuador), 2013

### **CAPACITACIÓN**

- Curso: Análisis Estructural en SAP2000, Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha, 2009

### **EXPERIENCIA LABORAL**

- Pasante:  
Área Vial, Gobierno Provincial de Imbabura, 2009  
Fiscalización, MIDAS CIA LTDA. Portoviejo y Manta, 2010
- Residente de Obra:  
Control de Proyectos, TLT Soluciones, 2013

### **IDIOMAS**

- Español
- Inglés-Suficiencia del Idioma Inglés (ESPE)



## HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

**ELABORADO POR:**

---

Sr. Luis Fernando Rosero

**DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

---

Ing. Jorge Zúñiga

**DIRECTOR DE LA UNIDAD DE ADMISIÓN Y REGISTRO**

---

Ing. Fanny Cevallos

Lugar y Fecha: Sangolquí, Agosto del 2013