

3

Revisão Bibliográfica

3.1.

Introdução

Neste capítulo são apresentados os modelos de análise e as conclusões obtidas em trabalhos encontrados na literatura. No que concerne aos consoles curtos reforçados com materiais compósitos foram encontradas poucas pesquisas experimentais e teóricas.

Para dar suporte à execução dos ensaios foi realizada uma análise dos seguintes modelos teóricos: o modelo de Bielas e Tirantes e foi usada uma formulação fundamentada no Teorema Cinemático da Análise Limite.

3.2.

Considerações Gerais Sobre o Comportamento dos Consoles Curtos

Atualmente análises realizadas por programas que usam o método de Elementos Finitos permitem definir as trajetórias de tensões que ajudam a compreender melhor o comportamento dos consoles. Anteriormente estas tensões eram obtidas por estudos fotoelásticos. A Figura 3.1 apresenta as trajetórias de tensões em consoles curtos de concreto armado.

Comparando-se os desenhos da Figura 3.1, observa-se que o console localizado a esquerda tem uma região no seu canto inferior isenta de tensões, a qual não contribui para a resistência da peça, daí usa-se a configuração de consoles com altura variável.

Por meio de ensaios observou-se que as tensões de tração existentes na região superior do console são praticamente constantes entre o ponto de aplicação do carregamento e o pilar.

3.2.1.

Modos de Ruptura

Os modos de rupturas usuais dos consoles curtos são:

- ruptura por flexão – ocorre devido à falta ou insuficiência de armadura de flexão, ou seja, armadura do tirante; observa-se apenas uma fissura

principal que se desenvolve de modo significativo com acréscimo do carregamento aplicado (Figura 3.2a);

- ruptura por fendilhamento da biela – ocorre após a abertura da fissura de flexão; a fissura na biela começa no bordo da placa de apoio e termina no canto inferior, junto ao pilar; pode ocorrer o esmagamento da biela (Figura 3.2b);
- ruptura por cisalhamento – ocorre após a abertura de fissuras inclinadas ao longo da junção do console com o pilar (Figura 3.2c).

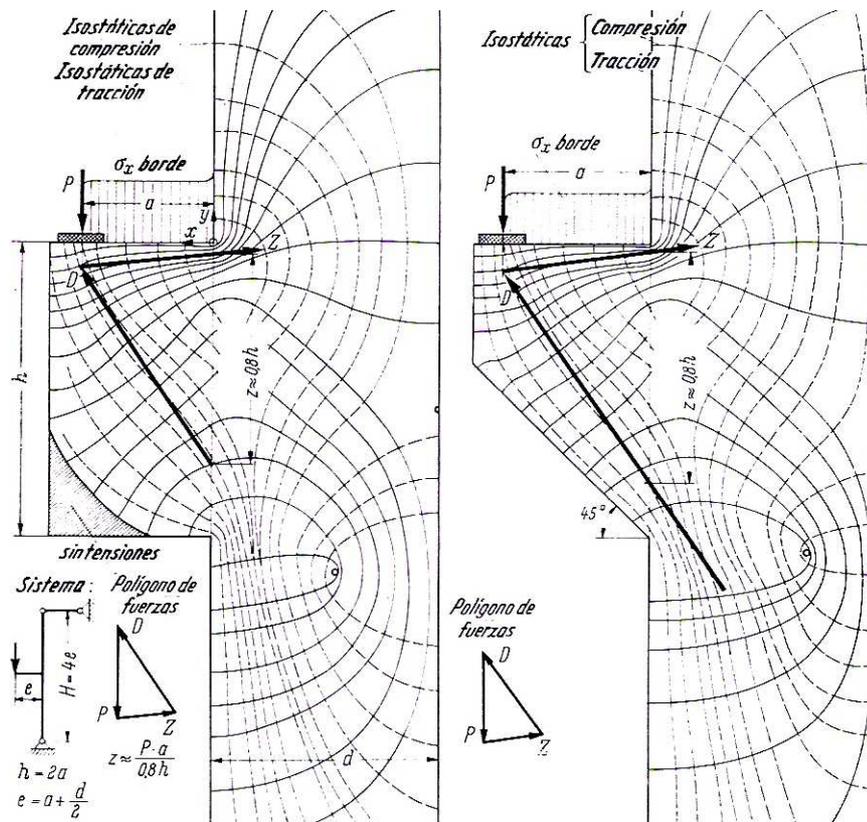


Figura 3.1 – Trajetórias de tensões (FRANZ, 1970).

Podem ocorrer ainda rupturas devido a falhas no detalhamento dos consoles curtos de concreto armado. Esses modos de ruptura são:

- ruptura por falta de armação adequada – ocorre quando a armadura localiza-se longe da face do console; a causa é a falta de ancoragem ou o posicionamento incorreto da armadura que origina uma fissura que se desenvolve paralela a essa face (Figura 3.3a);
- ruptura devido à força horizontal H – ocorre se o valor de h' é muito pequeno comparada à altura (h) do console junto ao pilar, logo os efeitos da força horizontal H são acentuados; observa-se uma fissura que surge

na placa de apoio alcançando a face inclinada; essa fissura não se desenvolve até o pilar (Figura 3.3b);

- ruptura por esmagamento local – ocorre quando a placa de apoio é muito pequena ou quando a tensão de compressão na região de aplicação do carregamento é muito elevada (Figura 3.3c);

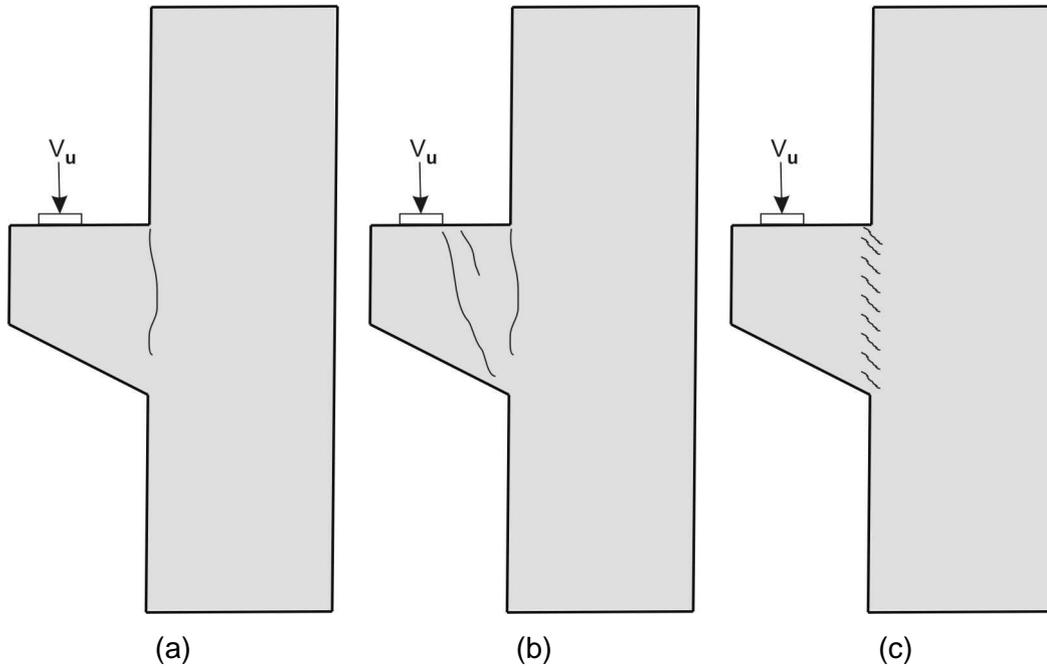


Figura 3.2 – Modos de ruptura: (a) ruptura por flexão; (b) ruptura por fendilhamento da biela; (c) ruptura por cisalhamento.

