

2

Revisão Bibliográfica

2.1.

Introdução

Neste capítulo estão reunidas informações encontradas na literatura que servem de base para este trabalho.

Inicialmente são apresentados os materiais compósitos com fibras de carbono, suas principais características e alguns casos de utilizações deste material como reforço.

A seguir, é realizada uma revisão das teorias sobre o dimensionamento ao esforço cortante para vigas de concreto armado e das prescrições da NBR 6118 (2003), que serão utilizadas no desenvolvimento do trabalho.

Também, são apresentados alguns estudos teóricos e experimentais sobre o reforço à força cortante usando o compósito de fibras de carbono.

2.2.

Compósitos com Fibras de Carbono

2.2.1.

Características

Os compósitos são materiais formados a partir da combinação de dois ou mais componentes com o objetivo de obter uma nova característica, que nenhum dos outros materiais poderia apresentar isoladamente.

Os materiais compósitos, de origem natural ou sintetizados pelo homem, vêm sendo utilizados por milhares de anos. A madeira é um exemplo de compósito natural. Trata-se da combinação de fibra celulósica e lignina. Compósitos sintéticos podem ser fabricados a partir de materiais naturais. Os egípcios, por exemplo, utilizavam a palha misturada à argila para a fabricação de tijolos com o objetivo de melhorar o seu desempenho estrutural (Emmons et al, 1998).

Os materiais compósitos são divididos em: particulados (concretos e argamassas), fibrosos (fibro-cimentos e FRP) e estruturais (laminados, painéis sanduíche).

Os polímeros reforçados com fibras (*fiber reinforced polymers* - FRP) são materiais compósitos constituídos por uma matriz polimérica reforçada por fibras longas de alta resistência.

Estes materiais oferecem ao engenheiro uma combinação excelente de propriedades, incluindo o baixo peso (que resulta em baixo custo de mão de obra), de imunidade à corrosão, possibilidade de utilização em comprimentos muito longos, excelente resistência mecânica e rigidez etc., e são tipicamente aplicados nas zonas de tração em elementos estruturais com o uso de adesivo epóxi. (Triantafillou, 1998)

Os compósitos de FRP também apresentam algumas desvantagens como: baixa resistência ao fogo e raios ultravioletas, incompatibilidade com superfícies irregulares e elevado custo.

O sistema de reforço com compósito de FRP tem três componentes principais: adesivo, matriz de resina e fibras.

O adesivo tem como objetivo prover a transferência de esforços entre a superfície de concreto e o material compósito. O tipo mais comum de adesivo é epóxi.

A função da matriz é unir as fibras, distribuir a carga, proteger as fibras da abrasão, da umidade, da oxidação e de agentes agressivos. A matriz influencia várias propriedades mecânicas do compósito, como resistência e módulo transversal, propriedades ao cisalhamento e propriedades à compressão. Os tipos mais comuns de matriz polimérica são as de epóxi, éster-vinílico e poliéster.

Como a rigidez e a resistência das fibras são muito maiores do que a rigidez e a resistência da matriz, as fibras governam essas propriedades dos compósitos.

As fibras utilizadas como o reforço do material compósito são contínuas, com diâmetro entre 5 e 20 μ m, com comportamento linear elástico até a ruptura, sem patamar de escoamento como o do aço. (*fib* Bulletin 14, 2001)

As fibras mais comumente usadas em reforço de estruturas na engenharia civil são: fibra de vidro, de carbono e de aramida. As propriedades físicas e mecânicas de cada tipo de fibra podem variar muito. A Tabela 2.1 mostra alguns valores típicos das propriedades das fibras.

Tabela 2.1 – Propriedades típicas das fibras (*fib* Bulletin 14, 2001)

Fibra	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Deformação específica última na tração (%)
Carbono:			
Alta resistência	215-235	3500 - 4800	1.4 - 2.0
Ultra alta resistência	215-235	3500 - 6000	1.5 - 2.3
Alto módulo	350-500	2500 - 3100	0.5 - 0.9
Ultra alto módulo	500-700	2100 - 2400	0.2 - 0.4
Vidro:			
E	70	1900 - 3000	3.0 - 4.5
S	85-90	3500 - 4800	4.5 - 5.5
Aramida:			
Baixo módulo	70-80	3500 - 4100	4.3 - 5.0
Alto módulo	115-130	3500 - 4000	2.5 - 3.5

As fibras de carbono usadas na indústria da construção têm resistência maior do que 4000 MPa – 10 vezes maior do que o aço CA-60 usado como reforço e duas vezes mais resistente do que o aço usado na protensão. A rigidez é similar à do aço (Nanni, 1999).

Na Figura 2.1 estão os diagramas de tensão x deformação específica do aço e dos diversos tipos de fibra.

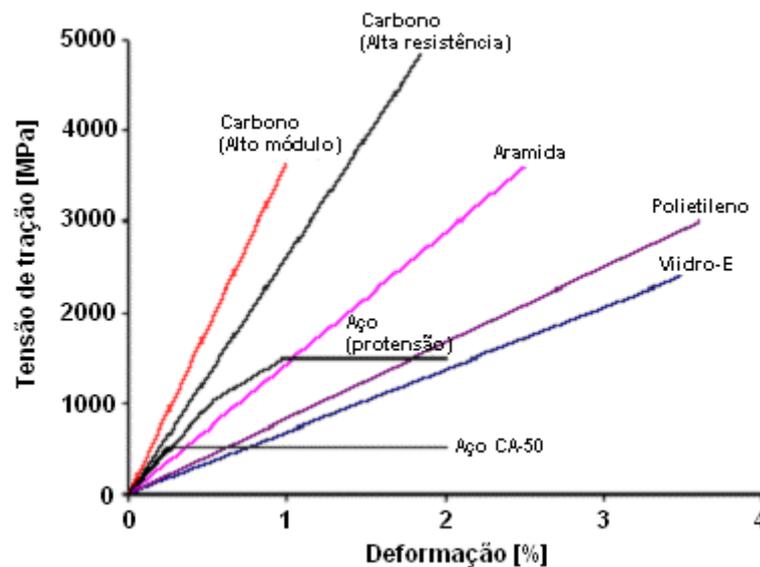


Figura 2.1 – Diagrama de tensão x deformação específica de fibras e metais (adaptada de Beber 2003).

As propriedades mecânicas dos compósitos podem ser estimadas em função das propriedades dos seus materiais constituintes e suas respectivas frações volumétricas através da regra das misturas, dada por:

$$E_f = E_{fib}V_{fib} + E_mV_m \quad (2.1)$$

$$f_f \approx f_{fib}V_{fib} + f_mV_m \quad (2.2)$$

Onde E_f , E_{fib} e E_m são os módulos de elasticidade do compósito, da fibra e da matriz respectivamente, V_{fib} e V_m são as frações volumétricas da fibra e da matriz respectivamente, e f_f , f_{fib} e f_m são as resistências do compósito, da fibra e da matriz respectivamente.

A relação entre as frações volumétrica da fibra e da matriz é dada por:

$$V_{fib} + V_m = 1 \quad (2.3)$$

Segundo a *fib* Bulletin 14 (2001), no caso de sistemas compósitos pré-fabricados as propriedades do material baseadas na seção transversal total (fibra e matriz) podem ser usadas nos cálculos e geralmente são fornecidas pelos fabricantes. No caso dos sistemas impregnados *in-situ*, a espessura final e a fração volumétrica de fibras pode variar muito, por esse motivo, não é apropriado utilizar as propriedades do compósito no cálculo, nestes casos, deve-se usar as propriedades das fibras com a respectiva área transversal.

Méier (1995) realizou um estudo comparativo entre compósitos com três tipos de fibras diferentes, com a finalidade de avaliar a substituição de placas de aço por compósitos no reforço de estruturas de concreto. Uma comparação quantitativa é mostrada na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Comparação quantitativa entre fibras (Méier, 1995)

Critério	Compósitos com fibra		
	Carbono	Aramida	Vidro - E
Resistência à tração	Muito bom	Muito bom	Muito bom
Resistência à compressão	Muito bom	Inadequado	Bom
Módulo de Elasticidade	Muito bom	Bom	Adequado
Comportamento à longo prazo	Muito bom	Bom	Adequado
Comportamento à fadiga	Excelente	Bom	Adequado
densidade	Bom	Excelente	Adequado
Resistência à alcalinidade	Muito bom	Bom	Inadequado
Preço	Adequado	Adequado	Muito bom

Segundo Meier os resultados da Tabela 2.2 indicam que o compósito de fibras de carbono é o mais recomendado para o reforço de estruturas.

Os compósitos para reforço estrutural utilizados na engenharia civil para reforço estrutural são encontrados hoje principalmente na forma de:

- Faixas unidirecionais (com espessura da ordem de 1 mm).
- Folhas, feitas com fibras em uma direção, ou tecidos flexíveis, com fibras em pelo menos duas direções.

Os vários tipos de sistemas de reforço com compósitos se dividem em:

- Sistemas curados *in situ*
- Sistemas pré-fabricados (ou pré-curados)
- Sistemas especiais, como envolvimento automatizado, protensão etc.

2.2.2. Utilização de Compósitos na Engenharia Estrutural

O reforço com fibra tem sido usado há mais de 25 anos na Indústria Aeroespacial e nos setores da indústria onde a exigência é pouco peso, elevada resistência à tração e propriedades anti-corrosivas.

Na engenharia civil, a utilização de compósitos pode ser dividida em:

a) Reabilitação: que consiste em reparo, reforço e readaptação de estruturas existentes.

b) Novas construções: com aplicação de FRP e com novos sistemas compósitos de concreto-FRP.

Os estudos sobre reforço de estruturas de concreto com compósitos foram iniciados na década de 90 e a utilização desta técnica tem crescido rapidamente nos últimos 10 anos.

Os materiais compósitos competem diretamente com as técnicas de reforço tradicionais, como alargamento da seção transversal, protensão externa e placas de aço coladas externamente (Nanni, 1999).

Os compósitos com FRP oferecem muitas vantagens em relação a outros materiais para reforço como: excelente resistência à corrosão, resistência aos agentes ambientais, alta relação rigidez-peso e resistência-peso e fácil aplicação.

O aparente alto custo dos FRP em comparação com as técnicas convencionais é o maior obstáculo para o emprego dos FRP como material de reforço de estruturas, porém a comparação com base no preço unitário não é apropriada. Quando o custo da instalação é levado em consideração, o material compósito pode competir com os materiais convencionais. O baixo peso dos FRP reduz as despesas com transporte e alguns sistemas pré-fabricados

reduzem o tempo no local de trabalho. Se a comparação inclui custos de ciclo de vida, os FRP podem ter uma vantagem significativa (Taljsten, 2003).

O reforço com FRP é aplicável a diversos tipos de estruturas como (as figuras a seguir foram extraídas da página: [http:// www.degussa-cc.com.br](http://www.degussa-cc.com.br) no dia 24/11/2004):

a) Vigas: aumentando a resistência à flexão e à força cortante (Figura 2.2).

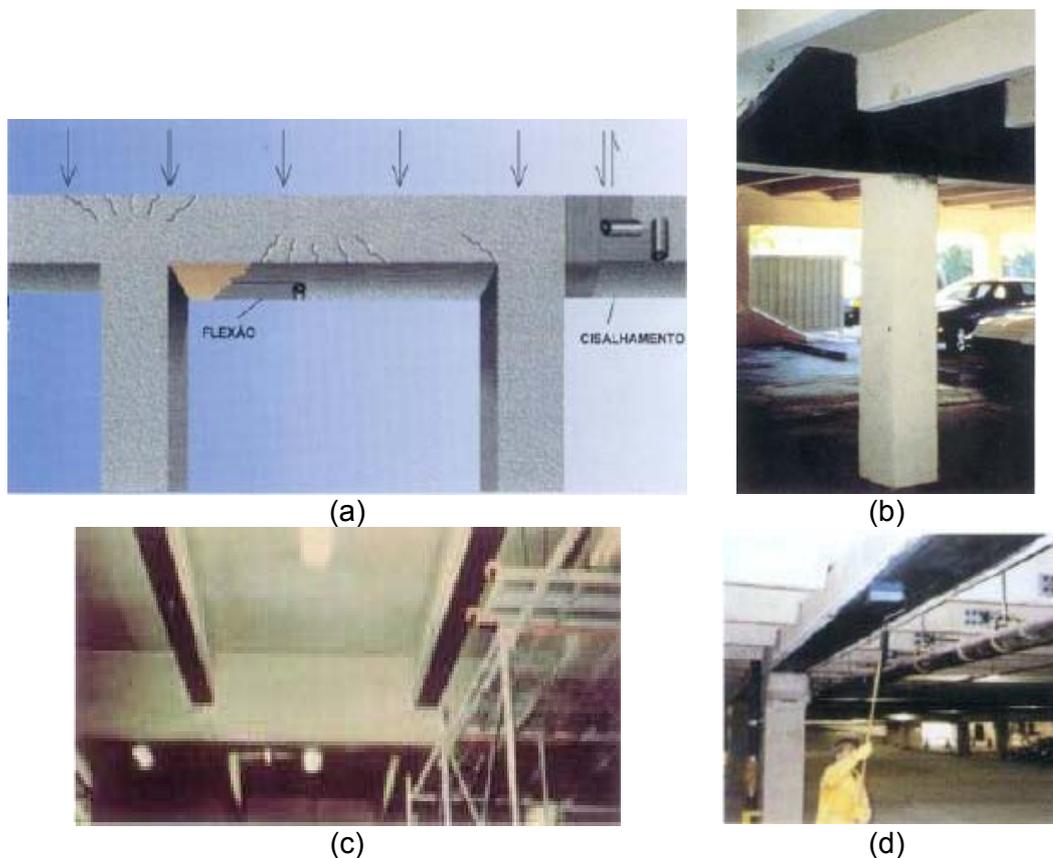
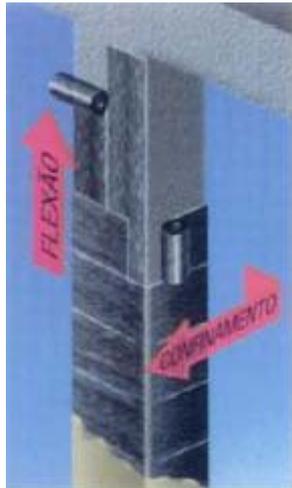


Figura 2.2 – Aplicação de FRP em vigas.

b) Pilares: aumentando a resistência à flexão e à compressão por confinamento e reabilitação de pilares após abalos sísmicos (Figura 2.3).



(a)



(b)

Figura 2.3 – Aplicação de FRP em pilares.

c) Paredes: aumentando a resistência à flexão, à força cortante, ao impacto proveniente de explosão no combate a efeitos de abalo sísmicos e a cargas de vento (Figura 2.4).



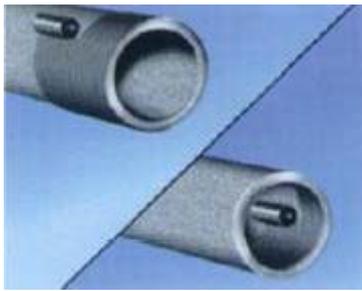
(a)



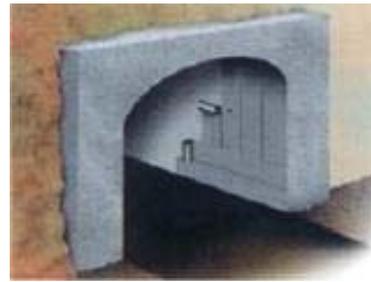
(b)

Figura 2.4 – Aplicação de FRP em paredes.

d) Tubos e túneis: aumento de resistência à compressão, necessárias pelo excesso de carga lateral, pela curvatura e pelo esforço circunferencial (Figura 2.5).



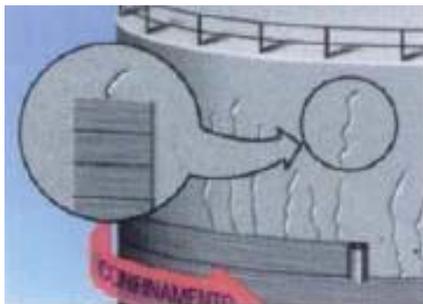
(a)



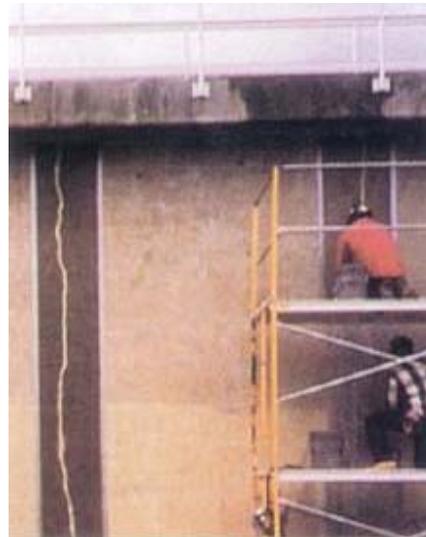
(b)

Figura 2.5 – Aplicação de FRP em tubos e túneis.

e) Silos e Tanques: diminuição da propagação de trincas em estruturas hidráulicas e excesso de esforço circunferencial (Figura 2.6).



(a)



(b)

Figura 2.6 – Aplicação de FRP em silos e tanques.

f) Chaminés: aumento de resistência à flexão e à compressão por confinamento (Figura 2.7).

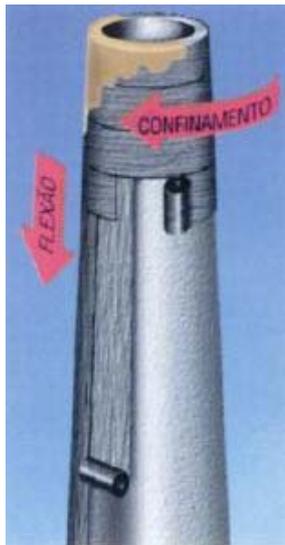


Figura 2.7 – Aplicação de FRP em chaminés.

g) Lajes: aumento de resistência à flexão e diminuição da flecha (Figura 2.8).

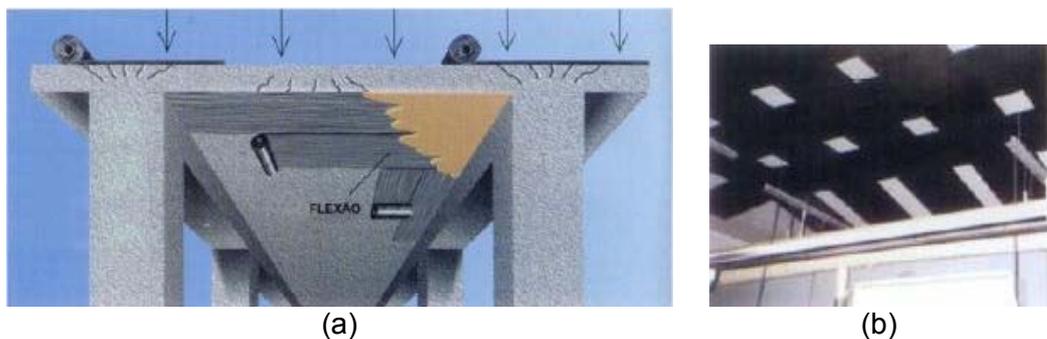


Figura 2.8 – Aplicação de FRP em lajes.