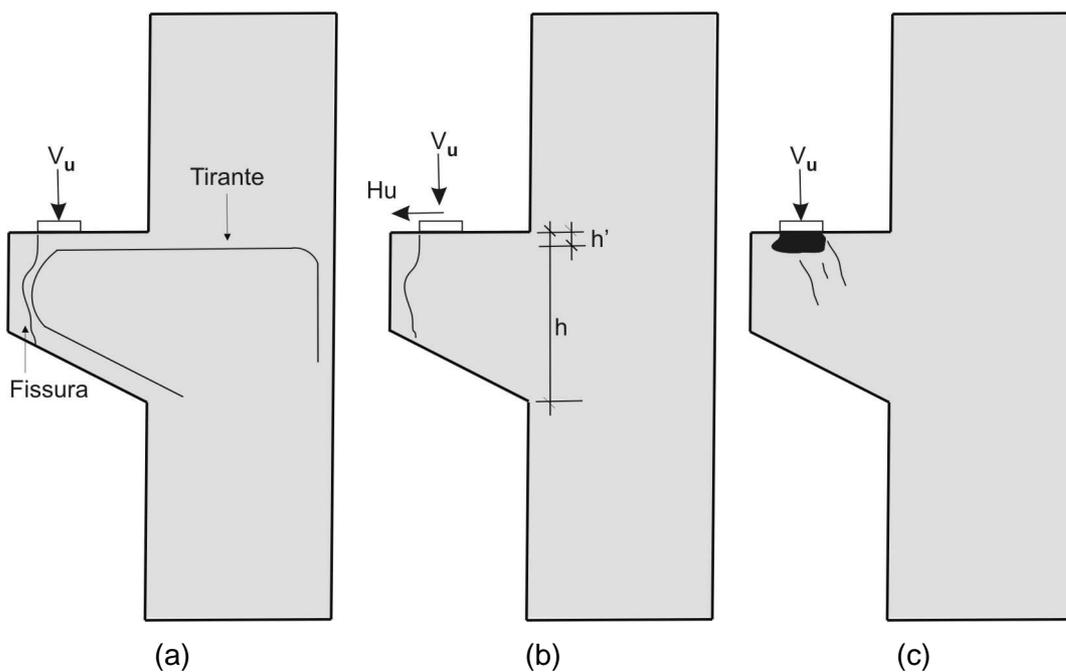


Figura 3.3 – Modos de ruptura: (a) falha na ancoragem; (b) força horizontal; (c) esmagamento do concreto.

3.3. Modelos Teóricos

3.3.1. Modelo de Bielas e Tirantes

Geralmente para o dimensionamento das estruturas de concreto armado e protendido, adota-se a hipótese de pequenas deformações e a hipótese de Bernouille ou das seções planas. Contudo, existem estruturas que são especiais e não atendem a hipótese de Bernouille devido às condições estáticas e geométricas. Por isso uma alternativa para estes casos é a utilização de modelos de Bielas e Tirantes.

Para elaboração de modelos de Bielas e Tirantes é necessário identificar as regiões da estrutura que exibem comportamento diferenciado em relação às distribuições de tensões e deformações. Divide-se a estrutura em regiões onde se tem um campo de tensões contínuas ou regiões B, e regiões com descontinuidades físicas ou geométricas ou regiões D. Nas regiões B é válida a hipótese de Bernouille, ou seja, distribuição linear de deformação ao longo da seção transversal. As regiões D representam regiões onde ocorre a descontinuidade (perturbações) nas distribuições de tensões provocadas por forças concentradas ou descontinuidades geométricas. As seções das regiões D não permanecem planas após a deformação.

A Figura 3.4 apresenta exemplos de descontinuidades mecânicas (ações concentradas e reações) e geométricas (aberturas em vigas e nós de pórticos).

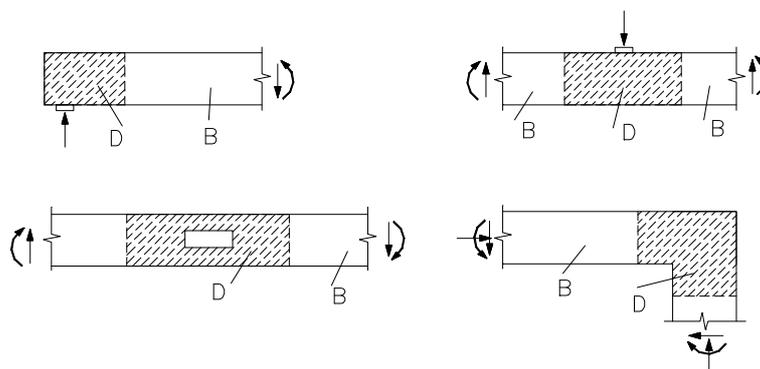


Figura 3.4 – Exemplos de regiões D (SCHÄFER e SCHLAICH,1988).

O modelo de Bielas e Tirantes é composto por um sistema reticulado de barras comprimidas e tracionadas, conectadas em suas extremidades por meio de nós. Os elementos comprimidos são representados por bielas de compressão

de concreto e os elementos tracionados são representados por tirantes compostos por barras de aço. Eventualmente as tensões de tração podem ser resistidas pelo concreto.

Esses modelos são concebidos considerando-se o fluxo de tensões no interior da estrutura. Caso se disponha das tensões e suas direções principais provenientes de uma análise elástica, o desenvolvimento do modelo é imediato.

O modelo mais adequado de Bielas e Tirantes é aquele que tiver menor número de tirantes e comprimentos menores para as bielas. Esse critério para otimizar o modelo é representado por:

$$\sum T_i l_i \varepsilon_i = \text{mínimo} \quad (3.1)$$

onde

T_i – força na biela ou no tirante i ;

l_i – comprimento do elemento i ;

ε_i – deformação específica média do elemento i .

Portanto, o modelo que obtiver o produto da equação 3.1 menor será o modelo que terá menor deformação e menor quantidade de aço, resultando no modelo mais adequado.

3.3.1.1. Classificação das bielas e nós

As bielas são discretizações de campos de tensões de compressão no concreto. Podem ser classificadas segundo o campo de distribuição de tensão ao longo da estrutura.

As bielas são classificadas nos seguintes tipos:

1. tipo “leque” – representa as tensões de compressão que se distribuem de forma radial sem o surgimento de tensões transversais de tração (Figura 3.5a);
2. tipo “garrafa” – representa uma campo de tensões de compressão com tensões transversais de tração (Figura 3.5b);
3. tipo “prismática” – representa o campo de tensões de compressão é uniforme, sem perturbação, e não produz tensões transversais de trações (Figura 3.5c).

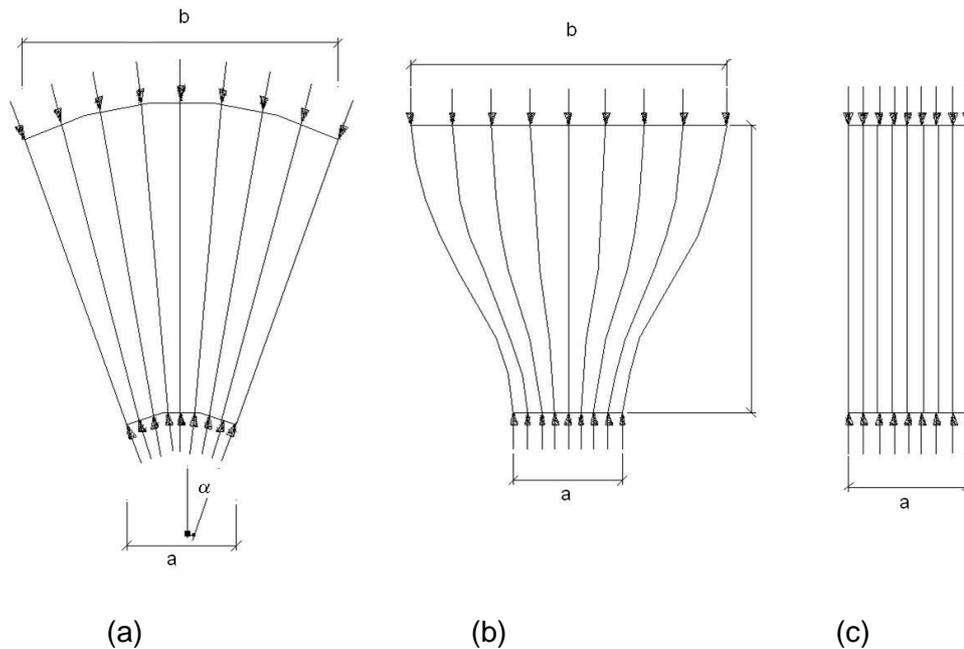


Figura 3.5 – Configurações típicas de campos de tensão de compressão (SCHÄFER e SCHLAICH,1988).

É importante assinalar que a resistência do concreto nas bielas é função do estado multiaxial de tensões e das perturbações causadas pelas fissuras e armaduras. A compressão transversal é favorável principalmente se ocorre em ambas às direções transversais; este é o caso de regiões confinadas por armaduras. As tensões de tração transversais e as fissuras por elas provocadas são prejudiciais, e podem conduzir à ruptura do concreto com tensões inferiores à sua resistência à compressão.

Os nós são pontos de interseções dos eixos das bielas, tirantes e forças concentradas, representam a união de barras no modelo de Bielas e Tirantes. Para se manter o equilíbrio em qualquer nó devem existir pelo menos três forças. Os nós são classificados de acordo com o tipo das forças que neles convergem (Figura 3.6).

1. nó CCC – para o qual convergem três forças de compressão (Figura 3.6a);
2. nó CCT – para o qual convergem duas forças de compressão e uma força de tração (Figura 3.6b);
3. nó CTT – para o qual convergem uma força de compressão e duas forças de tração (Figura 3.6c);
4. nó TTT – para o qual convergem três forças de tração (Figura 3.6d).

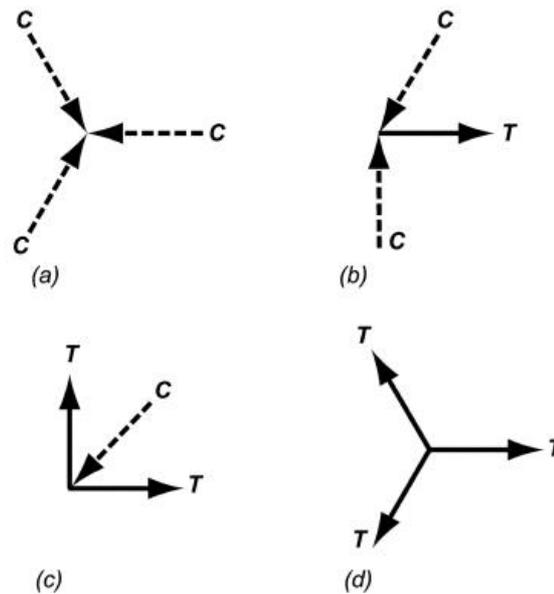


Figura 3.6 – Tipos de nós: (a) nó CCC; (b) nó CCT; (c) nó CTT; (d) nó TTT (ACI – 318, 2008).

De acordo com o ACI-318 (2008) a resistência efetiva das bielas é dada por

$$f_{ce} = 0,85 \beta_s f_c \quad (3.2)$$

onde

f_{ce} – resistência efetiva das bielas;

f_c – resistência do concreto à compressão;

β_s – fator determinado pelo tipo de biela.

A Tabela 3.1 apresenta os valores de β_s para cada caso particular de biela.

Tabela 3.1 – Valores de β_s .

β_s	Classificação
1,00	bielas prismáticas
0,40	bielas em elementos tracionados
0,75	bielas do tipo garrafa com armadura satisfatória
0,60	bielas do tipo garrafa sem armadura satisfatória
0,60	para todos os outros casos

Para a resistência efetiva da zona nodal o ACI-318 (2008) apresenta a seguinte expressão:

$$f_{ce} = 0,85 \beta_n f'_c \quad (3.3)$$

onde

f_{ce} – resistência efetiva dos nós;

β_n – fator determinado pelo tipo de nó.

A Tabela 3.2 apresenta os valores de β_n para cada caso particular de região nodal. Numa região nodal, a resistência efetiva diminui à medida que se aumenta o número de tirantes que concorrem nesta região.

Tabela 3.2 – Valores de β_n .

β_n	Classificação
1,00	nenhum tirante concorre na região nodal
0,80	apenas um tirante concorre na região nodal
0,60	mais de um tirante concorre na região nodal

O ACI-318 (2008) especifica um coeficiente adicional de redução ϕ_r da resistência das bielas, nós e tirantes, quando se realiza o dimensionamento no Estado Limite Último; seguindo-se:

$$V_u \leq \phi_r F_n = 0,75 F_n \quad (3.4)$$

onde

V_u – força vertical última;

F_n – força nominal resistente da biela, tirante ou nó;

ϕ_r – igual a 0,75 para bielas, nós e tirantes.

3.3.1.2. Tirantes

As forças de tração são resistidas por tirantes constituídos de barras de aço, devido à capacidade limitada do concreto para resistir às tensões de tração.

O dimensionamento é realizado considerando-se a força no tirante e a tensão de escoamento do aço. A área da armadura do tirante é dada por:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} \quad (3.5)$$

onde

A_s – área de aço;

T – força atuante no tirante;

f_{yd} – resistência de escoamento de cálculo do aço.

Visando-se limitar a abertura e a distribuição das fissuras, recomenda-se que as armaduras calculadas sejam distribuídas ao longo de toda a zona efetivamente tracionada.

3.3.1.3. Dimensionamento de Console

No console de altura h mostrado na Figura 3.7a tem-se uma força V aplicada a uma distância a da face externa do apoio. A força será transmitida ao pilar por meio de um sistema mecânico assimilado como uma treliça; esta força terá uma componente formando uma biela comprimida que vai direto ao pilar, e uma zona tracionada.

Em todo comprimento a as tensões de tração são praticamente constantes, indicando que a força T permanece com o mesmo valor, desde o ponto de aplicação da força até a seção de engastamento.

Para resolução da treliça na Figura 3.7a tem-se o esquema de treliça mostrado na Figura 3.7b.

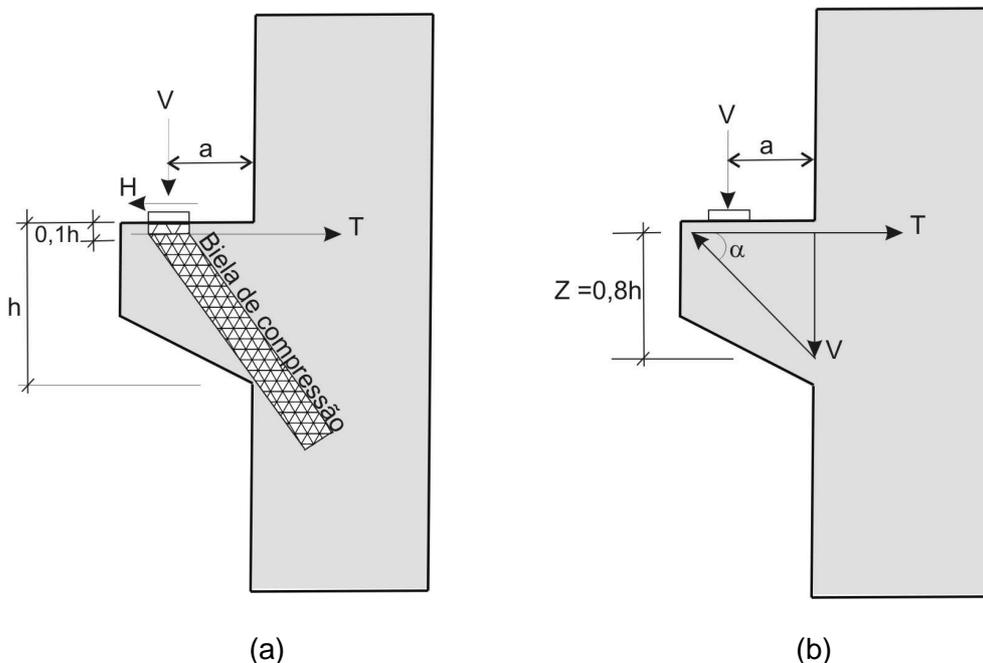


Figura 3.7 – (a) Modelo de Bielas e Tirantes; (b) Configuração da treliça do modelo de Bielas e Tirantes.

O ângulo α é dado por:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{V}{T} = \frac{z}{a} \quad (3.6)$$

Seguindo-se:

$$T = \frac{Va}{z} \quad (3.7)$$

$$V = \frac{Tz}{a} \quad (3.8)$$

sendo

$$T = A_s f_y \quad (3.9)$$

onde

- a – distância da face do pilar até o eixo de aplicação da força externa;
- h – altura total do console;
- V – força vertical atuante;
- T – força atuante no tirante;
- A_s – área de aço;
- z – braço de alavanca igual a $0,8d$ recomendado por LEONHARDT e MÖNNIG (1978)
- α – ângulo de inclinação da biela de concreto (campo de compressão)

A Figura 3.8 mostra a parcela do CFC no modelo de Bielas e Tirantes a ser analisado.