A seguir são apresentados alguns casos reais de reforço de estruturas com compósito de fibras de carbono.

Reforço de Pilares em Condomínio de São Paulo

Este caso de aplicação foi retirado da Revista Recuperar (Ano 7 - Nov/Dez 2000) e as figuras retiradas da página na Internet: <http://www.casadagua.com>, em 09/12/2004.

Em um condomínio de São Paulo, com três edifícios de cinco andares cada, cerca de 30 anos e 48 pilares de sustentação, durante um trabalho de remoção do seu antigo revestimento foram encontradas trincas verticais mais ou menos no meio da seção dos pilares (Figura 2.9). A causa das trincas foi atribuída a uma deficiência de armadura no topo dos pilares para sustentar dois pilares que nascem no primeiro pavimento e descarregam nos pilares do térreo.

Inicialmente os pilares receberam reforço com peças metálicas em forma de anel, abraçando os 48 pilares. Foi feita uma inspeção nas armaduras para detectar uma possível corrosão, o que não foi confirmado, então, as trincas e fissuras receberam uma injeção de epóxi. A seção dos pilares foi modificada, com a utilização de fôrma e a aplicação de agente colante epoxídico seguida por micro-concreto (Figura 2.10). O reforço foi feito com aplicação de fibras de carbono ao longo das seções, com seis camadas por seção (Figuras 2.11, 2.12, 2.13 e 2.14). Finalmente, aspergiu-se areia de quartzo para permitir a aderência do chapisco, foi feito um enchimento para restabelecer a aparência original dos pilares e depois aplicado o revestimento (Figura 2.15).



Figura 2.9 - A situação dos pilares com trincas e fissuras verticais é evidenciada neste exemplo.



Figura 2.10 - Modificação da seção variável dos pilares, com utilização de fôrma e micro-concreto.



Figura 2.11 - Aplicação do rolo tira bolhas sobre o tecido já aderido no substrato pela aplicação do epóxi estruturante. Foram utilizadas cerca de seis camadas, em média, nos diversos níveis da altura dos pilares.



Figura 2.12 - Os diversos níveis de aplicação do reforço com fibra de carbono.



Figura 2.13 - Situação típica de um pilar já reforçado com fibra de carbono, esperando o tempo de cura de 7 dias para remoção do antigo reforço metálico existente.



Figura 2.14 - A remoção do reforço da estrutura metálica em andamento.



Figura 2.15 - O pilar no processo de acabamento.

Reforço de Viga Pipe-Rack

Estas informações e as figuras foram extraídas da página na Internet: <http://www.casadagua.com>, em 09/12/2004.

Em Paulina (SP), uma estrutura de concreto armado para suporte de tubulação recebeu reforço com manta de fibra de carbono em uma área de 24m² devido a danos causados por um impacto acidental na estrutura.

A Figura 2.16 mostra o detalhamento da viga reforçada e as Figuras 2.17, 2.18, 2.19 e 2.20 mostram os detalhes da execução do reforço.

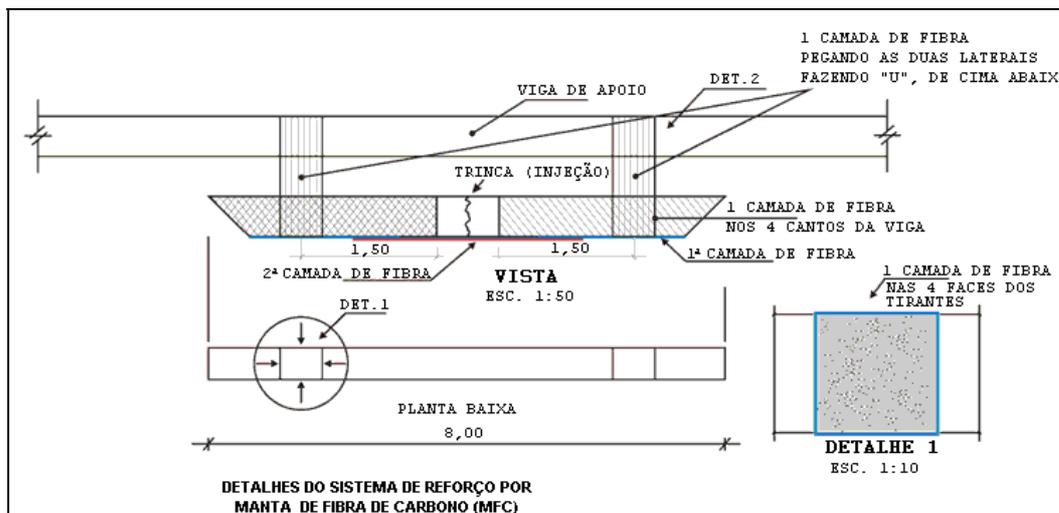


Figura 2.16 – Detalhamento da viga reforçada.



Figura 2.17 – Recolocação da viga na posição original.



Figura 2.18 – Vista da aplicação da fibra de carbono.



Figura 2.19 – Vista da fibra de carbono.



Figura 2.20 – Vista do serviço concluído.

Shopping Center Iguatemi São Paulo

As informações a seguir foram retiradas da página na Internet:
<http://www.masterbuilders.com.br>, em 09/12/2004.

O Shopping ganhou dois novos pavimentos sobre as garagens. Fundações, pilares e vigas do prédio foram reforçados para suportar a nova carga. Em cada caso foi adotado o sistema de reforço mais conveniente. O Shopping continuou funcionando normalmente, assim os serviços tiveram que ser executados apenas no período noturno. A execução dos serviços requeria rapidez e precisão, a fim de minimizar os transtornos aos clientes.

O reforço de 20 pilares, distribuídos nos seis pavimentos, foi feito por encamisamento e confinamento com grout. Os blocos de fundação receberam encamisamento e confinamento com concreto de $f_{c3} > 35\text{MPa}$ aplicado por bombeamento. As vigas do 6º pavimento foram reforçadas com fibra de carbono MBRACE CF 130, em várias camadas. A escolha deste tipo de reforço foi feita em função da rapidez de execução e para minimizar os transtornos que outros tipos de reforço causariam. As Figuras (2.21), (2.22), (2.23) e (2.24) mostram os detalhes da aplicação do reforço com fibras de carbono nas vigas.



Figura 2.21 - Imprimação do tecido de fibra de carbono MBrace CF 130 com resina MBrace Saturant sobre bancada, instantes antes da instalação.



Figura 2.22 - Colocação do tecido de fibra de carbono sobre substrato já regularizado com MBrace Putty.



Figura 2.23 - Aplicação do rolo metálico frisado para remoção de possíveis bolhas de ar.



Figura 2.24 - Aspecto do reforço antes do revestimento final.

Laje reforçada com fibra de carbono

O seguinte caso de aplicação foi retirado da Revista Recuperar (Ano 7 - Nov/Dez 2000) e as fotos foram retiradas da página na Internet: <http://www.casadagua.com>, em 09/12/2004.

Uma laje convencional de concreto armado, apoiada em vigas periféricas, situada em uma concessionária de automóveis no Rio de Janeiro, foi concebida para suportar uma carga de $1,96 \text{ kN/m}^2$. Devido a erros de projeto, sofreu uma deformação crescente que chegou a 150mm no seu centro.

Foi executado um reforço à flexão composto por fibra de carbono no fundo da laje e uma laje sobre a existente como zona de compressão. O reforço seguiu as seguintes etapas: retirada do contrapiso; macaqueamento, retirando as deformações da laje; apicotamento da face superior da laje; execução de cavas de $15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ na face superior da laje com aplicação de epóxi; aplicação de malha cruzada com duas camadas superpostas de fibras de carbono na face inferior da laje e nas vigas periféricas (Figuras 2.25 e 2.26); aplicação de malha de aço CA50A sobre a laje; execução de concreto com espessura de 6 cm e $f_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$.



Figura 2.25 - A laje após o reforço com fibra de carbono.



Figura 2.26 - O reforço no fundo da viga V11a.

Durante a concretagem foram moldados três corpos de prova para controle tecnológico, que romperam com 27, 28 e 29 MPa. Foram feitos exames adicionais de esclerometria e novos corpos de prova, obteve-se o valor médio (e

insuficiente) de 28MPa. A construtora solicitou a execução de uma prova de carga para conferir a situação de suporte da laje para a carga de 5,89 kN/m². Após 14 horas com a carga plena de 5,89 kN/m² (Figura 2.27), a viga V11a apresentou fissuras em suas laterais, nas proximidades dos apoios e ao longo do seu comprimento. A região inferior da laje e a viga, reforçadas com fibra de carbono não apresentaram qualquer alteração. O resultado da prova de carga mostrou que a laje apresentava suficiente grau de segurança para absorver uma sobrecarga de até 5,89 kN/m². De posse do resultado, o projetista, decidiu reforçar a viga V11a, tanto à força cortante quanto à flexão com fibra de carbono. O reforço à força cortante foi feito aplicando as fibras transversalmente às fissuras surgidas próximo aos apoios. O reforço à flexão foi feito aderindo-se mais uma camada de fibra no fundo da viga (Figura 2.28).



Figura 2.27 - A prova de carga atingindo o último estágio de carregamento.



Figura 2.28 - A 2ª camada sendo aplicada na região inferior da viga V11a.

Reforma de Prédio Luxuoso em Melbourne – Austrália

As informações e a foto a seguir foram retiradas da página na Internet: <http://www.mbtaus.com.au>, em 09/12/2004.

A reforma do luxuoso prédio de apartamentos (Figura 2.29), situado em Melbourne – Austrália, consistiu na incorporação de dois edifícios adjacentes que foram integrados em um mesmo endereço. As três principais mudanças foram: a construção de um pavimento de concreto adicional para a cobertura; a

reconstrução de dois pavimentos parcialmente demolidos em madeira substituídos por novos pavimentos em concreto; a conversão do porão em estacionamento subterrâneo.

O edifício já tinha sido reconstruído parcialmente durante a década de 1990. Nesta ocasião, um quinto nível tinha sido adicionado e os pavimentos, originalmente em madeira, nos níveis 2, 3 e 4 tinham sido substituídos por laje de concreto. O trabalho não tinha sido terminado (o edifício era inabitado até as recentes reformas) e os pavimento em madeira do primeiro piso e do térreo no leste do edifício tinham sido demolidos em parte. A nova construção incluía um sexto nível adicional com cinco apartamentos (cada um com sua própria piscina). Foi necessário assegurar que o nível existente da cobertura pudesse suportar os carregamentos dos novos apartamentos.

A investigação da estrutura existente do nível 5 mostrou que mesmo que a laje de 125mm de espessura fosse apropriada para o carregamento do apartamento, as vigas eram inadequadas e requeriam reforço para o Estado Limite Último de carregamento.

O laminado com fibra do carbono MBrace foi utilizado para reforçar à flexão algumas vigas existentes na cobertura (para permitir que a estrutura recebesse um novo pavimento) e na área em torno de uma abertura que havia sido feita em um dos pavimentos com laje de concreto para permitir a instalação de uma nova escada.

O reforço com compósito de fibra de carbono foi uma ótima solução para as vigas de concreto e o pavimento da laje em torno da escada. Além de ser extremamente fácil de usar e aplicar, o laminado tem uma espessura acabada extremamente pequena, que é ideal para o uso nas situações onde o espaço é reduzido - tal como a área em torno da escada onde não havia espaço suficiente para que as vigas de aço estrutural fossem instaladas.



Figura 2.29 – Edifício de apartamentos luxuosos.

Reforço em Pontes na Tasmânia

Este caso e as fotos foram retirados da página na Internet: <http://www.mbtaus.com.au>, em 09/12/2004.

Uma grande porcentagem de pontes antigas não foi projetada ou construída com a capacidade de suportar os tipos de veículos e de cargas maciças que, hoje em dia, são relativamente comuns. O governo é desafiado agora com a tarefa de promover estas pontes para suportar as novas necessidades de cargas dos usuários modernos da estrada.

O reforço com sistema de compósito foi utilizado em duas pontes localizadas na estrada de Devonport, que foram reforçadas com sucesso, assegurando sua utilização a longo prazo.

O primeiro dos dois projetos envolveu o uso do reforço com sistema compósito de MBrace para melhorar a capacidade de carga de uma ponte sob via férrea ao longo da estrada em Devonport (Figura 2.30). Construída em 1970, a ponte de 140 m de comprimento necessitou de reforço a fim de ter os limites de carga aumentados. As tiras do laminado de fibra de carbono de MBrace foram aplicadas no lado inferior da viga ao longo de cada um dos oito vãos da ponte.

No segundo projeto foi utilizado o reforço com sistema compósito de MBrace ao longo da ponte sobre o rio de Ouse na Tasmânia (Figura 2.31). O motivo principal para este projeto foi a taxa elevada de tráfego de veículo pesado que percorre a área industrial. Construída em 1947, a ponte do rio de Ouse pareceu estar em condições relativamente boas, porém, devido à idade da estrutura (e da natureza do concreto que foi usado em sua construção), o trabalho foi iniciado com a limpeza e o reparo de algumas áreas antes da aplicação do compósito de fibra do carbono.

A utilização deste sistema de reforço mostrou ser uma solução financeiramente eficiente, melhorando significativamente a capacidade de carga de ambas as pontes, que não apenas se tornaram capazes de suportar as cargas do tráfego atual, mas também poderão permanecer em serviço por muitos anos.



Figura 2.30 – Ponte sob via férrea.



Figura 2.31 – Ponte sobre o rio Ouse.

2.3. Resistência ao Esforço Cortante em Vigas de Concreto Armado

2.3.1. Introdução

O modelo de treliça começou a ser usado na análise e no dimensionamento de vigas de concreto armado no início do século passado. Segundo Ritter (1899), após a fissuração, a viga simplesmente bi-apoiada de concreto armado pode ser idealizada como uma treliça onde as diagonais comprimidas de concreto atuam como elementos diagonais da treliça, enquanto que os estribos atuam como elementos verticais tracionados. A corda inferior da treliça é representada pela armadura longitudinal de tração, enquanto que o banzo comprimido atua como a corda superior da treliça.

No modelo de treliça, Mörsch (1920) assumiu que o cortante é resistido pelas diagonais comprimidas de concreto inclinadas a 45° , acompanhando a inclinação das tensões principais na altura da linha neutra, e que o concreto não resiste a esforços de tração, considerando matematicamente impossível determinar a inclinação das fissuras.

Vários autores introduziram modelos refinados utilizando mecanismos especiais de resistência à força cortante, mas persiste a idéia principal da analogia da viga fissurada à treliça equilibrada.(ACI – ASCE 445).

O dimensionamento usando o modelo da treliça de Morsch fornece uma armadura superior à necessária. Assim, o modelo de treliça de Morsch foi modificado para incluir a variação no ângulo das bielas de compressão, θ , tipicamente menor do que 45° , constituindo o modelo de treliça generalizada.

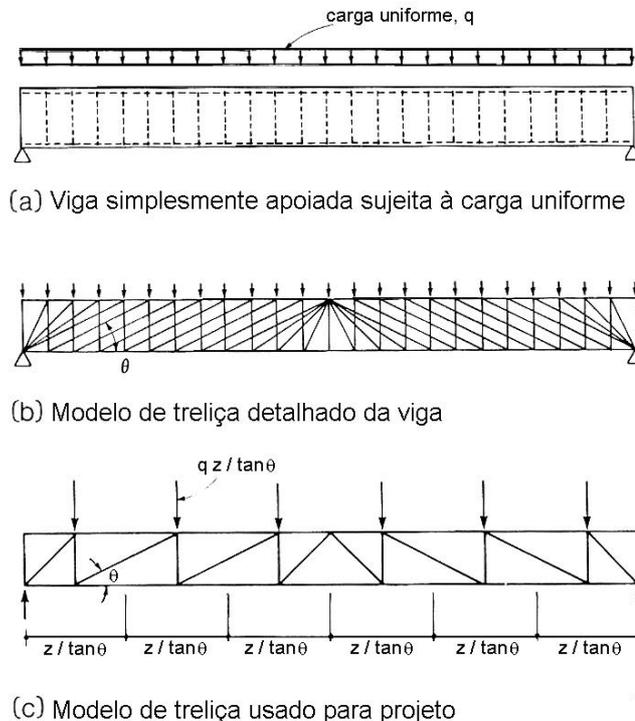


Figura 2.32 –Modelo de treliça (adaptado de Collins e Mitchell, 1987)

Para usar o modelo da treliça generalizada para calcular a resistência ao esforço cortante da viga de concreto armado, é necessário obter o ângulo θ .

Kupfer (1964) e Baumann (1972) analisaram o modelo de treliça, considerando que o concreto fissurado e a armadura transversal têm comportamento linear elástico, e solucionaram o problema da inclinação das fissuras. A principal inovação foi a introdução de uma eq. de compatibilidade unindo três deformações específicas em direções diferentes a do ângulo de inclinação do campo de compressão diagonal.

Collins e Mitchell (1980) abandonaram esta consideração sobre os materiais e desenvolveram a teoria do campo de compressão diagonal para elementos estruturais sujeitos à torção e à força cortante.

A teoria do campo de compressão diagonal modificada, que considera a resistência à tração do concreto, foi apresentada mais tarde por Vecchio e Collins (1982,1986).

A NBR 6118 (2003) admite o cálculo da resistência à força cortante com diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do

elemento estrutural com θ variando entre 30° e 45° . Admite ainda uma parcela complementar V_c (referente à força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça), que sofre uma redução com o aumento da força cortante solicitante de cálculo, V_{sd} .

A utilização do modelo de treliça de ângulo variável junto com a teoria do campo de compressão diagonal tem várias vantagens como: relativa simplicidade, satisfazer equilíbrio e compatibilidade e possibilidade de ser estendido aos casos de vigas com reforço colado externamente.

Os modelos de treliça não consideram mecanismos complementares, como engrenamento de agregados, encavilhamento da armadura longitudinal e a força cortante resistida pela seção de concreto não fissurada.

Segundo Buchaim (1998) a teoria do campo de compressão diagonal mostra que a força cortante exige não somente armadura transversal na alma, mas também armadura longitudinal.

2.3.2. Treliça Generalizada

Após a fissuração da viga de concreto armado, a força cortante é equilibrada pelas bielas comprimidas de concreto associadas às diagonais tracionadas formadas por estribos (Figura 2.32).

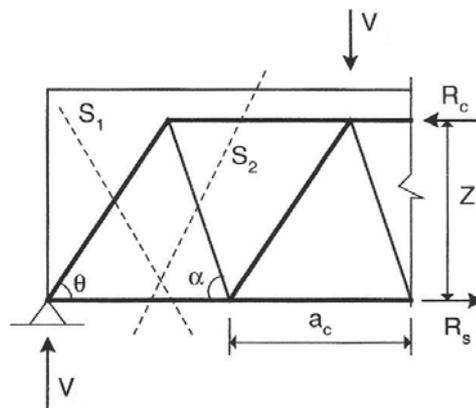


Figura 2.33 – Trecho de viga sujeito à força cortante (adaptado de Araújo 2003).