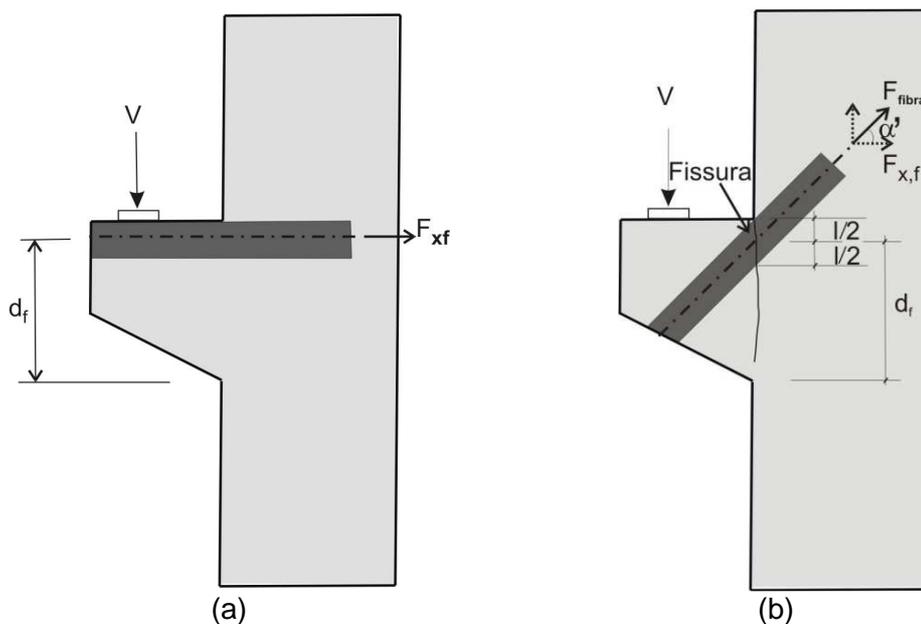


Figura 3.8 – Modelo de Bielas e Tirantes com a parcela do CFC; (a) CFC na horizontal; (b) CFC na diagonal.

Adotando-se a expressão 3.8 tem-se a parcela do CFC:

$$V = \frac{Tz}{a} + \frac{F_{xf} d_f}{a} \quad (3.10)$$

sendo F_{xf} para o CFC na diagonal, então

$$F_{xf} = (E_{f,ef.} \varepsilon_{f,ef.} A_f) \cos \alpha' \quad (3.11)$$

E sendo F_{xf} para o CFC na horizontal, tem-se

$$F_{xf} = E_{f,ef.} \varepsilon_{f,ef.} A_f \quad (3.12)$$

onde

- d_f – braço de alavanca do reforço;
- F_{xf} – força na direção x do reforço;
- $E_{f,ef.}$ – módulo de elasticidade efetivo do CFC;
- $\varepsilon_{f,ef.}$ – deformação específica efetiva do CFC;
- A_f – área da seção transversal do reforço.
- α' – inclinação do reforço diagonal do CFC

3.3.1.4. Recomendações de Normas e Autores

A norma NBR 6118:2004 recomenda a utilização dos Modelos de Bielas e Tirantes (Figura 3.9). Geralmente estes modelos simulam a distribuição de tensão no elemento por meio de uma treliça, onde as bielas correspondem aos elementos comprimidos e os tirantes correspondem aos elementos tracionados.

Nos modelos de Bielas e Tirantes, as tensões nas regiões nodais e nas bielas devem ser verificadas para que a ruptura frágil seja evitada. A NBR 6118:2004 não prescreve quais seriam as tensões limites nessas regiões, mas recomenda a sua verificação. Implicitamente recomenda a utilização do Método dos Elementos Finitos, com o qual se pode realizar análise de modelos planos elásticos ou não-lineares.

Os consoles são classificados segundo a NBR 6118:2004 em função da razão a/d (Figura 3.9).

Com essa classificação tem-se:

- o console é curto se $0,5 d \leq a \leq d$ e muito curto se $a < 0,5 d$;
- se $a > d$ deve ser tratado como viga em balanço e não mais como console.

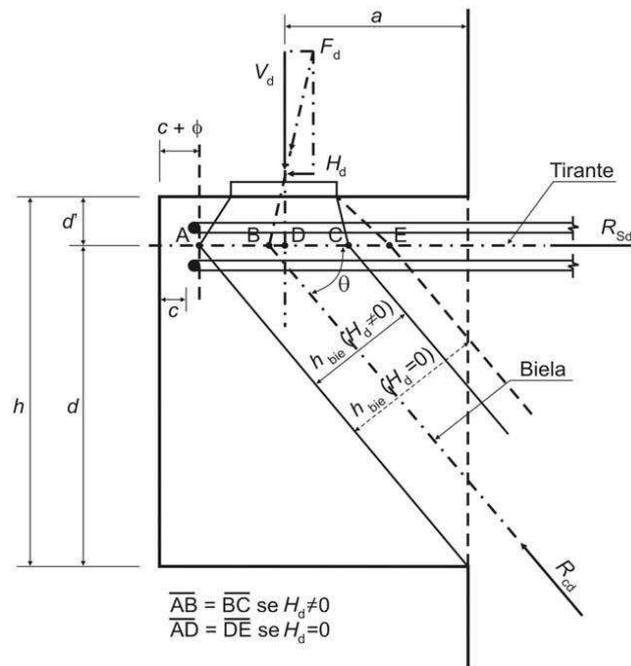


Figura 3.9 – Modelo de Bielas e Tirantes para console curto (NBR 6118:2004).

Segundo a NBR 6118:2004 alguns aspectos são fundamentais para a eficiência do modelo de Bielas e Tirantes:

- ancoragem adequada do tirante envolvendo a biela logo abaixo do aparelho de apoio;
- a taxa de armadura do tirante a ser considerada no cálculo deve ser limitada superiormente, de modo a garantir o escoamento antes da ruptura do concreto;
- é fundamental a consideração de solicitações horizontais no dimensionamento dos consoles e o seu efeito desfavorável na inclinação da resultante F_d (Figura 3.9); a NBR 9062:2001 estabelece valores mínimos para essas solicitações;
- no caso geral em que existem forças horizontais, transversais ou excentricidade da força vertical na largura do console, tem-se uma “torção” do console; o comportamento estrutural que se observa neste

caso é o de um modelo de Bielas e Tirantes fora do plano médio do console, usualmente com biela e tirante mais estreitos, ou seja, não se forma a treliça espacial observada na torção de vigas, uma vez que falta comprimento suficiente para tal;

- verificação da resistência à compressão da biela ou da tensão tangencial equivalente na face do pilar, garantindo com segurança adequada que a ruptura frágil da biela não ocorra. Para a verificação da biela pode ser considerada a distribuição da força sob a placa de apoio, conforme mostrado na Figura 3.9, limitada a uma inclinação máxima de 1:2 em relação à vertical, nos pontos extremos A e C (ou E) da área de apoio ampliada.

A Figura 3.10 mostra um detalhe genérico dos arranjos de armaduras para um console curto de concreto armado.

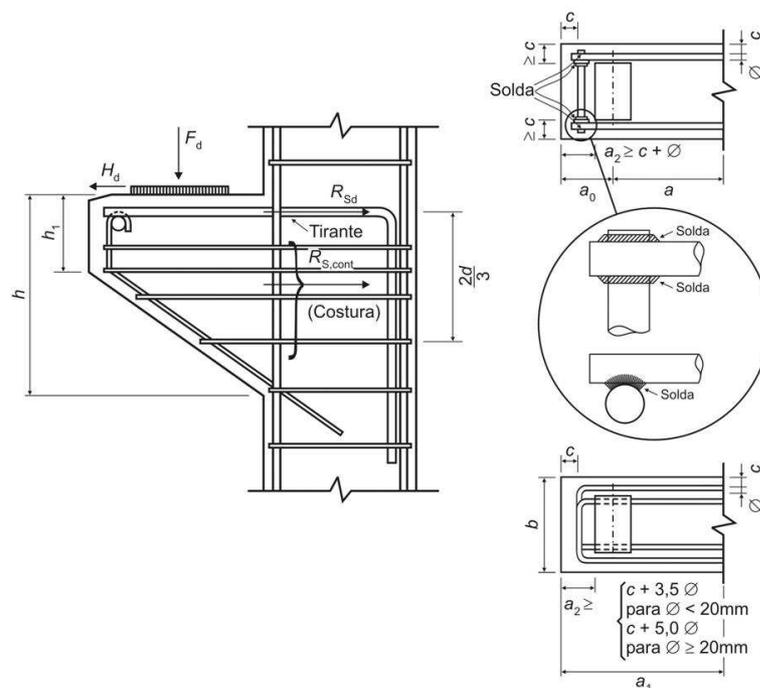


Figura 3.10 – Armadura típica de console curto (NBR 6118:2004).

A armadura de costura é fundamental para permitir uma ruptura mais dúctil do console e contribui para a força de ruptura.

Quando existir força indireta deve-se prever armadura de suspensão para a totalidade da força aplicada.

As Figuras 3.11 a 3.13 mostram algumas recomendações de LEONHARDT e MÖNNIG (1978), necessárias para que se tenha um bom detalhamento dos consoles de concreto armado.

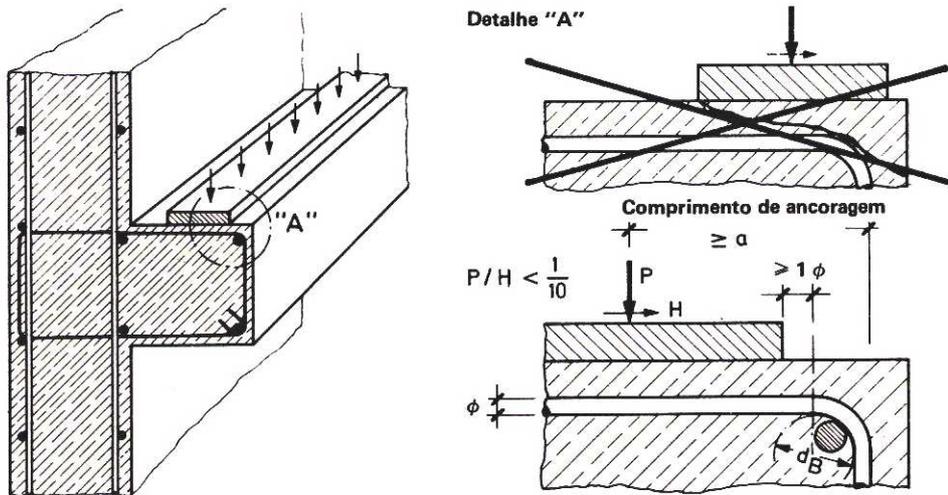


Figura 3.11 – Critérios para armadura do tirante (LEONHARDT e MÖNNIG, 1978).

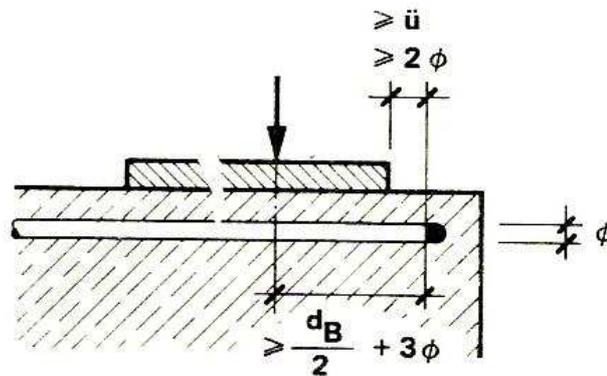


Figura 3.12 – Posição da placa de força (LEONHARDT e MÖNNIG, 1978).

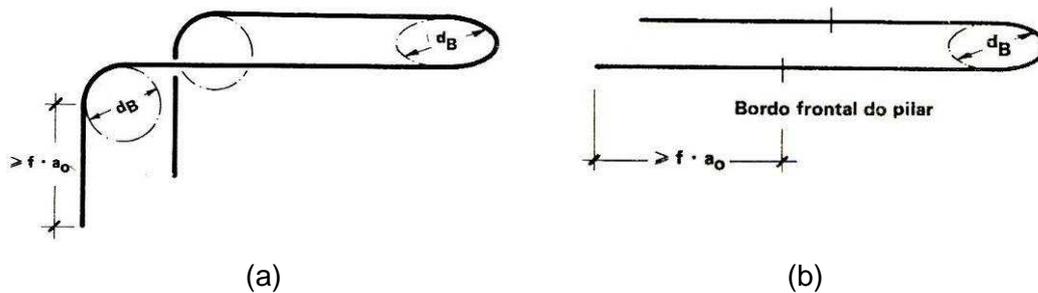


Figura 3.13 – Armaduras de tração: (a) para uma força axial de compressão pequena; (b) para uma força axial de compressão grande (LEONHARDT e MÖNNIG, 1978).

3.3.2. Teoremas da Análise Limite

A Análise Limite da Teoria da Plasticidade tem três teoremas fundamentais: o Teorema Estático, ou Lower-Bound, o Teorema Cinemático, ou Upper Bound, e o Teorema da Unicidade.

O Teorema Estático aplicado aos elementos de concreto estrutural admite que o estado de tensão máximo em que se encontra a estrutura é o seu limite plástico. Esse limite se dá por escoamento das armaduras (comportamento dúctil) ou ruptura do concreto (comportamento frágil). Para o cálculo deste limite são utilizadas as equações de equilíbrio, as condições de contorno e os critérios de plastificação ou ruptura dos materiais. As condições de compatibilidade cinemática não são necessariamente satisfeitas.

O Teorema Estático fornece o limite inferior para a sollicitação em regime plástico.

O Teorema Cinemático aplicado aos elementos de concreto estrutural admite que a compatibilidade cinemática é atendida, assim como as leis de plastificação do aço e o critério de ruptura do concreto, sendo o limite plástico obtido considerando-se a igualdade entre o trabalho interno produzido pelo aço e concreto e o trabalho produzido pelas sollicitações externas.

O Princípio dos Trabalhos Virtuais é expresso por:

$$W_{EXT} = W_{int} \quad (3.13)$$

O Teorema Cinemático fornece o limite superior para a sollicitação em regime plástico.

Esses teoremas são enunciados como:

Teorema Estático

“Dado um carregamento para a qual existe um estado de tensões – ou sollicitações internas –, estável e estaticamente admissível, este será menor ou igual ao carregamento de colapso”.

Teorema Cinemático

“Dado um carregamento para o qual existe um estado cinemático de deslocamentos, admissível e instável, este será maior ou igual ao carregamento de colapso”.

O Teorema da Unicidade é atendido nos casos em que as soluções estáticas e cinemáticas são idênticas, obtendo-se a solução exata do problema.

Porém, quando isso não ocorre, tem-se que a solução exata ficará sempre entre esses dois limites, então:

$$S_{estática} \leq S_{exata} \leq S_{cinemática}$$

A Figura 3.14 ilustra esses casos, mostrando a variação das soluções P_i em função das variáveis x_i .

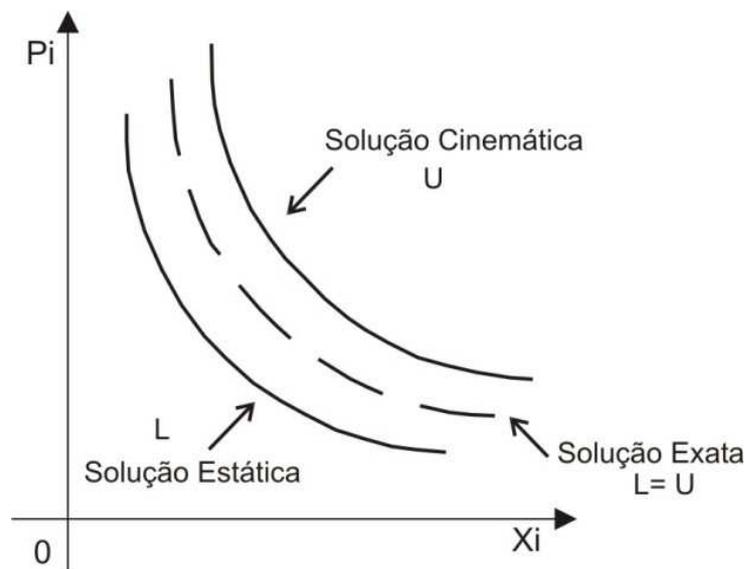


Figura 3.14 – Soluções usando-se os teoremas da Análise Limite.

3.3.2.1. Modelo Cinemático

Neste modelo a força vertical última V_u é obtida aplicando-se o Teorema Cinemático da Análise Limite.

A Figura 3.15 apresenta os parâmetros geométricos de um console curto de concreto armado, onde se tem uma linha de descontinuidade composta de dois trechos (SÁNCHEZ, a ser publicado). A Figura 3.16 apresenta os parâmetros geométricos de um console curto de concreto armado reforçado com CFC. O trecho AO e o trecho OB delimitam duas partes do elemento estrutural, que são considerados como corpos rígidos: parte I e parte II. A parte II gira em relação à parte I em torno dessa linha, sendo que o ponto O forma um pólo para esse giro.

Admita-se que o giro entre os corpos rígidos I e II será dado por uma rotação virtual \dot{w} .

O critério de plastificação dos aços das armaduras é admitido como uma lei de plastificação que considera apenas a tensão de escoamento do aço.