Um trecho de viga sujeita à força cortante V , com bielas inclinadas de um ângulo θ e estribos inclinados de um ângulo α , está indicado na Figura 2.33. O espaçamento entre as bielas de compressão a_c é:

$$a_c = z(\cot \theta + \cot \alpha) \quad (2.4)$$

O valor do braço de alavanca z pode ser aproximado por:

$$z = 0.9d \quad (2.5)$$

Do equilíbrio em S1 e S2 são dados os valores da força de compressão na biela F_c e a força de tração na diagonal F_s :

$$F_c = \frac{V}{\text{sen}\theta} \quad (2.6)$$

$$F_s = \frac{V}{\text{sen}\alpha} \quad (2.7)$$

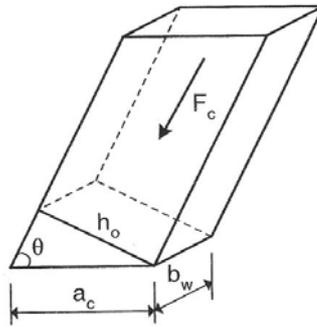


Figura 2.34 – Biela de compressão (Adaptado de Araújo 2003)

Uma biela de compressão está indicada na Figura 2.34, h_o a largura da biela comprimida normal à força de compressão F_c é dada por:

$$h_o = a_c \text{sen}\theta \quad (2.8)$$

A área normal à força de compressão F_c é dada por:

$$A_c = h_o b_w \quad (2.9)$$

A tensão na biela é dada por:

$$\sigma_c = \frac{V}{A_c \text{sen}\theta} \quad (2.10)$$

Substituindo as eq. (2.4), (2.5) e (2.8) na eq. (2.10):

$$\sigma_c = \frac{V}{0.9db_w (\cot\theta + \cot\alpha) \text{sen}^2\theta} \quad (2.11)$$

A força de tração em cada estribo é dada por:

$$F_{sw} = \sigma_{sw} A_{sw} \quad (2.12)$$

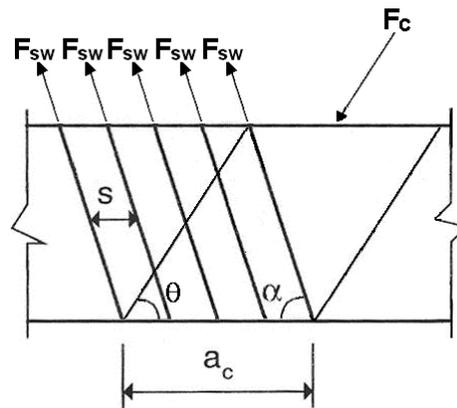


Figura 2.35 – Trecho de viga

Considerando o trecho de viga da Figura 2.35, com comprimento a_c com estribos espaçados de s , tem-se que o número n de estribos neste trecho é de:

$$n = \frac{a_c}{s} \quad (2.13)$$

Do equilíbrio vertical na Figura 2.35:

$$nF_{sw} \operatorname{sen} \alpha = F_c \operatorname{sen} \theta \quad (2.14)$$

Substituindo as equações (2.4), (2.5), (2.6), (2.12) e (2.13) em (2.14) tem-se a área dos estribos por unidade de comprimento:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V}{\sigma_{sw} 0.9d (\cot \theta + \cot \alpha) \operatorname{sen} \alpha} \quad (2.15)$$

2.3.3. Teoria do Campo de Compressão

A Teoria do Campo de Compressão Diagonal pretende determinar não apenas a resistência, mas o comportamento completo do elemento sujeito à força cortante, para qualquer estágio de carregamento. Para isso, utiliza três equações de equilíbrio, duas equações de compatibilidade e as relações constitutivas dos materiais, que relacionam tensões e deformações específicas.

A análise da seção transversal da viga sujeita a solicitações normais e tangenciais é simplificada, admitindo-se que a inclinação do campo de compressão diagonal seja constante na alma da viga e uma distribuição uniforme de tensões tangenciais na seção.

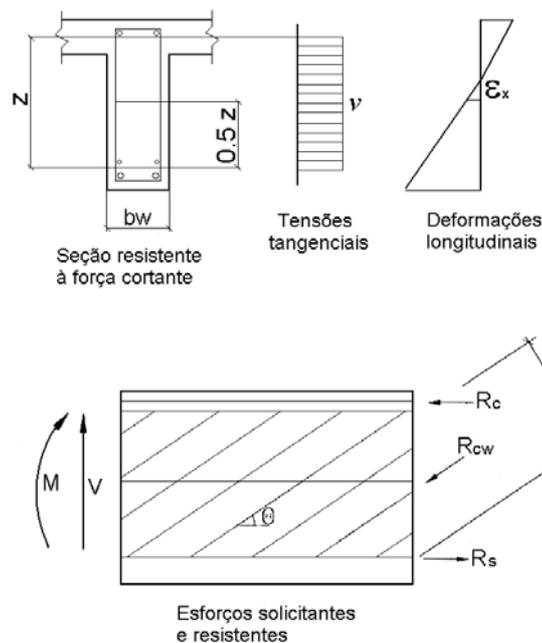


Figura 2.36 – Análise simplificada para viga (adaptada de Buchaim 1998).

Admitindo que o concreto não resiste a tensões de tração e que os deslocamentos relativos entre as faces das fissuras são livres de tensões normais e tangenciais, as fissuras inclinadas são paralelas ao campo de compressão a um ângulo θ .

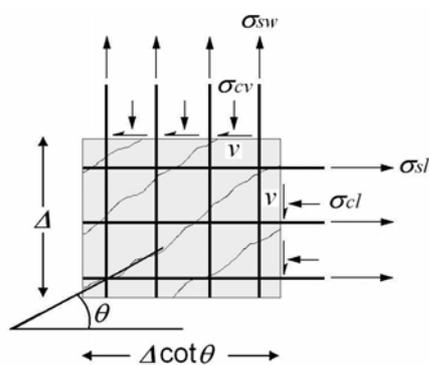


Figura 2.37 – Elemento fissurado de viga de concreto armado.

A Figura 2.37 mostra um elemento fissurado de viga de concreto armado, com estribos verticais e espessura b_w .

Considerando v a tensão cisalhante média adimensional no concreto:

$$v = \frac{V}{b_w z} \quad (2.16)$$

Nas Figuras 2.38 e 2.39 é feito equilíbrio na direção da inclinação θ .

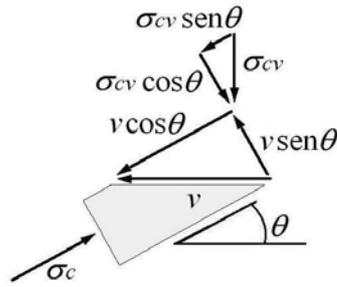


Figura 2.38 – Biela comprimida.

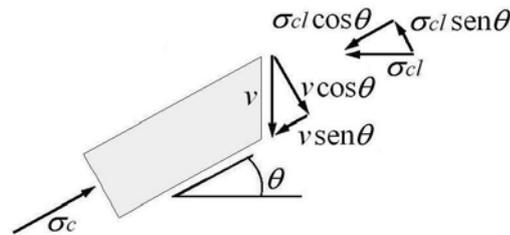


Figura 2.39 – Biela comprimida.

$$\sigma_{cv} = vtg\theta \quad (2.17)$$

$$\sigma_{cl} = v \cot \theta \quad (2.18)$$

A tensão de compressão na biela, obtida do equilíbrio das forças na direção de θ é:

$$\sigma_c = v(tg\theta + \cot \theta) \quad (2.19)$$

As taxas geométricas de armadura transversal e longitudinal são dadas por:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s} \quad (2.20)$$

$$\rho_{sl} = \frac{A_{sl}}{b_w z} \quad (2.21)$$

Onde A_{sl} é a área de armadura longitudinal.

Equação de compatibilidade das forças normais na face horizontal da Figura 2.37:

$$\Sigma F_y = 0 \quad (2.22)$$

$$\sigma_{sw} \frac{A_{sw}}{s} \Delta \cot \theta = \sigma_{cv} b_w \Delta \cot \theta \quad (2.23)$$

$$\sigma_{sw} \rho_{sw} = \sigma_{cv} = vtg\theta \quad (2.24)$$

Equação de compatibilidade das forças normais na face vertical da Figura 2.37::

$$\Sigma F_x = 0 \quad (2.25)$$

$$\sigma_{sl} \frac{A_{sl}}{z} \Delta = \sigma_{cl} b_w \Delta \quad (2.26)$$

$$\sigma_{sl} \rho_{sl} = \sigma_{cl} = v \cot \theta \quad (2.27)$$

Do círculo de Mohr das deformações específicas médias do elemento da Figura 2.37 pode-se escrever as equações de rotação. Conhecidas as deformações específicas ε_x , ε_y e γ_{xy} em duas direções ortogonais, do círculo de Mohr (Figura 2.40) decorrem as deformações específicas em qualquer direção.

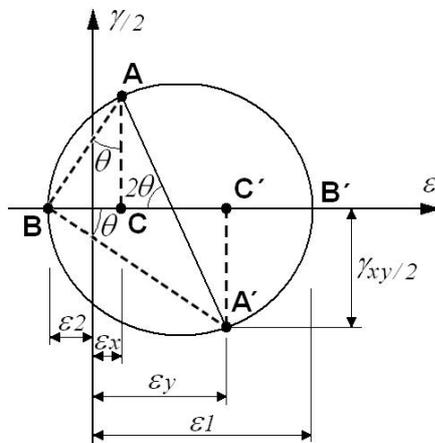


Figura 2.40 – Círculo de Mohr das deformações específicas.

Do triângulo ABC:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\gamma_{xy}/2} \quad (2.28)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{2(\varepsilon_x - \varepsilon_2)}{\operatorname{tg} \theta} \quad (2.29)$$

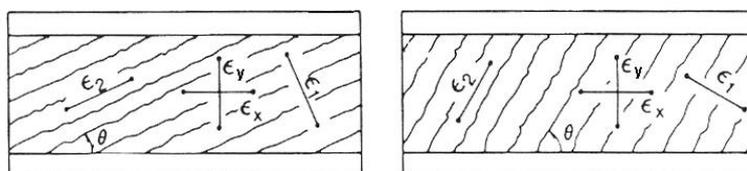
Do triângulo A'BC':

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\gamma_{xy}/2}{\varepsilon_y - \varepsilon_2} \quad (2.30)$$

$$\gamma_{xy} = 2(\varepsilon_y - \varepsilon_2) \operatorname{tg} \theta \quad (2.31)$$

Das equações (2.29) e (2.31):

$$\operatorname{tg}^2 \theta = \frac{(\varepsilon_x - \varepsilon_2)}{(\varepsilon_y - \varepsilon_2)} \quad (2.32)$$



(a) Deformações específicas na viga - θ baixo

(b) Deformações específicas na viga - θ alto

Figura 2.41 – Deformações específicas na viga.

As Figuras 2.41-a e 2.41-b mostram que para valores baixos de θ a armadura transversal apresenta maior deformação específica à tração, já para

valores altos de θ a armadura longitudinal é que apresenta maior deformação específica à tração.

Para unir as tensões e deformações específicas são adotadas as relações constitutivas dos materiais.

As condições do concreto existente na alma da viga são distintas das condições do corpo-de-prova cilíndrico do ensaio de compressão axial, onde só existem pequenos alongamentos devido ao efeito de Poisson, já o concreto da alma da viga tem alongamentos e fissuras bem maiores na direção perpendicular à tensão de compressão σ_{cd} . Por esse motivo o concreto da biela comprimida é menos resistente e menos rígido.

Vecchio e Collins (1982) testaram elementos sujeitos ao cisalhamento puro e estabeleceram uma lei (Figura 2.42) que relaciona a tensão e a deformação específica no concreto em função da deformação específica de compressão, ε_2 , e de tração, ε_1 :

$$\sigma_c = \sigma_{c \max} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (2.33)$$

onde a resistência máxima no concreto, σ_{cdmax} , é dada por:

$$\frac{\sigma_{c \max}}{f_{ck}} = \frac{1}{0.8 - 0.34 \varepsilon_1 / \varepsilon'_c} \leq 1.0 \quad (2.34)$$

Onde ε'_c é a deformação específica correspondente à tensão de pico, geralmente em torno de -0.002 .

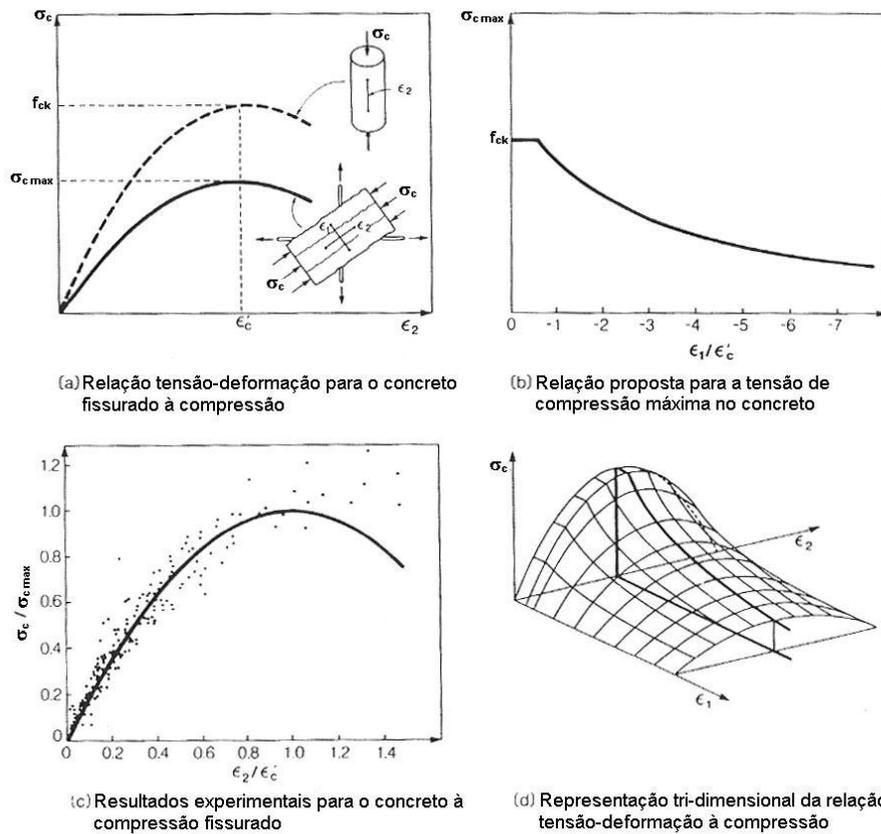


Figura 2.42 – Relação tensão x deformação para o concreto. (adaptado de Collins e Mitchell, 1987)

Um aumento na deformação específica ϵ_1 reduz a relação $\sigma_{c,max}/f_{ck}$, como mostra a Figura 2.42.

A relação tensão-deformação para o aço está na Figura 2.43. A equação de compatibilidade das armaduras antes do escoamento é dada por:

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad (2.35)$$

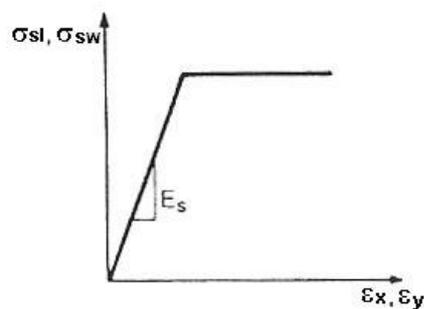


Figura 2.43 – Relação tensão x deformação específica para o aço.

2.3.4. NBR 6118/2003

A seguir são apresentadas algumas prescrições da NBR 6118/2003 para o dimensionamento e verificação de peças lineares sujeitas à força cortante admitindo o estado limite último.

O Estado Limite Último corresponde ao colapso, ou qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

A Norma admite dois modelos de cálculo baseados no modelo de treliça com uma componente adicional, V_c , que considera os mecanismos resistentes complementares.

No modelo I as bielas de compressão têm inclinação $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal da viga. No modelo II a inclinação das bielas, θ , pode assumir valores entre 30° e 45° . Sendo, portanto, o modelo I uma simplificação do modelo II, com uma modificação na parcela V_c .

No cálculo, os estribos podem ser inclinados de um ângulo α situado entre 45° e 90° .

A seguir são apresentados os métodos de cálculo pelos modelos I e II.

A força cortante solicitante de cálculo V_{Sd} deve ser limitada para evitar o esmagamento da biela de compressão e a ruína da seção por tração diagonal.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (2.36)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} \quad (2.37)$$

A tensão máxima na biela σ_c é dada pela resistência à compressão reduzida do concreto, segundo a NBR 6118:

$$\sigma_c = 0.6\alpha_{v2}f_{cd} \quad (2.38)$$

onde α_{v2} é o fator de efetividade para o concreto que leva em conta o estado fissurado, o abrandamento de tensões e a armadura que atravessa as fissuras:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2.39)$$

Com f_{ck} em MPa.

A força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, V_{Rd2} , é obtida substituindo-se a eq. (2.11) na eq. (2.38):

$$V_{Rd2} = 0.54\alpha_{v2}f_{cd}b_w d(\cot\theta + \cot\alpha)\text{sen}^2\theta \quad (2.40)$$

A força cortante de cálculo resistente, relativa à ruína por tração diagonal, V_{Rd3} , é dada por:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.41)$$

onde V_c é a parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao da treliça e V_{sw} é a parcela resistida pela armadura transversal. O valor de V_c foi determinado empiricamente. O modelo de cálculo II admite uma redução no valor de V_c com o aumento de V_{Sd} .

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9df_{ywd} (\cot \alpha + \cot \theta) \text{sen} \alpha \quad (2.42)$$

No caso de estribos f_{ywd} é limitado por f_{yd} .

Em elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção:

$$V_c = 0 \quad (2.43)$$

Na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção:

$$V_c = V_{c1} \quad (2.44)$$

Na flexo-compressão:

$$V_c = V_{c1} \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd,max}}\right) < 2V_{c1} \quad (2.45)$$

M_0 é o momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por $M_{d,max}$), provocada pelas forças normais. $M_{Sd,max}$ é o momento fletor de cálculo, máximo no trecho em análise.

No modelo de cálculo I:

$$V_{c1} = V_{c0} \quad (2.46)$$

No modelo de cálculo II o valor de V_{c1} é calculado da seguinte forma:

$$V_{c1} = V_{c0} \text{ quando } V_{Sd} \leq V_{c0} \quad (2.47)$$

$$V_{c1} = 0 \text{ quando } V_{Sd} = V_{Rd2} \quad (2.48)$$

No caso de valores intermediários de V_{Sd} pode-se fazer o cálculo segundo a equação:

$$V_{c1} = V_{c0} \left(\frac{V_{Rd2} - V_{sd}}{V_{Rd2} - V_{c0}} \right) \quad (2.49)$$

onde

$$V_{c0} = 0.6f_{ctd}b_wd \quad (2.50)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (2.51)$$

$$f_{ctk,inf} = 0.7f_{ctm} \quad (2.52)$$

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \quad (2.53)$$

Para dimensionamento adota-se:

$$V_{sd} = V_{Rd3} \quad (2.54)$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (2.55)$$

A taxa geométrica de armadura mínima prescrita na NBR é:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s \text{ sen } \alpha} \geq 0.2 \frac{f_{ctm}}{f_{yw}} \quad (2.56)$$

A NBR 6118 (2003) admite as seguintes reduções para o caso de apoio direto (se a carga e a reação de apoio forem aplicadas em faces opostas do elemento estrutural, comprimindo-a):

a) a força cortante oriunda de carga distribuída pode ser considerada, no trecho entre o apoio e a seção situada à distância $d/2$ da face de apoio, constante e igual a desta seção;

b) a força cortante devida a uma carga concentrada aplicada a uma distância $a \leq 2d$ do eixo teórico do apoio pode, nesse trecho de comprimento a , ser reduzida multiplicando-a por $a/2d$. Todavia, esta redução não se aplica às forças cortantes provenientes dos cabos inclinados de protensão.

Estas reduções não se aplicam na verificação da resistência à compressão diagonal do concreto.

O espaçamento máximo entre os estribos recomendado pela NBR é:

$$\text{Se } V_d \leq 0.67 V_{Rd2}, \text{ então } s_{\max} = 0.6d \leq 300 \text{ mm} \quad (2.57)$$

$$\text{Se } V_d > 0.67 V_{Rd2}, \text{ então } s_{\max} = 0.3d \leq 200 \text{ mm} \quad (2.58)$$

A seguir são apresentadas as equações para o cálculo da parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao da treliça em algumas normas internacionais.

Eurocode 2 (2001)

$$V_c = 0.18 b_w d k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \quad (2.59)$$

Onde:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (2.60)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (2.61)$$

ACI 318 (1995)

Para elementos sujeitos apenas à flexão e ao cortante:

$$V_c = 0.16607\sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.62)$$

CSA-A23 Standard (1995)

$$V_c = 0.2\phi_c\sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.63)$$

2.4.

Reforço ao Esforço Cortante com Compósito de Fibra de Carbono

2.4.1.

Considerações Gerais

O reforço é necessário em diversas situações como:

- quando a estrutura é solicitada a suportar cargas com valores superiores àqueles para os quais ela foi projetada;
- durante o processo de reforma, elementos estruturais ou paredes podem ser modificados ou removidos, levando à redistribuição de forças e à necessidade de reforço local;
- quando ocorre deterioração da estrutura ao longo do tempo, devida à degradação normal ou ação de agentes agressivos (que é um problema comum em pontes);
- quando há erros de projeto ou construção que podem colocar em dúvida a segurança do elemento estrutural;
- na ocorrência de acidentes como choques ou incêndios.

Em cada um dos casos deve-se avaliar o método de reforço mais eficiente. Tal avaliação deve levar em consideração fatores como: impacto na estrutura existente e na arquitetura do local, vida útil do reforço, segurança, facilidade de aplicação e custo.

A seguir são apresentados alguns métodos de reforço à força cortante em vigas de concreto armado:

- a) Aumento da seção transversal (Figura 2.44): o concreto no topo da laje é removido, um novo estribo é colocado em torno da seção transversal e a seção recebe uma nova camada de concreto. Apesar de ser muito eficiente esse método consome muito tempo e, em muitos casos, não compensa financeiramente.



Figura 2.44 – Aumento da seção transversal (adaptado de Täljsten, 2003).

b) Barras de aço na seção transversal: as barras podem ser protendidas ou não, podem ser colocadas externamente (Figura 2.45-a) ou cruzar a seção (Figura 2.45-b). Durante a execução há o risco de cortar a armadura de flexão, além disso, pode ser necessário um revestimento de concreto acima dos parafusos.

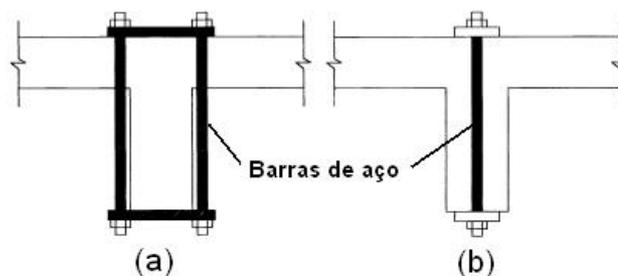


Figura 2.45 – Barras de aço na seção transversal (adaptado de Täljsten, 2003).

c) Concreto projetado com fibras de aço (Figura 2.46): esse método oferece um aumento de resistência limitado.

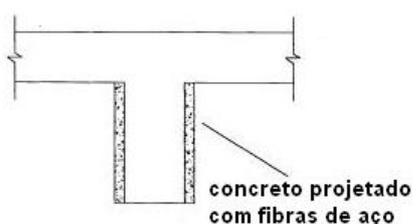


Figura 2.46 – Concreto projetado com fibras de aço (adaptado de Täljsten, 2003).

d) Placa de aço colada externamente (Figura 2.47): são coladas externamente com epóxi. Esse método foi o precursor do sistema de reforço com mantas ou lâminas de compósitos de fibra de carbono.

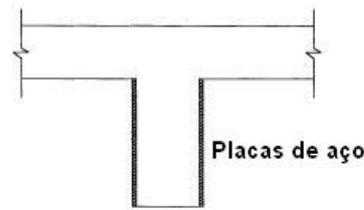


Figura 2.47 – Placa de aço colada externamente (adaptado de Täljsten, 2003).

e) Protensão externa com cabo de aço (Figura 2.48): é feito apenas um pequeno corte na laje, o cabo de aço é colocado externamente e protendido. Os cabos ficam sujeitos a vandalismo e algum revestimento no topo da laje pode ser necessário.

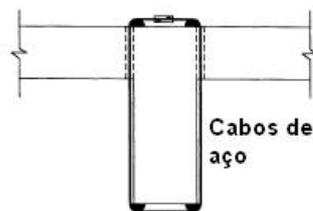


Figura 2.48 – Protensão externa com cabo de aço (adaptado de Täljsten, 2003).

f) Reforço com compósito colado externamente

Os estudos sobre o reforço à força cortante de vigas de concreto armado utilizando materiais compósitos ainda são limitados e, de certa forma, controversos. Verifica-se que, apesar da existência de alguns estudos sobre o reforço ao cortante de vigas de concreto armado, os procedimentos de verificação e dimensionamento destes elementos são, ainda, bastante complexos. Os modelos analíticos propostos são diversos e, em alguns casos, contraditórios (Triantafillou, 1998).

Para a execução do reforço em uma estrutura, o concreto existente deve ser de qualidade aceitável, já que o comprimento de ancoragem é limitado, e deve ser preparado, ou reparado se necessário. Para evitar a ruptura do reforço devido a concentrações de tensão nas arestas, estas devem ser arredondadas com um raio mínimo de 35 mm (ISIS, 2001).

O reforço de vigas à força cortante com compósitos de fibras de carbono pode ser aplicado de forma contínua (Figura 2.49-a) ou em faixas espaçadas (Figura 2.49-b), respeitando um limite para o espaçamento máximo. A inclinação das fibras pode variar, entre 45° e 90° com relação ao eixo principal da viga. A aplicação do reforço à 45° maximiza o efeito do compósito, porém, é mais prático colar o compósito com as fibras perpendiculares ao eixo da viga.

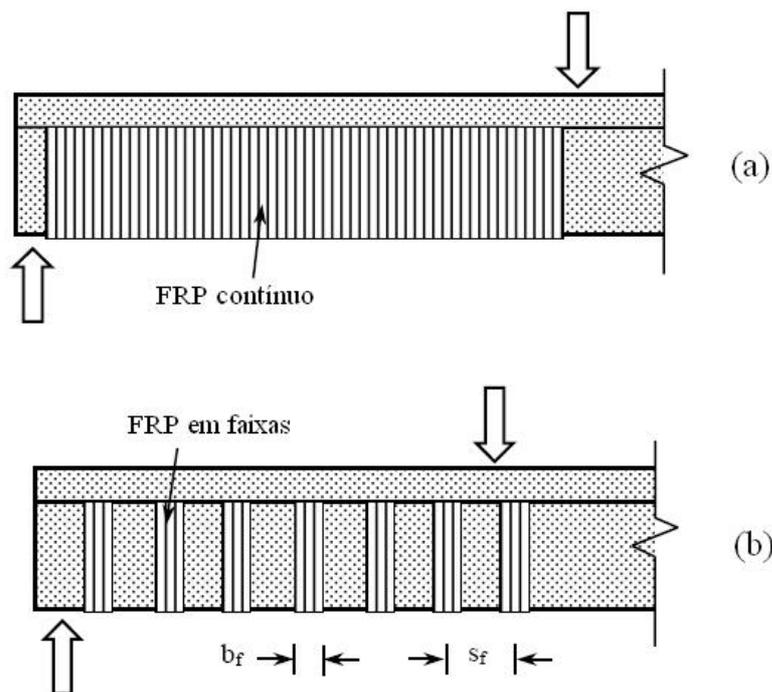


Figura 2.49 - Reforço contínuo ou em faixas (adaptado de *fib*, 2001).

Há três possíveis configurações de reforço com compósitos: colado apenas nas laterais (Figura 2.50-a), em “U” (Figura 2.50-b) ou envolvendo completamente a seção (Figura 2.50-c e 2.50-d). O envolvimento completo da seção é o mais eficiente, porém este tipo de reforço nem sempre é possível, além de ser o mais difícil de executar, podendo tornar-se financeiramente inviável. Em seguida, vem o reforço por envolvimento em “U”, o reforço apenas nas laterais que é o menos eficaz, pois proporciona um comprimento de ancoragem na maioria das vezes ineficaz.

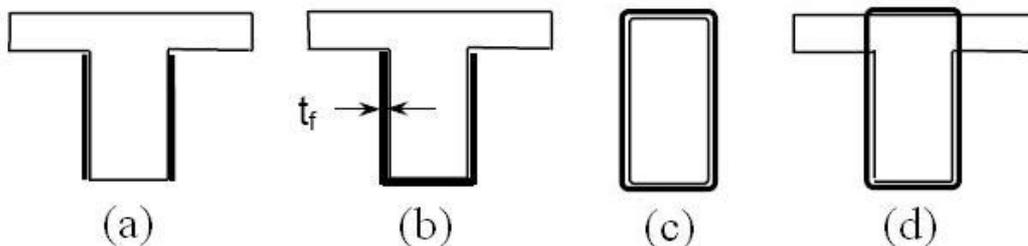


Figura 2.50 – Configurações de reforço

É possível, ainda, ancorar o reforço de compósito na zona de compressão da viga como ilustra a Figura 2.51.

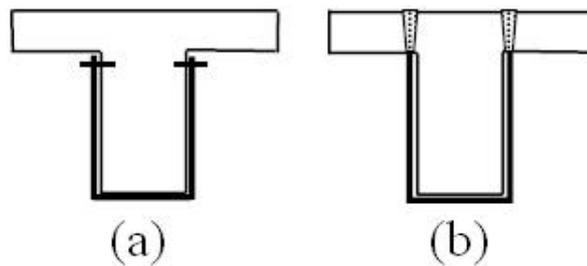


Figura 2.51 – Tipos de ancoragem (adaptado de *fib*, 2001).

A maioria dos modelos de cálculo existentes trata o reforço com polímeros reforçados com fibras de carbono (*carbon fiber reinforced polymers* - CFRP) de forma análoga à armadura transversal interna de aço, sendo a força cortante total resistida pela seção (V_R) dada pela soma das parcela de força cortante resistidas pela armadura transversal interna de aço (V_s), pelo concreto (V_c), e pelo reforço externo colado (V_f).

$$V_R = V_c + V_s + V_f \quad (2.58)$$

Em situações normais, uma estrutura de concreto é projetada para desenvolver grandes deformações antes da ruptura, o que é associado à ruptura por flexão. No caso da força cortante, a ruptura ocorre de maneira frágil sem apresentar grandes indícios de esgotamento da sua capacidade portante.

A ruptura por força cortante em elementos de concreto armado ocorre de maneira súbita e catastrófica e deve ser evitada ainda durante a etapa de projeto (Beber 2003).

São observados dois modos de ruptura à força cortante em vigas de concreto armado (Figura 2.52):

a) Ruptura por esmagamento da biela comprimida: ocorre quando a tensão de compressão na biela excede a resistência à compressão do concreto, que é reduzida devido o seu estado fissurado.

b) Ruptura por tração diagonal: ocorre em um plano perpendicular à direção da biela comprimida surgem tensões de tração. Se essas tensões de tração se tornarem muito elevadas a viga irá romper através de uma fissura diagonal, muitas vezes por escoamento da armadura transversal de aço (Carolin 2001).

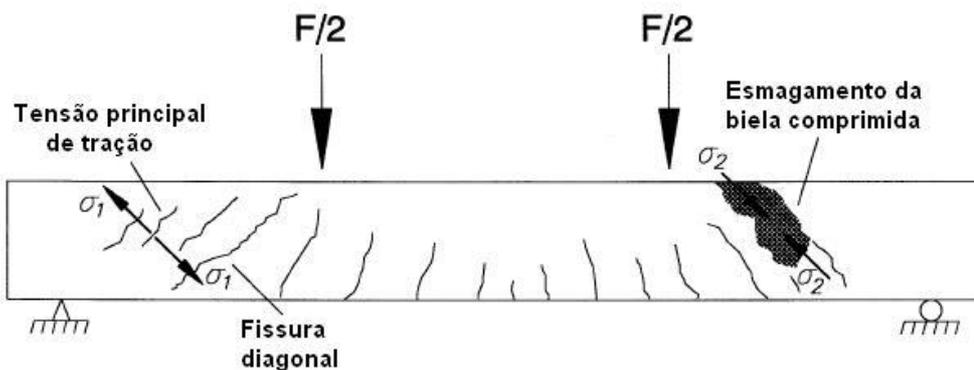


Figura 2.52 – Modos de ruptura ao cortante (adaptado de Täljsten, 2003).

Na viga reforçada os modos de ruptura devido à força cortante observados são (Figura 2.53):

a) Esmagamento da biela comprimida

b) Ruptura do compósito à tração: ocorre por deformação específica excessiva do compósito, que rompe com uma deformação específica menor do que a deformação última na ruptura por tração do compósito.

c) Descolamento do compósito: acontece por ancoragem insuficiente.

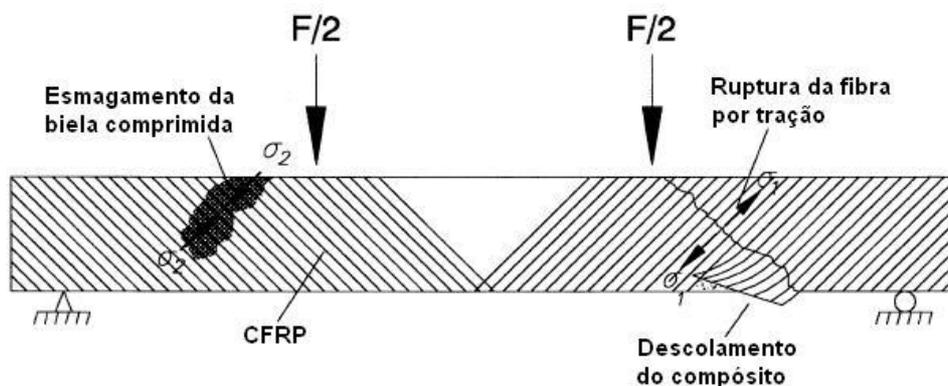


Figura 2.53 – Modos de ruptura ao cortante da viga reforçada (adaptado de Täljsten, 2003).

2.4.2.

Modelos de Cálculo da Parcela da Força Cortante Resistida pelo Reforço Externo em Vigas de Concreto

A principal diferença entre os modelos para a obtenção da parcela da força cortante resistida pelo reforço externo colado, V_f , é o cálculo da tensão atingida no FRP no momento da falha da viga, por ruptura ou por descolamento do compósito.

Chen e Teng (2003 a, b) adotaram um modelo onde a tensão máxima é calculada e multiplicada por um fator de distribuição, resultando na tensão média

no FRP no Estado Limite Último. Na ruptura são levados em consideração fatores como a tensão máxima à tração no compósito e tipo de reforço. No descolamento, são levados em conta ensaios de ancoragem, resistência à tração do concreto, módulo de elasticidade e espessura do reforço e o comprimento efetivo de ancoragem normalizado, dado em função da resistência à tração do concreto, da geometria, da rigidez e do tipo do reforço.

Triantafillou e Antonopoulos (2000) adotaram um cálculo para a deformação específica efetiva (que é a deformação específica correspondente à tensão no FRP no momento da falha da viga) baseado em 75 resultados experimentais em função da resistência à tração do concreto, da taxa geométrica e do módulo de elasticidade do compósito. No descolamento não são diferenciados reforço em “U” ou colado apenas nas laterais. Na ruptura também é levada em conta a deformação específica última do compósito.

Khalifa et al. (1998) também adotaram um modelo de cálculo da deformação específica efetiva baseado em resultados experimentais. Na ruptura o valor para a deformação específica efetiva é dado em função do módulo de elasticidade, da taxa geométrica e da deformação específica última do compósito, sem diferenciar o tipo de reforço. No descolamento a deformação específica efetiva é calculada em função da resistência à tração do concreto, do tipo de reforço e do comprimento efetivo de ancoragem que varia com a rigidez do compósito.

Khalifa e Nanni (2000) utilizaram o mesmo modelo de Khalifa et al. (1998) para o cálculo da deformação específica efetiva na ruptura do compósito e estabeleceram um novo modelo para o cálculo no descolamento, baseado nos mesmos fatores do modelo de Khalifa et al. (1998) porém, com comprimento efetivo de ancoragem constante.

A maioria dos autores também considera um limite para a deformação máxima no compósito.

2.4.2.1.

Modelo de Chen e Teng (2003 a, b)

Para um esquema geral de reforço, sendo θ o ângulo de inclinação da fissura diagonal em relação ao eixo longitudinal da viga, considerando que as faixas de FRP têm a mesma largura e estão coladas nos dois lados da viga, a contribuição do reforço de FRP à resistência ao cortante da viga é dada por:

$$V_f = 2f_{fe} t_f w_f \frac{h_{fe} (\cot \theta + \cot \beta) \sin(\beta)}{s_f} \quad (2.59)$$

onde f_{fe} é a tensão média no FRP que costura a fissura diagonal no estado limite último.

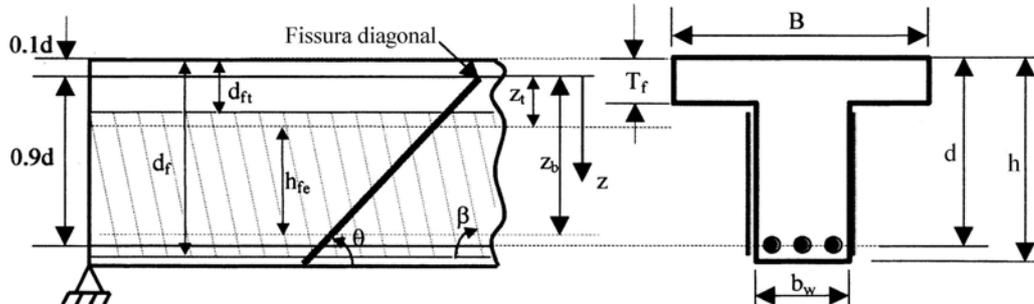


Figura 2.54 - Viga reforçada (adaptada de Chen e Teng, 2003a).