O critério de ruptura para o reforço em CFC é admitido considerando-se a sua resistência à tração axial máxima na direção das fibras.

O critério de ruptura do concreto admite a sua resistência à tração, adotando-se o critério de ruptura de Coulomb-Mohr generalizado.

A formulação dessa análise considera que rupturas prematuras não ocorram. São consideradas rupturas prematuras a falta de ancoragem adequada das barras de aço e de CFC, e qualquer tipo de falha devida à aderência do CFC ao substrato de concreto.

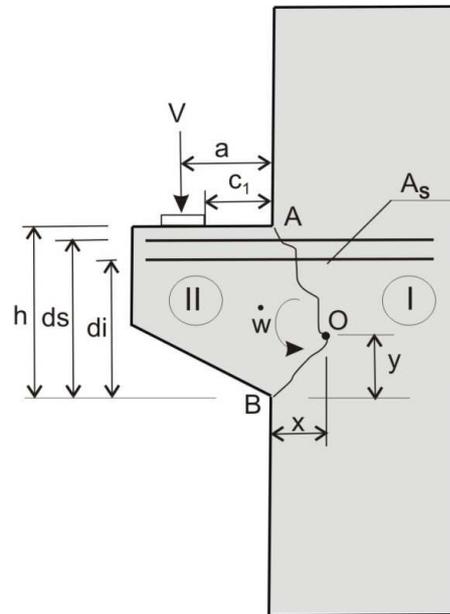


Figura 3.15 – Parâmetros geométricos do console curto de concreto armado.

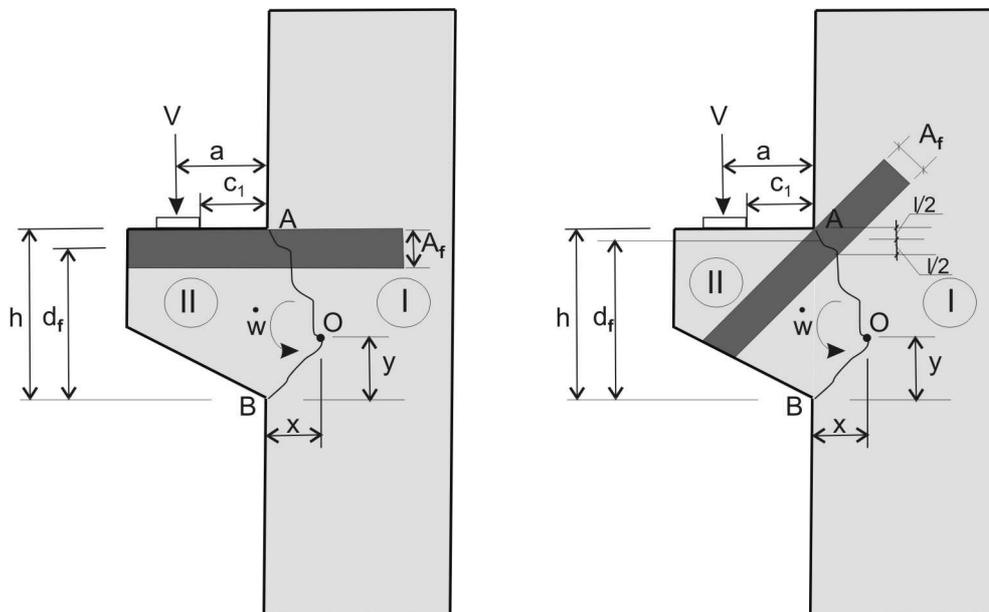


Figura 3.16 – Parâmetros geométricos do console curto de concreto armado reforçado com CFC.

Por considerações geométricas tem-se:

$$\overline{OA} = \left[(h - y)^2 + x^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.14)$$

$$\overline{OB} = (x^2 + y^2)^{\frac{1}{2}} \quad (3.15)$$

O trabalho realizado pelas forças externas é dado por:

$$W_{EXT} = V(a + x)\dot{w} \quad (3.16)$$

A dissipação de energia devida à armadura é dada por:

$$D_s = \sum_{i=1}^n A_{Si} f_{yi} (d_i - y) \dot{w} \quad (3.17)$$

A dissipação de energia devida ao CFC é dada por:

$$D_f = A_f f_f v_f (d_f - y) \dot{w} \quad (3.18)$$

sendo

$$f_f = \varepsilon_{f,ef} \cdot E_{f,ef} \quad (3.19)$$

onde

d_i – distância efetiva da zona comprimida até a camada i de armadura;

d_f – braço de alavanca do reforço;

f_f – resistência à tração do reforço;

v_f – fator de efetividade do CFC;

\dot{w} – rotação virtual.

A energia interna armazenada pelo concreto é:

$$\begin{aligned} D_C &= v_t f_t b [(h-y)^2 + x^2]^{\frac{1}{2}} \frac{1}{2} [(h-y)^2 + x^2]^{\frac{1}{2}} \dot{w} \\ &\quad + v_c f_c b (x^2 + y^2)^{\frac{1}{2}} \frac{1}{2} (x^2 + y^2)^{\frac{1}{2}} \dot{w} \\ D_C &= \frac{1}{2} v_t f_t b [(h-y)^2 + x^2] \dot{w} + \frac{1}{2} v_c f_c b (x^2 + y^2) \dot{w} \end{aligned} \quad (3.20)$$

sendo

$$v_c = \frac{0,60(2 - 0,4 \frac{a}{h})(\rho + 2)(1 - 0,25h)}{\sqrt{f_c}} \quad (3.21)$$

onde

b – largura do console;

h – altura total do console;

f_t – resistência do concreto à tração;

f_c – resistência do concreto à compressão;

v_c – fator de efetividade à compressão do concreto;

v_t – fator de efetividade à tração do concreto;

ρ – taxa de armadura.

O valor do fator de efetividade do concreto foi retirado de NIELSEN (1999), o qual considera o efeito escala, a taxa geométrica da armadura, a posição da força aplicada e a resistência do concreto.

Adotando-se o Princípio dos Trabalhos Virtuais dado pela expressão 3.13 tem-se o valor da força vertical última:

$$\begin{aligned} V(a+x)\dot{w} &= \sum_{i=1}^n A_{Si} f_{yi} (d_i - y)\dot{w} + A_f f_f v_f (d_f - y)\dot{w} + \\ &+ \frac{1}{2} v_c f_c b (x^2 + y^2)\dot{w} + \frac{1}{2} v_t f_t b [(h-y)^2 + x^2]\dot{w} \\ V &= \frac{\sum_{i=1}^n A_{Si} f_{yi} (d_i - y) + A_f f_f v_f (d_f - y) + \frac{1}{2} v_c f_c b (x^2 + y^2)}{(a+x)} + \\ &+ \frac{\frac{1}{2} v_t f_t b [(h-y)^2 + x^2]}{(a+x)} \end{aligned} \quad (3.22)$$

sendo

$$v_f = \frac{\mathcal{E}_{f,ef.}}{\mathcal{E}_{f,u}} \quad (3.23)$$

A pesquisa do valor mínimo para essa função é realizada derivando-a em relação às variáveis x e y .

Derivando-se em relação à variável y e igualando-se a zero essa derivada resulta:

$$y = \frac{\sum A_{s_i} f_{y_i} + v_t f_t b h + A_f f_f v_f}{(v_c f_c + v_t f_t) b} \quad (3.24)$$

A expressão 3.24 fornece o valor da variável y , que substituído na expressão 3.22 a coloca somente como função da variável x .

Derivando-se a expressão 3.22 em relação à variável x e igualando-se a zero essa derivada seguem-se:

$$\begin{aligned} V_x = & \left[\frac{1}{2} v_c f_c b 2x + \frac{1}{2} v_t f_t b 2x \right] (a + x) \\ & - \left\{ \sum_{i=1}^n A_{s_i} f_{y_i} (d_i - y) + A_f f_f v_f (d_f - y) \right. \\ & \left. - \frac{1}{2} v_c f_c b (x^2 + y^2) + \frac{1}{2} v_t f_t b [(h - y)^2 + x^2] \right\} = 0 \\ x^2 \left(\frac{1}{2} v_c f_c b + \frac{1}{2} v_t f_t b \right) + x (v_c f_c + v_t f_t) a b - A_{s_i} f_{y_i} (d_i - y) - \\ & - \frac{1}{2} v_c f_c b y^2 - \frac{1}{2} v_t f_t b (h - y)^2 - A_f f_f v_f (d_f - y) = 0 \end{aligned} \quad (3.25)$$

A resolução da equação do 2º grau dada pela expressão 3.25 fornece o valor da variável x , que substituído na expressão 3.22 fornece o valor da força vertical última.