É assumido que a ponta da fissura está à distância de $0.1d$ abaixo da face comprimida da viga. Adotando um sistema de coordenadas orientado para baixo e com origem na ponta da fissura (Figura 2.54), a altura efetiva do FRP, h_{fe} , é expressa como:

$$h_{fe} = z_b - z_t \quad (2.60)$$

onde z_b e z_t são as coordenadas da base e do topo do FRP respectivamente.

$$z_b = [d - (h - d_f)] - 0.1d \quad (2.61)$$

$$z_t = (0.1d + d_{ft}) - 0.1d = d_{ft} \quad (2.62)$$

Onde d_{ft} é a distância da face comprimida à borda superior do FRP (logo, $d_{ft} = 0$ para reforço com envolvimento completo da seção) e d_f é a distância da face comprimida à borda inferior do reforço.

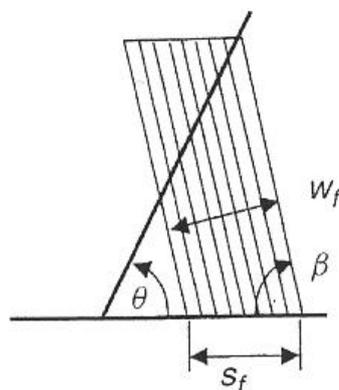


Figura 2.55 - Detalhe do reforço contínuo (Adaptada de Chen e Teng, 2003a)

Deve-se ressaltar que no reforço contínuo, para considerar a direção principal das fibras (Figura 2.55), a relação entre s_f e w_f é:

$$s_f = \frac{w_f}{\text{sen}\beta} \quad (2.63)$$

A distribuição de tensão no FRP ao longo da fissura não é uniforme no estado limite último, tanto para a falha por ruptura do compósito quanto para a falha por descolamento do FRP. A tensão média no FRP é dada por:

$$f_{fe} = D_f \sigma_{f \max} \quad (2.64)$$

onde $\sigma_{f \max}$ é a tensão máxima alcançada pelo reforço de FRP atravessado pela fissura e D_f é o fator de distribuição de tensão definido por:

$$D_f = \frac{f_{fe}}{\sigma_{f \max}} \quad (2.65)$$

Os valores para D_f e $\sigma_{f \max}$ dependem se a falha é controlada por ruptura ou descolamento do compósito e serão definidos a seguir.

Modelo de Cálculo Considerando Falha por Ruptura do Compósito

Este modelo é aplicado a todas as vigas com seção completamente envolvida pelo reforço, e também em vigas com reforço em "U" ou colado apenas nas laterais que possuem um esquema de ancoragem especial. As vigas com reforço em "U" podem falhar tanto por ruptura quanto por descolamento do compósito, portanto deve-se considerar este modelo e o modelo considerando a falha por descolamento do compósito.

Nas vigas reforçadas que têm a resistência ao cortante controlada pela ruptura do compósito, o processo de ruptura se inicia quando o ponto mais tracionado do FRP atravessado pela fissura alcança a sua resistência última de tração. Uma vez iniciada, a ruptura do FRP irá se propagar rapidamente ao longo da fissura, levando a viga a uma falha catastrófica.

Para desenvolver um modelo cuidadoso para o cálculo da resistência à força cortante de uma viga reforçada, uma distribuição racional de tensão no FRP deve ser assumida e considerada em conjunto com a fragilidade do compósito.

Os autores propuseram uma distribuição geral de tensões parabólica ao longo da fissura, com uma distribuição linear como caso simplificado. Para a distribuição de tensões linear no FRP ao longo da fissura, a tração no FRP aumenta desde zero na ponta da fissura até a resistência última de tração no fim da fissura. A distribuição linear de tensões é recomendada, pelos autores, para um modelo simples e conservativo de uso prático.

Para um esquema geral de reforço mostrado na Figura 2.54 o fator de distribuição de tensões é expresso por:

$$D_f = \frac{1 + \zeta}{2} \quad (2.66)$$

Onde

$$\zeta = \frac{z_t}{z_b} \quad (2.67)$$

Para reforço colado em toda a lateral da viga, $\zeta = 0$ logo $D_f = 0.5$.

A tensão máxima no FRP é:

$$\sigma_{f \max} = f_f \quad (2.68)$$

onde f_f é a tensão é a resistência última à tração do compósito.

Para efeito de dimensionamento a tensão máxima no FRP deve ser obtida por:

$$\sigma_{f \max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 f_f}{\gamma_f} \quad \text{se} \quad \frac{f_f}{E_f} \leq \varepsilon_{\max} \\ \frac{0.8 \varepsilon_{\max} E_f}{\gamma_f} \quad \text{se} \quad \frac{f_f}{E_f} > \varepsilon_{\max} \end{array} \right. \quad (2.69)$$

onde γ_f é o coeficiente de segurança adotado por Chen e Teng para a resistência à tração no compósito, $\gamma_f = 1.25$.

O fator de 0.8, introduzido na eq. (2.69) leva em conta efeitos não considerados neste modelo, como efeito da aresta da viga na resistência à tração do FRP, se estas não forem devidamente suavizadas.

A eq. (2.69) também inclui um limite para a deformação máxima no FRP (ε_{\max}) para controlar a abertura da fissura. O limite sugerido pelos autores é de 1.5%.

Deve-se ressaltar que as equações (2.68) e (2.69) não podem ser usadas nos casos em que a resistência última da viga é alcançada antes da ruptura do compósito.

Tomando como exemplo uma viga de concreto sem armadura transversal e com reforço colado em suas laterais, a força cortante total na seção é resistida pelo concreto e pelo reforço externo. A força resistida pelo FRP aumenta continuamente com o aumento da abertura da fissura, enquanto que a força resistida pelo concreto (incluindo efeito de encavilhamento, engrenamento de agregados e a força resistida pela seção não fissurada de concreto) pode aumentar ou permanecer estável se a abertura da fissura for pequena. Quando a abertura da fissura aumenta, a força resistida pelo concreto pode reduzir, mas a força total resistida pelo concreto e reforço ainda aumenta se a abertura da fissura não for muito grande. Neste caso, a resistência da viga alcança um

máximo quando o FRP chega a sua tensão última de tração, levando o FRP à ruptura (Figura 2.56-a).

Entretanto, se a abertura da fissura se tornar muito grande antes da ruptura do compósito, a força cortante resistida pelo concreto (especialmente engrenamento de agregados) pode cair rapidamente. Quando esse decréscimo corresponde ao aumento de resistência alcançado pelo FRP, a viga então alcança a sua resistência máxima antes da ruptura do compósito. Neste caso é necessário limitar a deformação específica máxima no FRP (Figura 2.56-b).

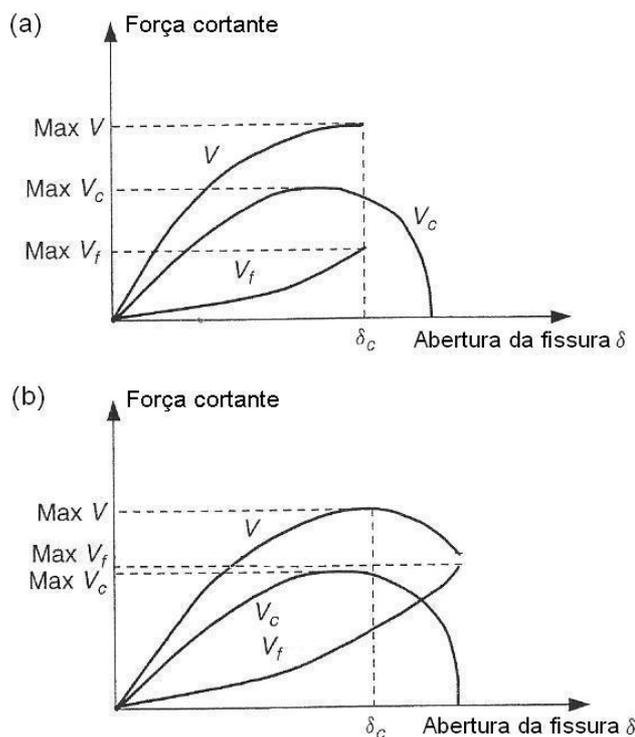


Figura 2.56 – Gráficos Força cortante x abertura da fissura (adaptada de Teng et al., 2001).

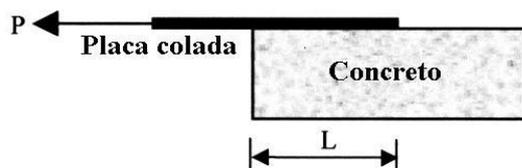
Modelo de Cálculo Considerando Falha por Descolamento do Compósito

O descolamento do FRP da superfície de concreto é o modo de ruptura predominante de vigas reforçadas com compósito colado apenas nas laterais. Este modo também controla a resistência da maioria das vigas com reforço em “U”.

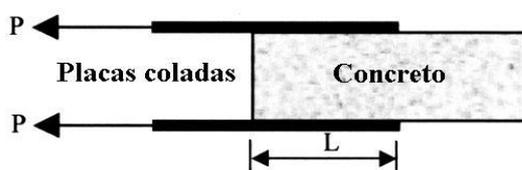
Um aspecto importante no comportamento de ancoragem do compósito é que existe um comprimento efetivo de ancoragem além do qual um aumento na sua extensão não proporcionará uma resistência de ancoragem maior. Há uma diferença fundamental entre reforço externo colado e reforço interno. Para o último, um comprimento de ancoragem suficientemente longo sempre pode ser

obtido, então, a resistência total de tração do reforço pode ser alcançada, desde que haja um cobrimento suficiente de concreto.

Chen e Teng (2003 a, b) desenvolveram um modelo para avaliar a resistência de ancoragem e o comprimento efetivo de ancoragem para o compósito colado na superfície de concreto, que foi baseado em ensaios simples ao cisalhamento (Figura 2.57).



a) Teste Simples ao Cisalhamento



b) Teste Duplo ao Cisalhamento



c) Vista superior

Figura 2.57 – Testes realizados por Chen e Teng (adaptada de Chen e Teng, 2003a).

Na falha por descolamento do FRP que costura uma fissura, a tensão máxima no compósito ocorre onde o FRP tem o maior comprimento de ancoragem. A tensão máxima no FRP, σ_{fmax} , é limitada tanto pela resistência última de ancoragem quanto pela resistência à tração do FRP:

$$\sigma_{fmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_f \\ 0.427 \beta_w \beta_L \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f'_c}}{t_f}} \end{array} \right. \quad (2.70)$$

O valor para a resistência de ancoragem de projeto é obtido usando o valor característico de 95% da curva de distribuição característica de Chen e Teng (2001):

$$\sigma_{f \max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \frac{f_f}{\gamma_b} \\ \frac{0.315}{\gamma_b} \beta_w \beta_L \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_c}}{t_f}} \end{array} \right. \quad (2.71)$$

onde γ_b é o coeficiente de segurança para resistência de ancoragem, igual a 1.25, o coeficiente β_L leva em conta o efeito do comprimento de ancoragem e o coeficiente β_w reflete o efeito da razão entre a largura do FRP e do concreto (b_f/b_c) nos ensaios realizados pelos autores (Figura 2.57), representados aqui pela largura do compósito e o espaçamento entre faixas.

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda \geq 1 \\ \text{sen}\left(\frac{\pi \lambda}{2}\right) & \text{se } \lambda < 1 \end{cases} \quad (2.72)$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - \frac{w_f}{s_f \text{sen}\beta}}{1 + \frac{w_f}{s_f \text{sen}\beta}}} \quad (2.73)$$

O comprimento máximo de ancoragem normalizado λ é dado por:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_e} \quad (2.74)$$

O comprimento máximo de ancoragem L_{\max} depende do tipo de ancoragem do reforço:

Para envolvimento em “U”, o máximo comprimento de ancoragem ocorre na extremidade inferior da fissura (Figura 2.58-b):

$$L_{\max} = \frac{h_{fe}}{\text{sen}\beta} \quad (2.75)$$

Para reforço colado apenas nas laterais, o comprimento máximo de ancoragem está localizado no meio da altura (Figura 2.58-a):

$$L_{\max} = \frac{h_{fe}}{2 \text{sen}\beta} \quad (2.76)$$

O comprimento de ancoragem efetivo L_e é calculado por:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_c}}} \quad (2.77)$$

A resistência de ancoragem em um ponto da faixa do reforço depende de onde a fissura se encontra em relação à extremidade do FRP, assim, o fator de distribuição de tensões, D_f , é dado por:

$$D_f = \begin{cases} \frac{2}{\pi \lambda} \frac{1 - \cos\left(\frac{\pi}{2} \lambda\right)}{\operatorname{sen}\left(\frac{\pi}{2} \lambda\right)} & \text{se } \lambda \leq 1 \\ 1 - \frac{\pi - 2}{\pi \lambda} & \text{se } \lambda > 1 \end{cases} \quad (2.78)$$

Para uma mesma geometria, o valor de D_f é maior para reforço colado em “U” do que para o colado apenas nas laterais, por causa da diferença no valor de λ . Esta diferença no valor de D_f reflete a maior eficiência do reforço em “U” em comparação ao reforço colado apenas nas laterais.

Deve-se tomar um cuidado especial no cálculo da resistência de vigas nas regiões de momento negativo, onde a face superior está tracionada e a inferior comprimida. Como nestas regiões a fissura se inicia no topo da viga, as grandezas indicadas na Figura 2.54 devem ser medidas a partir da face inferior da viga.

Espaçamento das faixas

O modelo apresentado leva em conta que o número de faixas que interceptam uma fissura é suficiente (duas ou mais). Entretanto, este tratamento pode levar a resultados conservativos ou não, dependendo da localização das faixas. Alguns casos extremos são mostrados na Figura 2.58.

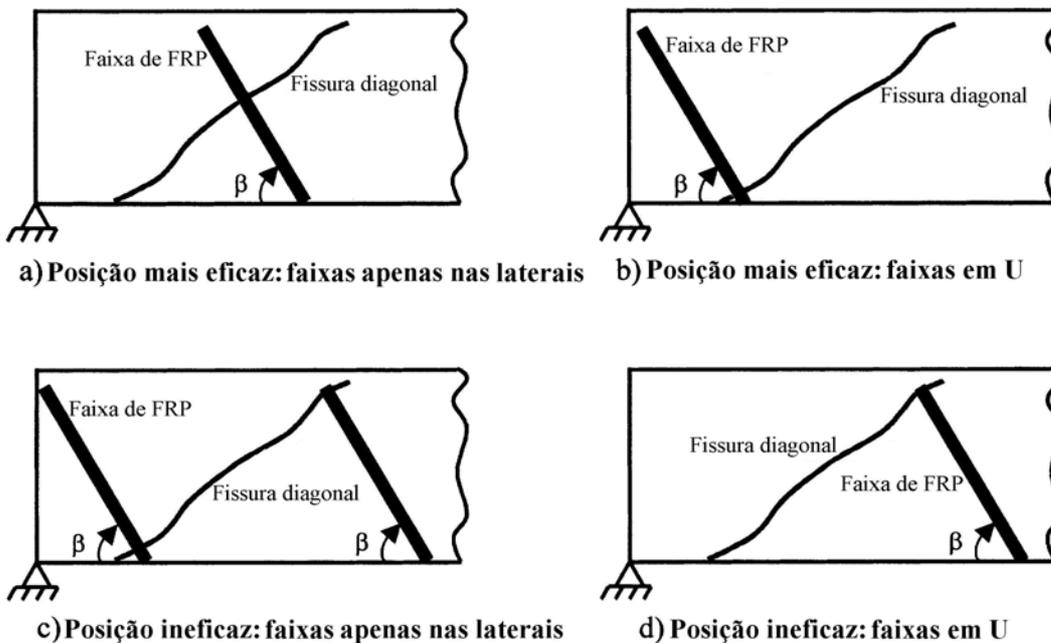


Figura 2.58 – Posições eficazes ou ineficazes das faixas de FRP (adaptada de Chen e Teng, 2003a).

Para que um esquema de reforço à força cortante seja eficiente, o espaçamento entre as faixas não deve exceder metade do comprimento horizontal da fissura, assim, ao menos duas faixas interceptarão a fissura, e, pelo menos uma de forma eficiente.

$$s_f \leq s_{f \max} = \frac{h_{fe} (\operatorname{sen} \beta + \cos \beta)}{2} \quad (2.79)$$

Em todas as equações mostradas as unidades são em MPa e mm.

2.4.2.2. Modelo de Triantafillou e Antonopoulos (2000)

O reforço externo de FRP à força cortante pode ser tratado em analogia ao reforço interno de aço, assumindo que no Estado Limite Último (tração diagonal do concreto) o FRP desenvolve uma deformação específica efetiva $\varepsilon_{f,e}$, na direção principal do material, menor do que a deformação última de ruptura à tração $\varepsilon_{f,u}$. A contribuição do FRP para a resistência à força cortante é dada por:

$$V_f = 0.9 \varepsilon_{f,e} E_f \rho_f b_w d (1 + \cot \beta) \operatorname{sen} \beta \quad (2.80)$$

O valor de projeto da parcela resistente referente ao reforço externo é:

$$V_f = 0.9 \frac{\varepsilon_{fk,e}}{\gamma_f} E_f \rho_f b_w d (1 + \cot \beta) \operatorname{sen} \beta \quad (2.81)$$

Os coeficientes de segurança sugeridos pelos autores são dados na Tabela 2.3

Tabela 2.3 – Coeficientes de segurança para os compósitos para o modelo de Triantafillou e Antonopoulos (2000).

Tipo de Falha	γ - CFRP	γ - AFRP	γ - GFRP
Ruptura do Compósito	1.20	1.25	1.30
Descolamento do Compósito	1.30	1.30	1.30
$\varepsilon_{fk,e} \leq \varepsilon_{max}$	1.30	1.30	1.30

A deformação específica efetiva característica no FRP, $\varepsilon_{fk,e}$, pode ser aproximada pela multiplicação da deformação específica efetiva $\varepsilon_{f,e}$ por um fator de redução $\alpha = 0.8$, e deve ser limitada por $\varepsilon_{max} = 0.005$ para garantir que a integridade do concreto seja suficiente para manter ativo outros mecanismos, como engrenamento de agregados.

$$\varepsilon_{fk,e} = \alpha \varepsilon_{f,e} \leq \varepsilon_{max} \quad (2.82)$$

O fator principal para estimar o valor de $\varepsilon_{f,e}$ é identificar o estado do material do reforço na falha do elemento de concreto por força cortante, que é sempre definida por tração diagonal do concreto. Como a Figura 2.59 ilustra, isto pode ocorrer prematuramente, como resultado do descolamento do reforço externo, ou depois do FRP ter alongado consideravelmente. Neste último caso, o FRP pode romper exatamente no pico de carga ou um pouco depois, devido à sobrecarga na vizinhança da fissura diagonal.



Figura 2.59 – Gráfico carga x deslocamento (adaptada de Triantafyllou e Antonopoulos, 2000).