A seguir são apresentados alguns casos particulares desse modelo.

Para $x = 0$ tem-se que na linha de descontinuidade física os pontos A e B mostrados na Figura 3.17 ficam sobre uma linha sem o ponto de inflexão O (Figura 3.16).

Por considerações geométricas tem-se:

$$\tan \theta = \frac{c_1}{h} \quad (3.26)$$

$$h = \overline{AB} \operatorname{sen} \theta \quad (3.27)$$

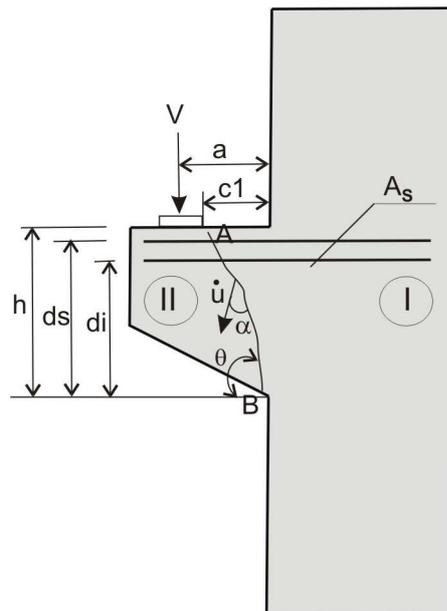


Figura 3.17 – Parâmetros geométricos do console curto de concreto armado com $x=0$.

O trabalho realizado pelas forças externas é dado por:

$$W_{EXT} = V \dot{u} \cos(\alpha - \theta) \quad (3.28)$$

A dissipação de energia devida à armadura é dada por:

$$D_S = \sum_{i=1}^n A_{S_i} f_{y_i} \dot{u} \operatorname{sen}(\alpha - \theta) \quad (3.29)$$

A dissipação de energia devida ao reforço em CFC é dada por:

$$D_F = A_f f_f v_f \dot{u} \operatorname{sen}(\alpha - \theta) \quad (3.30)$$

A energia interna armazenada pelo concreto é:

$$D_C = \frac{1}{2} v_c f_c \dot{u} b \frac{h}{\operatorname{sen} \theta} \quad (3.31)$$

a) Para $x = 0$ e $\alpha = 0$

$$V \dot{u} \cos(-\theta) = \sum A_{S_i} f_{y_i} \dot{u} \operatorname{sen}(-\theta) + A_f f_f v_f \dot{u} \operatorname{sen}(-\theta) + \frac{1}{2} v_c f_c \dot{u} b \frac{h}{\operatorname{sen} \theta}$$

$$V = \frac{\sum_{i=1}^n A_{S_i} f_{y_i} \operatorname{sen}(-\theta) + A_f f_f v_f \operatorname{sen}(-\theta) + \frac{1}{2} v_c f_c b \frac{h}{\operatorname{sen}\theta}}{\cos(-\theta)} \quad (3.32)$$

Pela expressão 3.32 pode-se observar que as parcelas da força resistidas pela armadura e pelo CFC são negativas, pois multiplicam o valor $\operatorname{sen}(-\theta)$ que será sempre negativo, pois $0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$.

Como a armadura e o CFC deverão estar sempre acrescentando resistência, conclui-se que deverá ser utilizado o módulo de $\operatorname{sen}(-\theta)$, donde:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^n A_{S_i} f_{y_i} \operatorname{sen}(\theta) + A_f f_f v_f \operatorname{sen}(\theta) + \frac{1}{2} v_c f_c b \frac{h}{\operatorname{sen}\theta}}{\cos\theta} \quad (3.33)$$

Para $x = 0$ e $0 < \alpha < \varphi$, onde φ é o ângulo de atrito do concreto, tem-se:

$$\begin{aligned} V \dot{u} \cos(\alpha - \theta) &= \sum_{i=1}^n A_{S_i} f_{y_i} \dot{u} \operatorname{sen}(\alpha - \theta) \\ &+ A_f f_f \dot{u} \operatorname{sen}(\alpha - \theta) + \frac{1}{2} v_c f_c \dot{u} b \frac{h}{\operatorname{sen}\theta} \\ V &= \frac{\sum_{i=1}^n A_{S_i} f_{y_i} \operatorname{sen}(\alpha - \theta) + A_f f_f v_f \operatorname{sen}(\alpha - \theta) + \frac{1}{2} v_c f_c b \frac{h}{\operatorname{sen}\theta}}{\cos(\alpha - \theta)} \end{aligned} \quad (3.34)$$

Pelas mesmas conclusões obtidas do caso particular $x=0$ e $\alpha=0$, será utilizado o módulo do ângulo $\alpha - \theta$ para o cálculo da força vertical última, então:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^n A_{S_i} f_{y_i} \|\operatorname{sen}(\alpha - \theta)\| + A_f f_f v_f \|\operatorname{sen}(\alpha - \theta)\| + \frac{1}{2} v_c f_c b \frac{h}{\operatorname{sen}\theta}}{\|\cos(\alpha - \theta)\|} \quad (3.35)$$

Para $x=0$ e $\alpha = \varphi$ tem-se:

$$V \dot{u} \cos(\varphi - \theta) = \sum_{i=1}^n A_{S_i} f_{y_i} \dot{u} \operatorname{sen}(\varphi - \theta) + A_f f_f v_f \dot{u} \operatorname{sen}(\varphi - \theta) + \frac{1}{2} v_c f_c \dot{u} b \frac{h}{\operatorname{sen}\theta}$$

$$V = \frac{\sum_{i=1}^n A_{S_i} f_{y_i} \operatorname{sen}(\varphi - \theta) + A_f f_f v_f \operatorname{sen}(\varphi - \theta) + \frac{1}{2} v_c f_c b \frac{h}{\operatorname{sen} \theta}}{\cos(\varphi - \theta)} \quad (3.36)$$

Pelas mesmas conclusões obtidas do caso particular $x=0$ e $\alpha=0$, será utilizado o módulo do ângulo $\varphi - \theta$ para o cálculo da força cortante, donde:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^n A_{S_i} f_{y_i} \|\operatorname{sen}(\varphi - \theta)\| + A_f f_f v_f \|\operatorname{sen}(\varphi - \theta)\| + \frac{1}{2} v_c f_c b \frac{h}{\operatorname{sen} \theta}}{\|\cos(\varphi - \theta)\|} \quad (3.37)$$

Para $x = 0$ e $\alpha > \varphi$, onde φ é o ângulo de atrito do concreto, a energia interna armazenada pelo concreto será diferente dos outros casos, pois deverá ser considerada a resistência à tração, logo:

$$D_c = \frac{1}{2} v_c f_c \dot{u} b (l - m \operatorname{sen} \alpha) \quad (3.38)$$

onde

$$l = 1 - 2 \frac{v_t f_t}{v_c f_c} \times \frac{\operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (3.39)$$

$$m = 1 - 2 \frac{v_t f_t}{v_c f_c} \times \frac{1}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (3.40)$$

segundo-se

$$\begin{aligned} V \dot{u} \cos(\alpha - \theta) &= \sum_{i=1}^n A_{S_i} f_{y_i} \dot{u} \operatorname{sen}(\alpha - \theta) \\ &+ A_f f_f v_f \dot{u} \operatorname{sen}(\alpha - \theta) + \frac{1}{2} v_c f_c \dot{u} b (l - m \operatorname{sen} \alpha) \\ V &= \frac{\sum_{i=1}^n A_{S_i} f_{y_i} \operatorname{sen}(\alpha - \theta) + A_f f_f v_f \operatorname{sen}(\alpha - \theta) + \frac{1}{2} v_c f_c b (l - m \operatorname{sen} \alpha)}{\cos(\alpha - \theta)} \end{aligned} \quad (3.41)$$

Pelas mesmas conclusões obtidas do caso particular $x=0$ e $\alpha=0$, será utilizado o módulo do ângulo $\alpha - \theta$ para o cálculo da força vertical última, donde:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^n A_{s_i} f_{y_i} \|\text{sen}(\alpha - \theta)\| + A_r f_r v_r \|\text{sen}(\alpha - \theta)\| + \frac{1}{2} v_c f_c b (l - m \text{sen} \alpha)}{\|\cos(\alpha - \theta)\|} \quad (3.42)$$

Esse modelo será confrontado com os resultados experimentais, de modo a se obter um valor limite para a força de ruptura do console reforçado com CFC.