No Estado Limite Último, um certo grau de descolamento do FRP da superfície de concreto é sempre esperado, mesmo que a falha não ocorra por descolamento. Este descolamento é atribuído à deformação específica excessiva no reforço que resulta em incompatibilidades de deformações com o material do substrato (concreto). As fissuras causam concentrações de tensões que produzem um descolamento local. Assim, um meio de determinar $\varepsilon_{f,e}$ depende do comprimento de ancoragem do FRP, da sua relação com o “comprimento efetivo de ancoragem”, ao longo do qual as tensões cisalhantes entre o FRP e a superfície de concreto são desenvolvidas, e da relação entre este último e o “comprimento de desenvolvimento”, que define o comprimento necessário para o FRP alcançar sua tensão de tração de ruptura antes de descolar. O comprimento de desenvolvimento é proporcional à rigidez axial do FRP, expressa por $E_f \rho_f$, e é inversamente proporcional à resistência do concreto à tração, que é proporcional à $f_c^{2/3}$, ou seja, $\varepsilon_{f,e}$ é função de $E_f \rho_f / f_c^{2/3}$.

O modelo foi calibrado com 75 resultados experimentais, usados para produzir as curvas (Figura 2.60) para descolamento do reforço e ruptura do reforço, ambas em função de $E_f \rho_f / f_c^{2/3}$. Os dados na curva (Figura 2.61) são, na maior parte, de CFRP, com poucos resultados de GFRP e nenhum de AFRP,

entretanto, o tipo de fibra não deve afetar $\varepsilon_{f,e}$ consideravelmente no caso de descolamento. No caso de ruptura, a deformação depende do tipo de compósito, devido à grande diferença na deformação específica de ruptura entre esses materiais.

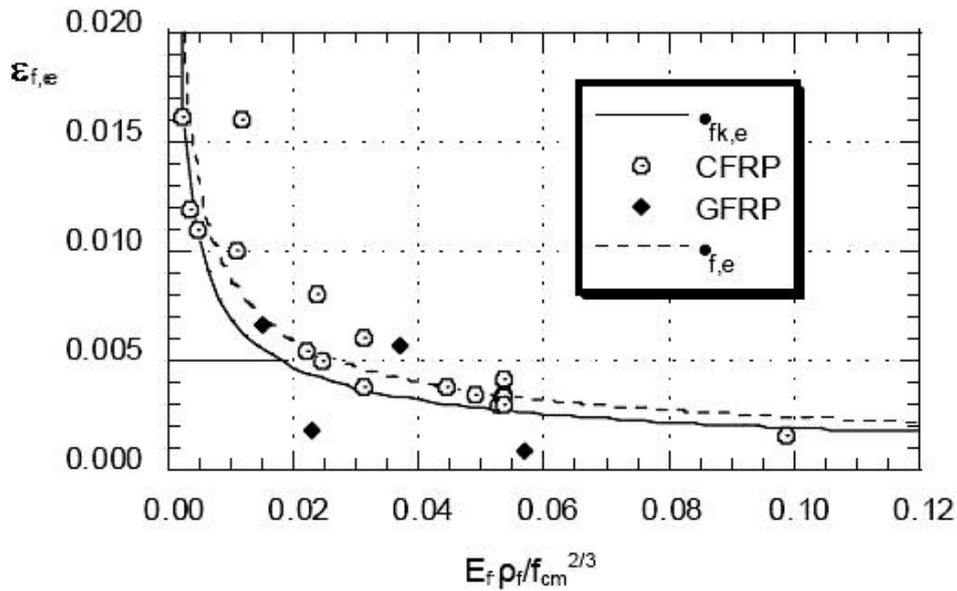


Figura 2.60 – Gráfico de deformação específica efetiva em função de $E_f \rho_f / f_{cm}^{2/3}$ para descolamento do reforço (adaptada de Triantafillou e Antonopoulos, 2000).

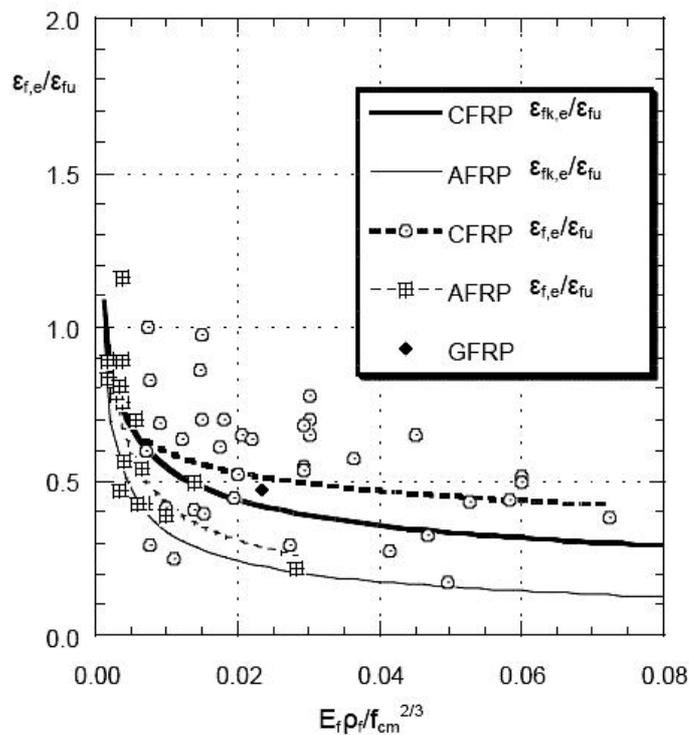


Figura 2.61 – Gráfico da relação $\varepsilon_{f,e} / \varepsilon_{fu}$ em função de $E_f \rho_f / f_{cm}^{2/3}$ para ruptura do reforço (adaptada de Triantafillou e Antonopoulos, 2000).

Finalmente, os resultados experimentais sugerem que o descolamento não é dominante nos casos da seção completamente envolvida pelo reforço de CFRP ou AFRP.

A expressão para $\varepsilon_{f,e}$ é dada de acordo com o tipo de ancoragem do reforço:

Seção com envolvimento completo de CFRP:

$$\varepsilon_{fk,e} = 0.17 \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{f,u} \quad (2.83)$$

Seção com reforço nas laterais ou em “U”:

$$\varepsilon_{fk,e} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.65 \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.56} 10^{-3} \\ 0.17 \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{f,u} \end{array} \right. \quad (2.84)$$

Seção com envolvimento completo de AFRP:

$$\varepsilon_{fk,e} = 0.48 \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.47} \varepsilon_{f,u} \quad (2.85)$$

onde $\varepsilon_{f,u}$ é a deformação específica última no compósito.

Em todas as equações f_c está em MPa e E_f está em GPa.

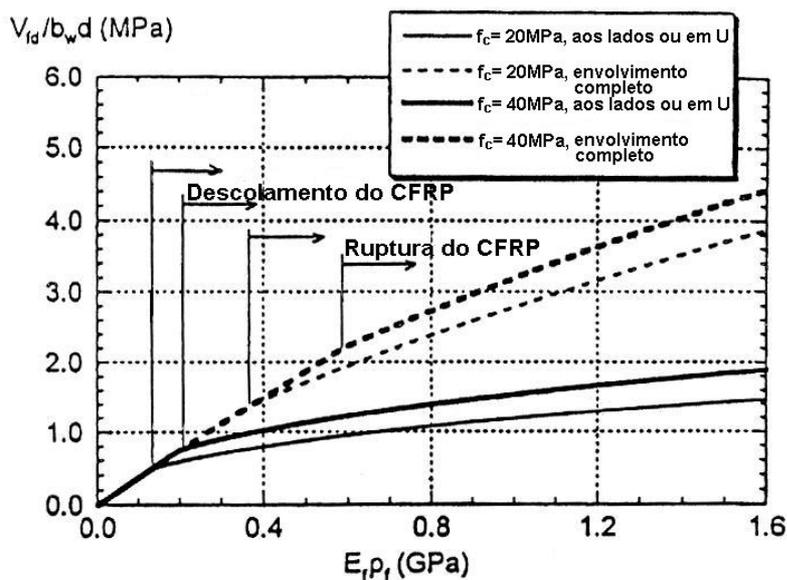


Figura 2.62 – Contribuição do CFRP para a resistência à força cortante para dois valores de resistência à compressão do concreto e dois esquemas de ancoragem (adaptada de Triantafyllou e Antonopoulos, 2000).

Na Figura 2.62 a contribuição do reforço para a resistência à força cortante é mostrada em função de dois valores para a resistência do concreto à compressão, $f_c = 20\text{MPa}$ e $f_c = 40\text{MPa}$, assumindo $\varepsilon_{f,u} = 0.015$ e $\beta = 90^\circ$. Para valores de $E_f\rho_f$ abaixo de um certo limite, $(E_f\rho_f)_{lim}$, a resistência é governada pela deformação específica máxima ε_{max} e a contribuição do reforço à força cortante é proporcional à $E_f\rho_f$. Para valores de $E_f\rho_f$ que excedem $(E_f\rho_f)_{lim}$, a falha é governada por ruptura ou descolamento do compósito. Pode-se observar que para falha por descolamento (reforço em “U” ou colado apenas nas laterais) o aumento da resistência ao cortante com $E_f\rho_f$ é relativamente pequeno, mas a resistência do concreto tem um papel importante. Para falha por ruptura do compósito (seção completamente envolvida pelo reforço), o aumento da resistência à força cortante com $E_f\rho_f$ é substancial e a resistência do concreto tem importância secundária.

É sugerido que $E_f\rho_f$ não exceda o limite de $(E_f\rho_f)_{lim}$ para evitar falha por descolamento, a não ser que seja utilizado um esquema especial de ancoragem. Este valor é dado por:

$$(E_f\rho_f)_{lim} = \left(\frac{0.65 \alpha 10^{-3}}{\varepsilon_{max}} \right)^{\frac{1}{0.56}} f_c^{2/3} = 0.018 f_c^{2/3} \quad (2.86)$$

O espaçamento entre as faixas não deve ultrapassar $0.8d$, para que a fissura diagonal não se forme sem interceptar uma faixa do reforço.

Como foi observado, o método mais eficaz de reforço é o envolvimento completo da seção. Quando esta configuração não é possível, é recomendado que as faixas de reforço sejam ancoradas na zona de compressão do elemento de concreto através da utilização de uma ancoragem mecânica.

2.4.2.3.

Modelo de Khalifa et al. (1998)

A contribuição do reforço à força cortante colado externamente depende de vários fatores: a rigidez do FRP, a qualidade da resina epóxi, a resistência à compressão do concreto, o número de camadas de CFRP, o esquema de envolvimento da seção com o reforço e a orientação das fibras. Este estudo apresenta duas equações para obter o valor da parcela da força cortante resistida pelo reforço, tomando-se V_f como o menor valor entre os dois

resultados. Essas duas equações representam os dois possíveis modos de falha.

O valor de V_f pode ser escrito no formato da norma ACI 440 (2001) como:

$$V_f = \frac{A_f f_{fe} (\text{sen} \beta + \cos \beta) d_f}{s_f} \quad (2.87)$$

onde

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad (2.88)$$

$$A_f = 2 t_f w_f \quad (2.89)$$

Para reforço contínuo os valores de w_f e s_f devem ser iguais.

O fator de segurança para o valor de V_f sugerido pelos autores é $\phi = 0.7$.

Modelo de Cálculo Baseado na Ruptura do Compósito

Os resultados experimentais e os conceitos apresentados por Triantafillou (1997) indicam que a ruptura do CFRP ocorre em um nível de tensão abaixo da resistência última do CFRP (tensão efetiva) devido a concentrações de tensões. Khalifa et al. sugerem um modelo para o cálculo da tensão efetiva no CFRP fundamentado no modelo apresentado por Triantafillou (1997), com algumas modificações baseadas na observação de que $E_f \rho_f$ não excede o valor de 1.1 GPa em todos os resultados experimentais.

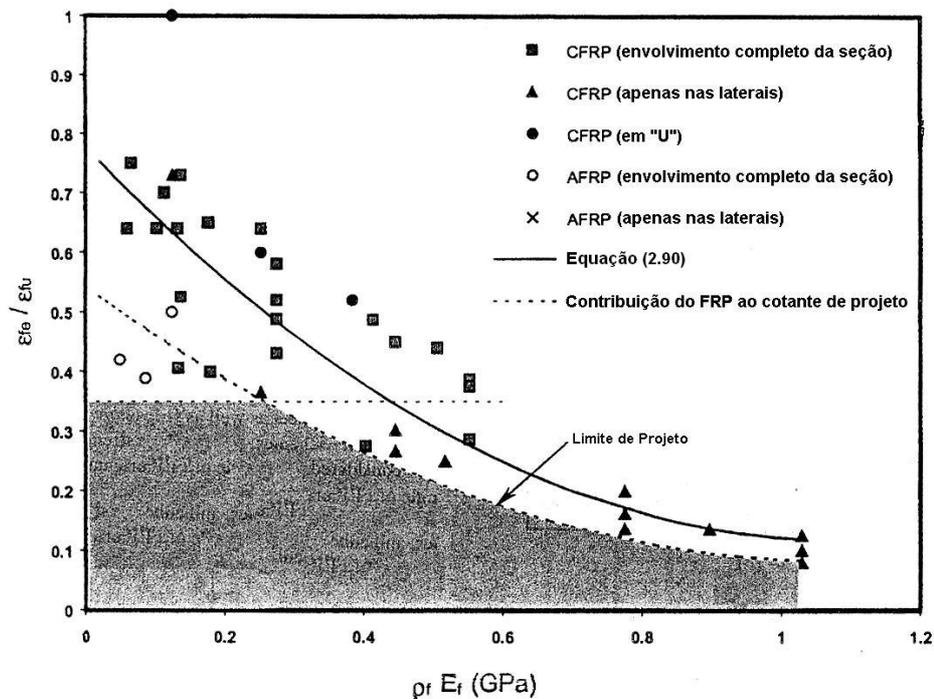


Figura 2.63 – Gráfico da relação $\varepsilon_{fe}/\varepsilon_{fu}$ em função da rigidez axial. (Adaptada de Khalifa et al., 1998)

Para eliminar os efeitos dos diversos tipos de fibra, a razão entre a deformação específica efetiva e a última, $R = \varepsilon_{fe}/\varepsilon_{fu}$, é traçada em função da rigidez axial. O polinômio que se ajusta melhor aos resultados experimentais (Figura 2.63) com $E_f \rho_f < 1.1$ GPa é:

$$R = 0.5622(\rho_f E_f)^2 - 1.2188(\rho_f E_f) + 0.778 \leq 0.50 \quad (2.90)$$

O valor máximo de 0.50 limita a deformação no FRP na ordem de 0.004 e 0.005, a fim de manter a integridade do concreto. A abertura da fissura se torna muito grande para deformações específicas muito altas, e o efeito de engrenamento de agregados pode ser perdido, diminuindo significativamente a resistência do concreto ao esforço cortante.

A razão entre deformação específica efetiva e deformação específica última, R , pode ser usada como um fator de redução da deformação específica última. Assim, a deformação específica efetiva pode ser calculada como:

$$\varepsilon_{fe} = R \varepsilon_{fu} \quad (2.91)$$

Os dados experimentais usados para a obtenção do polinômio que descreve R incluem dois tipos diferentes de materiais (CFRP e AFRP), três configurações de reforço (nas laterais, em “U” e envolvimento completo), reforço contínuo e em faixas espaçadas, orientação das fibras a 45° ou 90° e reforço com uma ou duas camadas. Todos os dados foram aproximados por uma única curva. Os autores sugerem que uma modificação para cada grupo deva ser feita futuramente. Além disso, como o número de resultados experimentais de vigas reforçadas com AFRP é pequeno, os autores alertam que este modelo deve ser usado apenas para CFRP.

O ângulo de orientação das fibras nos resultados experimentais é limitado a 45° ou 90°, porém a eq. (2.87) sugere a aplicação de qualquer ângulo inclusive 0°. Mais resultados experimentais são necessários para validar a aplicação desta equação para outras orientações das fibras.

Modelo de Cálculo Baseado no Descolamento do Compósito

Depois de desenvolvidas as fissuras diagonais no concreto, altas tensões de tração são desenvolvidas nas vizinhanças do FRP. As tensões de tração orientadas verticalmente no reforço de FRP resultam de um deslocamento de corpo rígido no concreto de cada lado da fissura. Estas tensões de tração devem ser transferidas para o concreto de cada lado da fissura através de tensões de

aderência. Se esta tensão de aderência é comprometida antes da ruptura do CFRP, ocorre a falha por descolamento do compósito.

Baseados no estudo de Maeda (1997), sobre o mecanismo de aderência entre o concreto e o CFRP através de testes de tração simples, Khalifa et al. apresentam um modelo de cálculo empírico que aplica conceitos de comprimento efetivo de ancoragem e de tensão média de ancoragem para estimar a resistência do CFRP ao descolamento.

De acordo com as observações feitas por Maeda, para comprimentos de ancoragem maiores do que 100 mm, a força última de tração que o CFRP resiste não é função do seu comprimento de ancoragem, pois nos estágios iniciais de carregamento a carga é sustentada pela ancoragem na vizinhança do ponto de carregamento. Se o descolamento ocorre neste local, a área de ancoragem é transferida para uma nova área. Esta ação se repete até que o descolamento se propague completamente através do comprimento do CFRP. Portanto, tensões de ancoragem são transferidas apenas pelas áreas ativas de ancoragem. O comprimento do CFRP que inclui esta área depende do comprimento efetivo de ancoragem.

Com o aumento na rigidez do compósito o comprimento efetivo de ancoragem diminui. A equação para determinar o comprimento efetivo de ancoragem L_e é dada por:

$$L_e = e^{6.134 - 0.58 \ln(t_f E_f)} \quad (2.92)$$

Além da rigidez do compósito, a tensão de ancoragem depende também da resistência à compressão do concreto.

Uma vez desenvolvida a fissura diagonal, apenas a porção da largura do FRP, que passa pela fissura, e que excede o comprimento efetivo de ancoragem é capaz de sustentar a força cortante. A largura efetiva, w_{fe} é baseada no ângulo de inclinação da fissura diagonal, assumido como 45° , e no esquema de reforço da Figura 2.64:

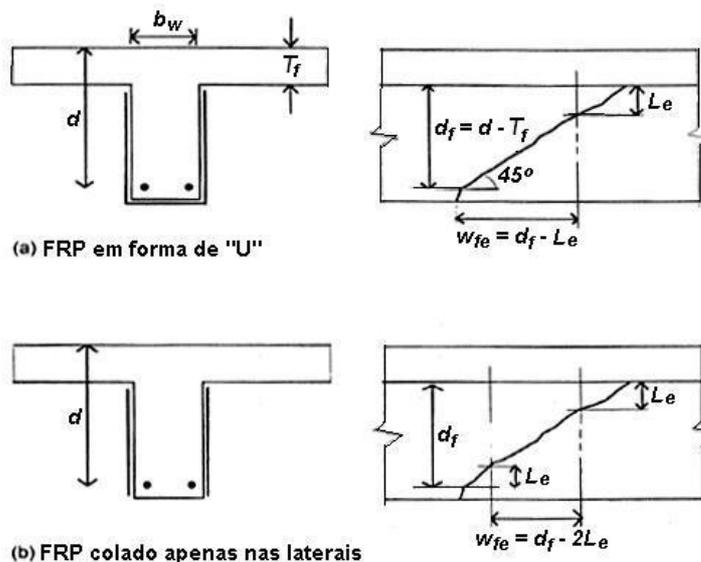


Figura 2.64 – Largura efetiva do reforço. (Adaptada de Concrete Society, 2000)

Para seção completamente envolvida pelo reforço:

$$w_{fe} = d_f \quad (2.93)$$

Para seção com reforço em “U”:

$$w_{fe} = d_f - L_e \quad (2.94)$$

Para seção com reforço apenas nas laterais:

$$w_{fe} = d_f - 2L_e \quad (2.95)$$

Assim, a expressão para a deformação específica efetiva para descolamento é:

$$\varepsilon_{fe} = L_e k \left(\frac{f_c}{42} \right)^{2/3} \frac{w_{fe}}{d_f} \quad (2.96)$$

onde k é uma constante determinada experimentalmente, $k = 110.2 \times 10^{-3}$.

2.4.2.4. Modelo de Khalifa e Nanni (2000)

O modelo descreve os dois possíveis mecanismos de falha do reforço de CFRP separadamente, ruptura ou descolamento. Mais tarde, dois limites para a contribuição do CFRP são propostos. O primeiro controla a abertura da fissura diagonal e a perda do engrenamento dos agregados e o segundo previne o esmagamento da biela de concreto causado por compressão diagonal.

Este modelo é resultado de modificações, feitas pelos autores, nos modelos propostos por Maeda et al. (1997) e Khalifa et al. (1998).

A parcela da força cortante resistida pelo reforço de CFRP é:

$$V_f = \frac{A_f f_{fe} (\sin \beta + \cos \beta) d_f}{s_f} \leq \left(\frac{2\sqrt{f'_c} b_w d}{3} - V_s \right) \quad (2.97)$$

Onde A_f e f_{fe} são os mesmos parâmetros dados pelas equações (2.88) e (2.89) respectivamente.

O fator de segurança para V_f é $\phi = 0.7$.

O limite em função da resistência do concreto e da armadura transversal na eq. (2.97) visa evitar o esmagamento da biela.

O espaçamento entre as faixas de CFRP não deve exceder o limite apresentado na eq. (2.98) para que nenhuma fissura diagonal se forme sem interceptar uma faixa do reforço.

$$s_f \leq w_f + \frac{d}{4} \quad (2.98)$$

A tensão efetiva no CFRP, f_{fe} , menor do que a resistência nominal do reforço, é calculada aplicando-se um fator de redução à resistência nominal, f_{fu} :

$$f_{fe} = R f_{fu} \quad (2.99)$$

O fator de redução R depende do modo de falha predominante.

Coeficiente de redução para ruptura do compósito

O coeficiente de redução é adotado de Khalifa et al. (1998), sendo uma função da rigidez do compósito:

$$R = 0.5622(\rho_f E_f)^2 - 1.2188(\rho_f E_f) + 0.778 \quad (2.100)$$

A eq. (2.100) é válida para $\rho_f E_f \leq 0.7$ GPa.

Coeficiente de redução para descolamento do compósito

Este coeficiente é função da rigidez do compósito, da resistência do concreto, do comprimento efetivo do reforço e da configuração de ancoragem do reforço.

Antes do coeficiente de redução é necessário determinar o comprimento efetivo de ancoragem, L_e . Miller (1999) mostrou através de estudos experimentais e analíticos que o comprimento de ancoragem aumenta quando a rigidez do compósito aumenta. No entanto, Miller (1999) sugeriu um valor constante para L_e igual a 75 mm.

Como em Khalifa et al. (1998), uma largura efetiva, w_{fe} , é adotada para o reforço em “U” ou colado apenas nas laterais da viga de acordo com as equações (2.94) e (2.95) respectivamente.

A expressão para o coeficiente de redução é expressa por:

$$R = \frac{(\hat{f}_c)^{2/3} w_{fe}}{\varepsilon_{fu} d_f} [738.93 - 4.06(E_f t_f)] \times 10^{-6} \quad (2.101)$$

A eq. (2.101) pode ser aplicada para rigidez do compósito, $E_f t_f$, entre 20 e 90mm-GPa.

Limite superior para o coeficiente de redução

Para controlar a abertura da fissura diagonal e a perda do engrenamento de agregados é sugerido o limite de $0.006/\varepsilon_{fe}$ para R , assim, o valor máximo para a deformação específica efetiva, ε_{fe} , é da ordem de 0.004 (incluindo o fator de segurança).

O coeficiente de redução final é o menor entre os três valores, incluindo os dois modos de falha e o limite superior.

Para reforço em “U” com ancoragem especial ou por envolvimento completo da seção, não é considerado o modo de falha por descolamento do compósito.

2.4.2.5. ACI Committee 440 (2001)

O ACI considera que as fibras podem ser orientadas a 90° ou perpendiculares às potenciais fissuras devidas à força cortante.

A resistência adicional fornecida pelo reforço de FRP é baseada em vários fatores, como geometria da viga, esquema de envolvimento com o reforço, resistência do concreto existente etc.

As propriedades do material fornecidas pelo fabricante, como tensão última de tração e deformação específica do compósito na ruptura, não consideram a exposição às condições ambientes por longo tempo, o que pode reduzi-las, por isso o ACI 440 determina a utilização dos fatores de redução para a fibra de carbono, dados na Tabela 2.4, que variam de acordo com as condições de exposição do reforço. Os valores para os fatores de redução são conservativos.

Tabela 2.4 – Fator de Redução para o CFRP dado pelo ACI 440 (2001).

Condição de exposição	Fator de Redução, C_E
Interior	0,95
Exterior	0,85
Condições agressivas	0,85

Como o FRP é um material linearmente elástico até a ruptura, o módulo de elasticidade do compósito é determinado pela lei de Hooke, não sendo afetado pelas condições ambientais.

O coeficiente de segurança adotado pela norma ACI 318 (1995) é o mesmo para o concreto, o aço e o reforço, $\phi = 0,85$. Um coeficiente de segurança adicional é aplicado para o reforço de FRP, ψ_f , para envolvimento completo da seção $\psi_f = 0,95$ e para reforço em “U” ou apenas nas laterais $\psi_f = 0,85$.

O valor da resistência à força cortante (eq. 2.102) é dado como a soma das parcelas resistidas pelo concreto (V_c), pela armadura transversal (V_s) e pelo reforço externo (V_f), com os devidos fatores de segurança.

$$V_R = \phi(V_c + V_s + \psi V_f) \quad (2.102)$$

A contribuição do reforço é calculada como (unidades no SI):

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{s_f} \quad (2.103)$$

onde:

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad (2.104)$$

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad (2.105)$$

Na eq. (2.104), n é o número de camadas do reforço.

A distância entre as faixas não deve exceder o valor de $d/4$.

A deformação específica efetiva (ε_{fe}) é a deformação específica máxima que pode ser alcançada pelo reforço e é governada pelo modo de ruptura do compósito e da viga de concreto reforçada.

Os modos de ruptura previstos pelo ACI 440 são determinados de acordo com o esquema de envolvimento da seção. Para todos os casos, a deformação específica efetiva é limitada por $0,75\varepsilon_{fu}$.

- Seção completamente envolvida pelo reforço

A perda do efeito de engrenamento dos agregados do concreto ocorre com deformação específica da fibra menor do que a deformação específica última da fibra. Para considerar este tipo de ruptura, a deformação específica efetiva é limitada por 0,004.

A deformação efetiva será:

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75\varepsilon_{fu} \quad (2.106)$$

- Envolvimento em “U” ou apenas nas laterais

Para estes tipos de reforço o descolamento do compósito do concreto pode ocorrer antes da perda do efeito de engrenamento dos agregados. Por isso, nestes casos, este modo de ruptura também deve ser considerado. O modelo usado para o cálculo da deformação específica efetiva no descolamento é o modelo de Khalifa et al. (1998).

Assim a deformação específica efetiva é dada por:

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (2.107)$$

O coeficiente de redução para a aderência, κ_v , é função da resistência do concreto, do esquema de reforço utilizado e da rigidez do compósito.

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (2.108)$$

onde:

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad (2.109)$$

$$L_e = \frac{23300}{(n t_f E_f)^{0.58}} \quad (2.110)$$

- Para reforço colado em forma de “U”:

$$k_2 = \frac{d_f - L_e}{d_f} \quad (2.111)$$

- Para reforço colado apenas nas laterais:

$$k_2 = \frac{d_f - 2L_e}{d_f} \quad (2.112)$$

Segundo o ACI 440, o método de cálculo de κ_v é válido para vigas em regiões com valores da força cortante altos e baixo momento fletor. A metodologia não foi confirmada para regiões sujeitas a altos valores de força cortantes e momentos fletores, como vigas contínuas.

O reforço total à força cortante, dado pela soma das parcelas do compósito e do aço, não deve exceder o seguinte limite do ACI 318 (1995):

$$V_s + V_f \leq 0.66\sqrt{f'_c}b_w d \quad (2.113)$$

2.4.2.6. *fib* Bulletin 14 (2001)

O Bulletin 14 *fib* (2001) apresenta métodos de aplicações de materiais compósitos de polímeros reforçados com fibras (FRP) no reforço de estruturas de concreto armado fornecendo diretrizes para o projeto do reforço, a execução prática e o controle de qualidade dessas estruturas.

Para o dimensionamento, os coeficientes de segurança adotados para o concreto e o aço são dados pelo EC2 (2001):

Concreto : $\gamma_c = 1,5$

Aço: $\gamma_s = 1,15$

O coeficiente de segurança sugerido para o compósito, γ_f , depende do modo de ruptura e do método de aplicação do reforço. Os valores para γ_f estão na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Valores para os coeficientes de segurança para o compósito dados pela *fib* (2001).

Descolamento do Compósito	Ruptura do Compósito	
	Método A ⁽¹⁾	Método B ⁽²⁾
1,30	1,20	1,35

⁽¹⁾ – Aplicação do sistema “prefab” de FRP em condições normais de controle de qualidade. Aplicação do sistema “wet lay-up” de FRP com alto controle de qualidade
⁽²⁾ – Aplicação do sistema “wet lay-up” de FRP em condições normais de controle de qualidade. Aplicação de qualquer sistema sob difíceis condições no local de trabalho.

Para o modelo de dimensionamento é considerado o Estado Limite Último.

A contribuição do FRP (eq. 2.114) é considerada de maneira análoga à contribuição da armadura transversal, considerando a resistência à tração da fibra até a deformação específica de ruptura, ε_{fu} , ou um valor reduzido.

$$V_{fd} = 0.9E_{fu}\varepsilon_{fd,e}\rho_f b_w d (\cot\theta + \cot\alpha) \text{sen}\alpha \quad (2.114)$$

onde:

$$\rho_f = \frac{2t_f w_f}{b_w s_f} \quad (2.115)$$

$\varepsilon_{fd,e}$ é deformação específica efetiva de projeto calculada como:

$$\varepsilon_{fd,e} = \frac{\varepsilon_{fk,e}}{\gamma_f} \quad (2.116)$$

Devido à falta de dados, o valor da deformação específica efetiva característica, $\varepsilon_{fk,e}$, pode ser aproximado usando um fator de redução $k = 0.8$:

$$\varepsilon_{fk,e} = k\varepsilon_{f,e} \quad (2.117)$$

A deformação efetiva é calculada segundo o modelo de Triantafillou e Antonopoulos (2000), de acordo com o esquema de envolvimento da seção com o reforço, usando as equações (2.83), (2.84) e (2.85)

Alguns autores (Priestley e Seible 1995, Khalifa et al. 1998, Antonopoulos e Triantafillou 2000) têm proposto que o valor para a deformação efetiva não ultrapasse um certo limite, da ordem de 0.006, para manter a integridade do concreto e assegurar o efeito de engrenamento dos agregados, nos casos em que a ação desse mecanismo for de importância crucial.

O espaçamento máximo recomendado, entre faixas verticais de FRP, é $(0.9d - w_f/2)$ para vigas retangulares e $(d - h_f - w_f/2)$ para vigas "T", para que nenhuma fissura diagonal se forme sem interceptar uma faixa do compósito.

Para que não ocorra o descolamento do reforço, no estado limite de serviço, $\varepsilon_{fk,e}$ deve ser limitada por $0.8f_{yk}/E_s$.

2.4.2.7. ISIS-M05-00 (2001)

O ISIS (2001) é um manual para dimensionamento de reforço de estruturas de concreto com materiais compósitos de polímeros reforçados com fibras (FRP) colados externamente, na forma de mantas ou laminados, baseado em resultados de pesquisas realizadas no Canadá e em outros laboratórios de universidades e instituições internacionais.

Os coeficientes de segurança adotados de acordo com a CSA A.23.3-94(1995) são:

Concreto: $\phi_c = 0,6$

Aço: $\phi_s = 0,85$

O valor para o coeficiente de segurança do compósito pode ser adotado como $\phi_{frp} = 0,7$ (Khalifa et al. (1999)) ou $\phi_{frp} = 0,78$ para ruptura do compósito e $\phi_{frp} = 0,75$ para descolamento ou quando a deformação específica é limitada por um certo valor antes de chegar à ruptura (Triantafillou e Antonopoulos (1999)).

A contribuição do reforço é calculada como:

$$V_{frp} = \phi_{frp} \frac{A_{frp}}{s_{frp}} E_{frp} \varepsilon_{frpe} d_{frp} (\text{sen} \beta + \cos \beta) \quad (2.118)$$

A deformação específica efetiva (ε_{frp}) depende do modo de ruptura e deve ser limitada pelo valor de 0.004, acima do qual o efeito de engrenamento dos agregados é perdido devido à abertura das fissuras.

Para calcular o valor da deformação específica efetiva, o manual considera dois modos de ruptura do reforço: a ruptura por tração, com uma deformação específica menor do que a deformação específica na ruptura ou o descolamento do reforço.

A deformação específica efetiva no caso de ruptura do reforço é calculada de acordo com o modelo de Triantafillou e Antonopoulos (2000):

$$\varepsilon_{frpe} = R \varepsilon_{frpu} \quad (2.119)$$

onde:

$$R = \alpha \lambda_1 \left[\frac{(f'_c)^{2/3}}{\rho_{frp} E_{frp}} \right]^{\lambda_2} \quad (2.120)$$

$$\rho_{frp} = \frac{2t_{frp} w_{frp}}{b_w s_{frp}} \quad (2.121)$$

O coeficiente de redução para a deformação específica efetiva α é igual a 0.8 e os parâmetros λ_1 e λ_2 para a ruptura da fibra de carbono são tomados como 1.35 e 0.30, respectivamente.

O cálculo da deformação específica efetiva correspondente ao descolamento do compósito é feito usando o modelo de Khalifa et al. (1998):

$$\varepsilon_{frpe} = \frac{\alpha \phi_{frp} k_1 k_2 L_e}{9525} \quad (2.122)$$

O comprimento de ancoragem (L_e) é:

$$L_e = \frac{25350}{(t_{frp} E_{frp})^{0.58}} \quad (2.123)$$

Os parâmetros k_1 e k_2 consideram a resistência à força cortante do concreto e a configuração do reforço:

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27.65} \right)^{2/3} \quad (2.124)$$

$$k_2 = \frac{d_{frp} - n_e L_e}{d_{frp}} \quad (2.125)$$

Na eq. (2.125), n_e é o número de extremidades do reforço, igual a um para reforço em “U” ou igual a dois para reforço apenas nas laterais.

Se o valor de k_2 for negativo, o sistema de reforço é ineficaz, a não ser que seja feita uma ancoragem mecânica.

No caso do reforço envolver completamente a seção transversal da viga a deformação específica efetiva é dada simplesmente por: $\varepsilon_{frp} = 0.004$ e a altura útil do reforço (d_{frp}) é igual a altura da viga (h).

O espaçamento máximo entre faixas de compósito é limitado por:

$$s_{frp} = w_{frp} + \frac{d}{4} \quad (2.126)$$

A CSA A23.3-94 sugere que a resistência à força cortante não deve exceder o limite de:

$$V_r \leq V_c + 0.8 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.127)$$

Quando o comprimento de ancoragem é limitado, é possível melhorar a performance do reforço colado em faixas na forma de “U” colando uma tira longitudinal de FRP nas extremidades das faixas no topo da viga.

2.4.3. Estudos Experimentais Sobre Vigas com Reforço Externo de CFRP

Nesta seção os modos de ruptura e tipos de ancoragem do reforço estão identificados por siglas da seguinte forma:

Modos de ruptura da viga:

EB – Esmagamento da biela comprimida;

DE – Descolamento do compósito;

FL – Flexão;

RU – Ruptura do compósito;

TD – Tração diagonal;

Tipos de ancoragem:

S – Reforço colado apenas nas laterais;

U – Reforço colado em “U”;

W – Reforço com envolvimento completo da seção;

2.4.3.1. Khalifa e Nanni (2002)

Este estudo avaliou o desempenho e modos de ruptura de vigas simplesmente apoiadas reforçadas externamente à força cortante com tecido de fibra de carbono. As variáveis investigadas no estudo incluem armadura transversal, relação comprimento-altura útil (a/d) e distribuição do CFRP.

Foram ensaiadas 12 vigas com diferentes configurações de reforço, com dois valores diferentes para a relação a/d , 3050 mm de comprimento e 254 mm de altura útil.

A série SW composta de quatro vigas recebeu armadura transversal, enquanto que a série SO, com oito vigas, foi projetada sem estribos no comprimento de teste. As vigas foram ainda subdivididas em dois grupos, variando o comprimento de a : O primeiro, SW3 e SO3, com a relação a/d de valor igual a três; e o segundo, SW4 e SO4, com relação a/d igual a quatro.

As vigas SW3-1, SW4-1, SO3-1 e SO4-1 não receberam reforço e foram tomadas como vigas de referência.

O estudo mostrou que a contribuição do reforço externo colado para aumentar a resistência à força cortante é significativo, foi alcançado um aumento de resistência de 40% a 138% nas vigas reforçadas. O estudo mostrou também que a resistência é influenciada pela razão a/d e que um acréscimo na quantidade de reforço pode não resultar em um aumento proporcional da resistência. Os resultados da série SO3 indicam que a utilização da segunda camada a 0° aumenta a resistência à força cortante devido à restrição horizontal.

As características do reforço e das vigas estão nas Tabelas 2.6 e 2.7 abaixo:

Tabela 2.6 – Características das vigas e do reforço, comuns a todas as vigas do estudo de Khalifa e Nanni (2002).

Vigas					Reforço			
L	b_w	h	d	A_s	E_f	t_f	f_{fu}	Tipo
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(GPa)	(mm)	(MPa)	
3050	150	305	254	1608,5	228	0,165	3790	U

Tabela 2.7 – Características das vigas e do reforço, diferentes para cada viga do estudo de Khalifa e Nanni (2002).

Vigas	f_{ck} (MPa)	A_{sw} (mm ²)	s (mm)	f_{yw} (MPa)	s_f (mm)	w_f (mm)	β (°)	$\varepsilon_{y,max}$ no CFRP	V_R (kN)	Modo de Ruptura
SW3-1	19,3	157	125	350	---	---	---	---	126,5	TD
SW3-2	19,3	157	125	350	1	1	0/90	0,0023	177	EB
SW4-1	19,3	157	125	350	---	---	---	---	100	TD
SW4-2	19,3	157	125	350	1	1	0/90	0,0019	180,5	EB
SO3-1	27,5	0	---	---	---	---	---	---	77	TD
SO3-2	27,5	0	---	---	125	50	90	0,0047	131	DE
SO3-3	27,5	0	---	---	125	75	90	0,0052	133,5	DE
SO3-4	27,5	0	---	---	1	1	90	0,0045	144,5	DE
SO3-5	27,5	0	---	---	1	1	0/90	0,0043	169,5	EB
SO4-1	27,5	0	---	---	---	---	---	---	65	TD
SO4-2	27,5	0	---	---	125	50	90	0,0062	127,5	DE
SO4-3	27,5	0	---	---	1	1	0/90	0,0043	155	EB

2.4.3.2. Khalifa e Nanni (2000)

O estudo avaliou o comportamento de vigas de seção transversal em “T” reforçadas à força cortante com compósito de fibra de carbono e teve como objetivo investigar o comportamento e os modos de ruptura das vigas, e os fatores que influenciam a resistência ao cortante.

Os parâmetros selecionados no programa experimental foram:

- Quantidade de CFRP e distribuição;
- Esquema de envolvimento da viga com o reforço (aos lados ou em “U”);
- Combinação de camadas (90° e 0° ou apenas a 90°);
- Utilização de um esquema especial de ancoragem. (Figura 2.65)

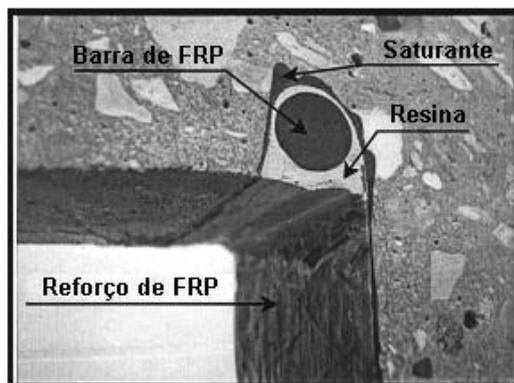


Figura 2.65 – Esquema especial de ancoragem (adaptado de Khalifa e Nanni, 2000).

O programa experimental consistiu de seis vigas em concreto sem armadura transversal na região de teste a fim de favorecer a ruptura por força cortante. Com exceção da viga de referência, BT1, todas as vigas foram reforçadas à força cortante com compósito de fibra de carbono.

As vigas eram simplesmente apoiadas e receberam carregamento em dois pontos com relação comprimento-altura útil (a/d) igual a 3, comprimento igual a 3050 mm e altura de 405 mm.

Os resultados dos testes indicaram que o reforço externo pode ser utilizado para aumentar a resistência à força cortante das vigas. Neste estudo, o aumento foi de 35% a 145%.

O aumento de resistência alcançado pela viga BT2, com tiras espaçadas, foi relativamente próximo ao de BT4, que recebeu reforço contínuo ao longo da viga, mostrando que deve haver uma quantidade ótima de reforço, além da qual a resistência não aumentará com o acréscimo na área de reforço.

A utilização do sistema de ancoragem proposto também mostrou ser recomendável onde a aderência e/ou o comprimento de ancoragem do reforço sejam considerados críticos.

Pouca contribuição para o aumento da resistência foi observada na viga BT3 devido o reforço colado a 0°.

As características do reforço e das vigas estão nas Tabelas 2.8 e 2.9:

Tabela 2.8 – Características das vigas e do reforço, comuns a todas as vigas do estudo de Khalifa e Nanni (2000).

Vigas							Reforço		
L	b_w	h	h_w	d	A_s	f_{ck}	E_f	t_f	f_{fu}
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(MPa)	(GPa)	(mm)	(MPa)
3050	150	405	305	354,6	1231,5	35	228	0,165	3790

Tabela 2.9 – Características das vigas e do reforço, diferentes para cada viga do estudo de Khalifa e Nanni (2000).

Vigas	s_f (mm)	w_f (mm)	β (°)	Tipo	V_R (kN)	Modo de Ruptura
BT1	---	---	---	---	90	EB
BT2	1	1	90	U	155	DE
BT3	1	1	90/0	U/S	157,5	DE
BT4	125	50	90	U	162	DE
BT5	125	50	90	S	121,5	DE
BT6	1	1	90	U	221	FL

2.4.3.3. Täljsten (2003)

Este trabalho foi dividido em três etapas: a primeira apresenta um modelo para calcular o valor da resistência à força cortante em vigas reforçadas com compósito; na segunda, foram testadas vigas reforçadas à força cortante com fibra de carbono; na última, é apresentado um exemplo de aplicação do reforço com fibra de carbono em uma estrutura de um estacionamento.

No programa experimental foram testadas vigas de concreto com 4500 mm de comprimento e 500 mm de altura, reforçadas à força cortante com folhas de compósito com fibras de carbono. Os dois diferentes parâmetros variados no teste foram o ângulo do reforço (β) e o peso do tecido (C_w), que é diretamente proporcional à espessura do compósito.

O ângulo real das fissuras diagonais (θ) foi medido em cada viga após o teste.

Não foram utilizados estribos na região de força cortante para que fosse possível isolar a contribuição do concreto e do reforço externo. O compósito com fibra de carbono foi colado em forma de “U” ao longo de todo o comprimento da viga, o sistema de reforço usado foi o BPE® Composite com fibras de carbono unidirecionais.

Dois modos de ruptura foram observados, ruptura por compressão no concreto e ruptura do compósito. Na viga C4, o compósito descolou do concreto e foi observado pouco aumento de resistência devido à inclinação do compósito em relação à fissura diagonal.

O exemplo de utilização mostrado foi uma viga de concreto que necessitou de reforço devido a um acréscimo de carga, onde o principal problema foi ancorar o compósito na zona de compressão. Foi utilizado um esquema especial de ancoragem. O reforço da viga foi executado com sucesso e, comparado a outras alternativas, o custo do reforço com CFRP foi mais baixo.

O estudo mostrou que o reforço de CFRP deve ser colocado na direção perpendicular às fissuras diagonais sempre que possível e que o limite para o reforço à força cortante deve ser dado pela resistência à compressão do concreto.

As características das vigas estão nas Tabelas 2.10 e 2.11.

Tabela 2.10 – Características das vigas e do reforço, comuns a todas as vigas do estudo de Täljsten (2003).

Vigas						Reforço		
L (mm)	b_w (mm)	h (mm)	d (mm)	A_s (mm ²)	A'_s (mm ²)	E_f (GPa)	f_{fu} (MPa)	Tipo
4500	180	500	460	2412,7	402,1	234	4500	U

Tabela 2.11 – Características das vigas e do reforço, diferentes para cada viga do estudo de Täljsten (2003).

Vigas	f_{cc} (MPa)	C_w (mm)	t_f (mm)	θ (°)	β (°)	V_R (kN)	Modo de Ruptura
R1	67,4	---	---	27	---	124,1	TD
RC1	67,4	200	0,11	35	45	306,1	EB
C1	67,4	125	0,07	31	45	246,7	RU
C2	71,4	200	0,11	32	45	257,2	EB
C3	58,7	200	0,11	30	90	260,6	EB
C4	58,7	200	0,11	25	0	154,1	DE
C5	71,4	300	0,17	33	45	334,3	EB

2.4.3.4. Beber (2003)

O autor ensaiou 44 vigas em escala real, com seção transversal retangular de 15 cm x 30 cm e comprimento de 300 cm, reforçadas externamente com compósitos de fibra de carbono. As vigas foram divididas em dois grupos: o

primeiro denominado Grupo F, composto de 14 vigas reforçadas à flexão; o segundo, Grupo C, com um total de 30 vigas reforçadas à força cortante.

Nas vigas do Grupo C foram usados dois sistemas de reforço distintos, sistema laminado pré-fabricado CFK 200/2000 (nas vigas V20_B, V21_B, V22_A e V22_B) e manta flexível Replark 20 (nas outras vigas). Foram variados os seguintes parâmetros: espaçamento entre faixas, largura das faixas, ângulo das fibras e tipo de envolvimento da seção, totalizando 12 configurações diferentes de reforço à força cortante.

As vigas foram dimensionadas com taxa de armadura longitudinal elevada, composta por seis barras de aço CA-50, com 16mm de diâmetro na parte inferior e duas barras com diâmetro de 16mm na parte superior, além disso, não receberam armadura transversal. As vigas de controle, V8_A e V8_B, não foram reforçadas e receberam a mesma armadura.

Os incrementos de resistência obtidos com a aplicação do reforço com compósito CFRP foram de até 255,6%, sendo que os resultados mais expressivos na elevação da resistência foram alcançados para as vigas que receberam reforço contínuo orientado a 90° com envolvimento completo da seção.

Foram observados dois modos de ruptura nas vigas ensaiadas, o descolamento do reforço, como o modo de ruptura mais freqüente, que está associado ao mecanismo de transferência de esforços entre concreto e reforço, e a ruptura do reforço à tração, para as vigas com ancoragem suficiente. Houve situações intermediárias, com a combinação destes dois modos de ruptura.

As vigas reforçadas com envolvimento completo da seção sofreram uma modificação fundamental em seu comportamento, apresentando uma ruptura clássica de flexão, com esmagamento do concreto e flambagem da armadura de compressão.

Foi verificado que o fator mais importante para o aumento de resistência depende da solução de ancoragem empregada.

A solução de ancoragem em “L” mostrou ser eficiente na elevação da resistência das vigas. Porém, segundo o autor, a execução deste reforço com mantas orientadas a 45° é bastante complexa, podendo, inclusive, inviabilizar a adoção desta alternativa.

A utilização de reforço contínuo, embora apresente maior quantidade de reforço empregada, não proporcionou incremento de resistência na mesma proporção.

Devido às características dos laminados pré-fabricados, a única solução possível para este tipo de reforço é colagem apenas nas laterais, o que limita o seu desempenho, uma vez que o modo de ruptura é governado por descolamento do reforço.

As características das vigas estão nas Tabelas 2.12, 2.13 e 2.14:

Tabela 2.12 – Características comuns a todas as vigas do estudo de Beber (2003).

Vigas							Reforço		
L	b_w	H	d	A_s	A'_s	f_{ck}	E_f	t_f	f_{fu}
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	(MPa)	(GPa)	(mm)	(MPa)
3000	150	300	252,7	1206,4	402,1	32,8	228	0,165	3790

Tabela 2.13 – Características dos reforços, comuns a todas as vigas do estudo de Beber (2003).

Reforço			
Tipo	E_f	t_f	f_{fu}
	(GPa)	(mm)	(MPa)
CFK 200/2000	205	1,4	2500
Replark 20	230	0,111	3400

Tabela 2.14 – Características das vigas e do reforço, diferentes para cada viga do estudo de Beber (2003).

Viga	Tipo	s_f	w_f	β	V_R	Modo de ruptura
		(mm)	(mm)	(°)	(kN)	
V8_A	---	---	---	---	57,35	TD
V8_B		---	---	---	56,49	
V9_A	S	100	50	90	98,12	DE
V9_B		100	50	90	104,29	
V21_A		100	50	90	115,19	
V10_A	"L"	100	50	90	107,49	DE - RU
V10_B		100	50	90	105,99	

Continuação da Tabela 2.14 – Características das vigas e do reforço, diferentes para cada viga do estudo de Beber (2003).

Viga	Tipo	s_r (mm)	w_r (mm)	β (°)	V_R (kN)	Modo de ruptura
V17_A		100	50	90	102,79	
V11_A	U	100	50	90	98,43	DE - RU
V11_B		100	50	90	124,80	
V17_B		100	50	90	92,93	
V12_A	W	100	50	90	116,36	RU
V18_A		100	50	90	127,29	
V20_A		100	50	90	140,12	
V12_B	S	141,4	50	45	101,65	DE
V14_B		141,4	50	45	91,65	
V19_A	"L"	141,4	50	45	118,42	DE - RU
V19_B		141,4	50	45	115,13	
V13_A	S	1	1	90	122,01	DE
V13_B		1	1	90	125,75	
V15_B	U	1	1	90	138,37	DE
V16_B		1	1	90	112,43	
V16_A	W	1	1	90	183,96	FL
V18_B		1	1	90	202,41	
V14_A	S	1	1	45	128,39	DE
V15_A		1	1	45	120,56	
V20_B	S	100	50	90	142,91	DE
V22_B		100	50	90	112,51	
V21_B	S	141,4	50	45	135,70	DE
V22_A		141,4	50	45	125,60	

2.4.3.5. Diagana et al. (2003)

Este estudo avaliou o comportamento de vigas de concreto com seção retangular reforçadas à força cortante com tecido de fibra de carbono. Foram utilizadas quatro configurações de reforço colado em faixas. O objetivo era investigar a influência de parâmetros como comprimento de reforço e tipo de envolvimento da seção transversal com o tecido compósito.

O tecido de material compósito utilizado foi TFC® da Freyssinet, bi-direcional, com 70% das fibras na direção principal, que são realmente utilizadas no teste, e 30% na outra direção, que protege de uma falha pré-matura devido ao cisalhamento na faixa de tecido.

Dez vigas foram ensaiadas à força cortante com carregamento em três pontos, oito destas vigas foram reforçadas. As vigas mediam 2200 mm de comprimento e 425 mm de altura.

A armadura longitudinal das vigas consistia em duas barras de aço de 16 mm de diâmetro e duas barras com 14 mm na parte de baixo da seção e duas barras de 8 mm em cima. A armadura transversal era composta por estribos de 6 mm de diâmetro espaçados de 300 mm.

Havia duas séries de vigas, PU e PC divididas em função do esquema de reforço. O grupo PU consistia de quatro vigas reforçadas em forma de “U”, onde foram variados o espaçamento e o ângulo das fibras. O grupo PC foi composto por quatro vigas reforçadas com envolvimento completo da seção, variando o espaçamento e o ângulo das fibras.

As vigas com reforço em forma de “U” romperam por descolamento de duas ou três faixas do material compósito ao longo da fissura diagonal, o que não permitiu que o compósito fosse solicitado até a tensão última de tração. Nas vigas reforçadas por envolvimento completo da seção houve ruptura por tração das faixas de tecido situadas na fissura diagonal na região de compressão.

A forma mais eficiente de reforço foi o envolvimento completo da seção com tecido de fibras orientadas a 90° (PC1). Em comparação com o reforço em “U”, o envolvimento completo da seção, é mais eficaz para fibras a 90°. Já para o reforço com fibras orientadas a 45° a forma de “U” levou a um acréscimo de resistência maior do que o envolvimento total da seção.

Os resultados experimentais mostraram que a contribuição do reforço de tecido compósito varia com o espaçamento das faixas: a resistência aumenta conforme diminui o espaçamento.

As características das vigas estão nas Tabelas 2.15, 2.16 e 2.17:

Tabela 2.15 – Características comuns a todas as vigas do estudo de Diagana et al. (2003).

<i>Vigas</i>									
L (mm)	b_w (mm)	h (mm)	d (mm)	A_s (mm ²)	A'_s (mm ²)	A_{sw} (mm ²)	s (mm)	f_{yw} (MPa)	f_{ck} (MPa)
2200	130	450	410	710	100,5	56,55	300	240	38

Tabela 2.16 – Características do reforço, comuns a todas as vigas do estudo de Diagana et al. (2003).

<i>Reforço</i>		
E_f (GPa)	t_f (mm)	f_{fu} (MPa)
105	0,43	1400

Tabela 2.17 – Características das vigas e do reforço, diferentes para cada viga do estudo de Diagana et al. (2003).

Vigas	s_f (mm)	w_f (mm)	Tipo	β (°)	V_R (kN)	Modo de Ruptura
P _O	---	---	---	---	110	(*)
P _O -BIS	---	---	---	---	110	(*)
PU ₁	200	40	U	90	142,5	DE
PU ₂	250	40	U	90	130	DE
PU ₃	300	40	U	45	154,5	DE
PU ₄	350	40	U	45	150	DE
PC ₁	200	40	W	90	177,5	RU
PC ₂	250	40	W	90	155	RU
PC ₃	300	40	W	45	145,5	RU
PC ₄	350	40	W	45	132	RU

(*) – Não foi especificado pelos autores

2.4.3.6. Chaallal et al. (1998)

O estudo apresentou resultados experimentais de oito vigas de concreto testadas à força cortante. As vigas, com 1300 mm de comprimento e seção transversal de 150 mm x 250 mm, foram divididas em três séries. Em uma das séries as vigas receberam reforço externo com faixas de compósito de fibra de carbono. Todas as vigas receberam a mesma armadura à flexão: três barras de aço com 15 mm de diâmetro.

- Série FS: as duas vigas desta série foram projetadas com armadura transversal suficiente, com estribos de aço de 6mm de diâmetro espaçados a cada 50 mm.
- Série US: esta série, composta de duas vigas, foi sub-dimensionada à força cortante, com estribos de 6 mm a cada 200 mm.
- Série RS: a terceira série consistia em quatro vigas, com a mesma armadura transversal da série US. Porém, estas vigas foram reforçadas externamente com faixas de compósito de fibras de carbono coladas nas laterais das vigas. Duas vigas foram reforçadas com faixas a 90° espaçadas de 100 mm (RS90), e as outras duas com faixas a 45° espaçadas de 150 mm (RS135). Para o reforço foram utilizadas faixas de fibras de carbono unidirecionais da SIKA, com 50 mm de largura e 1 mm de espessura.

Segundo os autores, a utilização do reforço com faixas de compósito de fibra de carbono pode ser vantajosa em relação aos laminados, pois é mais fácil manter uma espessura relativamente uniforme de epóxi ao longo do comprimento. O reforço resultou em aumento da resistência à força cortante e de rigidez, reduzindo significativamente as fissuras.

O desempenho das faixas a 45° quanto ao acréscimo de resistência e à rigidez foi melhor do que o das faixas a 90°. O uso de faixas em “U” poderia ser mais apropriado para carregamentos mais elevados.

As características das vigas estão nas Tabelas 2.18 e 2.19:

Tabela 2.18 – Características das vigas e do reforço, comuns a todas as vigas do estudo de Chaallal et al. (1998).

Vigas							Reforço		
L (mm)	b_w (mm)	h (mm)	d (mm)	A_s (mm ²)	f_{yw} (MPa)	f_{ck} (MPa)	E_f (GPa)	t_f (mm)	f_{fu} (MPa)
1300	150	250	220	530,1	400	35	150	1	2400

Tabela 2.19 – Características das vigas e do reforço, diferentes para cada viga do estudo de Chaallal et al. (1998).

Vigas	A_{sw} (mm ²)	s (mm)	s_f (mm)	w_f (mm)	β (°)	Tipo	V_R (kN)	Modo de Ruptura
FS1	56,55	50	---	---	---	---	110,0	EB
FS2	56,55	50	---	---	---	---	108,0	EB
US1	56,55	200	---	---	---	---	55,0	TD
US2	56,55	200	---	---	---	---	51,5	TD
RS90-1	56,55	200	100	50	90	S	87,5	RU
RS90-2	56,55	200	100	50	90	S	95,0	DE
RS135-1	56,55	200	150	50	45	S	94,0	DE
RS135-2	56,55	200	150	50	45	S	99,5	DE