3.4. Revisão da Literatura

3.4.1. CORRY e DOLAN (2001)

A pesquisa desenvolvida por CORRY e DOLAN (2001) avaliou o comportamento de um console curto de concreto armado reforçado com CFC. A geometria e a armadura do console são mostradas na Figura 3.18. A peça foi construída para que o atuador hidráulico pudesse ficar posicionado entre os consoles, facilitando a execução dos ensaios.

Foi dada uma inclinação na base onde o atuador hidráulico estava posicionado e na superfície do ponto de aplicação da força ao console. Esta inclinação gerou uma força horizontal igual a 10% da força vertical aplicada.

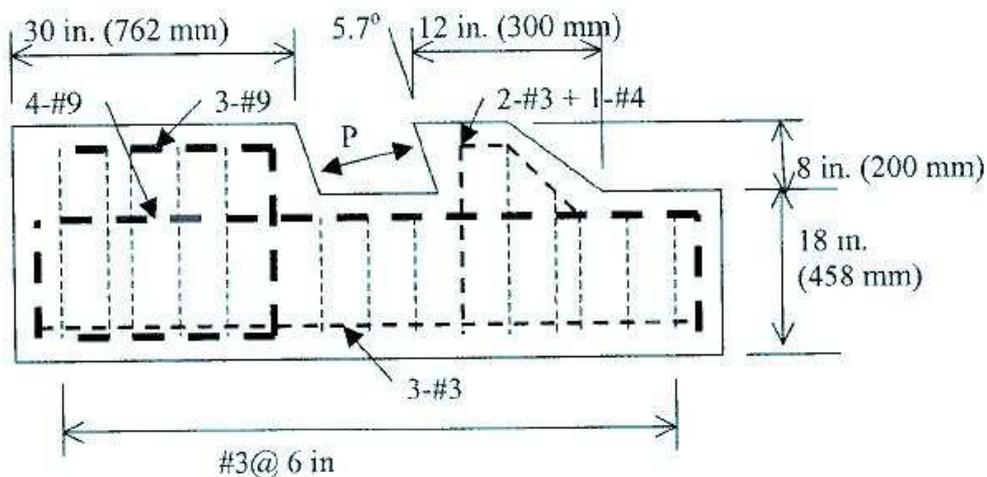


Figura 3.18 – Geometria e armadura do console (CORRY e DOLAN, 2001).

As armaduras de tração adotadas foram $2\phi 10$ mm e $1\phi 12,5$ mm, resultando numa área de aço total de 281 mm^2 . A tensão de escoamento das barras era de 380 MPa. O concreto aos 28 dias apresentou uma resistência à compressão de 23,4 MPa.

O procedimento inicial foi carregar o console até 75% da capacidade teórica (215 kN). Durante o carregamento ocorreu o aparecimento de fissuras entre o pilar e o console. Depois de retirada a força aplicada ao console, este foi reforçado com duas tiras de CFC de 150 mm, colocadas ao longo do console e na lateral do pilar.

Em seguida o console foi carregado por duas vezes, em dias consecutivos, até a força máxima do atuador hidráulico (532kN). No primeiro ensaio surgiram fissuras na região da biela de compressão, com posterior descolamento do reforço. No segundo ensaio o deslocamento inicial medido no console foi maior do que no ensaio anterior, porém, a partir do meio do ensaio os deslocamentos foram equivalentes.

O console foi ensaiado novamente após corte do reforço na interface pilar-console, para se observar a estrutura sem a contribuição do CFC. Ao se atingir a força de 204 kN um dos cantos do console rompeu. Após uma pausa o console foi carregado com uma força adicional de 178 kN, resultando numa força total de ruptura de 382kN (Figura 3.19).

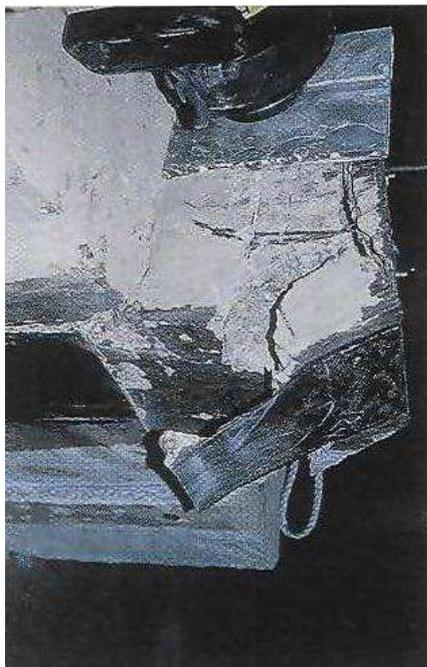


Figura 3.19 – Descolamento do reforço (CORRY e DOLAN, 2001).

Essa pesquisa mostrou a importância da utilização de no mínimo duas camadas de reforço, pois proporciona uma maior proteção na região fissurada, ocorrendo à redistribuição das solicitações.

3.4.2. ELGWADY *et al.* (2002)

Esses autores ensaiaram seis consoles curtos reforçados com CFC, com diferentes configurações de reforço nas faces dos mesmos. O objetivo era estudar a eficácia desse material no aumento da capacidade de resistente desses elementos estruturais.

A armadura de flexão consistiu em $3 \phi 12$ mm e estribos horizontais fechados $2 \phi 10$ mm. Foram usados três extensômetros elétricos de resistência (EER) em cada console, um na barra média de flexão e outros dois nos estribos superiores horizontais fechados situados na face do console ao lado do pilar. O CFC tinha largura de 50 mm e espessura de 1,2 mm. O reforço foi executado somente nas laterais do console, sem envolvimento da seção do pilar devido às considerações práticas que impediam a colocação de faixas em torno de todos os lados do console.

A Figura 3.20 mostra as dimensões das peças ensaiadas e o local de aplicação da força vertical V , cujo valor máximo foi 450 kN. Essa força foi aplicada em incrementos de 20 kN até surgir a primeira fissura, e após o início da fissuração estes incrementos foram reduzidos para 5 kN. A ruptura dos consoles foi definida quando as fissuras se tornaram excessivas e as faixas de CFC se descolaram das faces das peças, com diminuição da capacidade da força aplicada.

Os consoles foram classificados de acordo com a seguinte nomenclatura: o primeiro número quantifica o número de faixas, o segundo número quantifica o número de camadas e as letras indicam o sentido das faixas. As peças mostradas na Figura 3.21 são definidas como:

- primeira peça CONT: peça de referência sem reforço;
- segunda peça 11HOR: uma faixa horizontal em uma camada de CFC;
- terceira peça 21HOR: duas faixas horizontais em uma camada de CFC;
- quarta peça 61DIG: seis faixas diagonais em uma camada de CFC;
- quinta peça 82HAD: oito faixas sendo duas horizontais e seis diagonais;
- sexta peça 32HOR: três faixas horizontais; a faixa superior tinha duas camadas e a faixa mais baixa tinha somente uma camada de CFC.

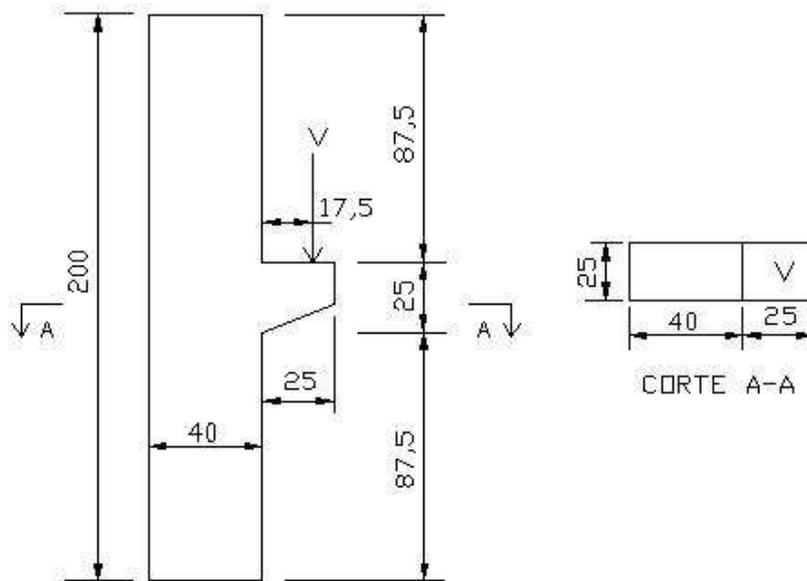


Figura 3.20 – Dimensões (centímetro) dos consoles curtos ensaiados por ELGWADY *et al.* (2002).

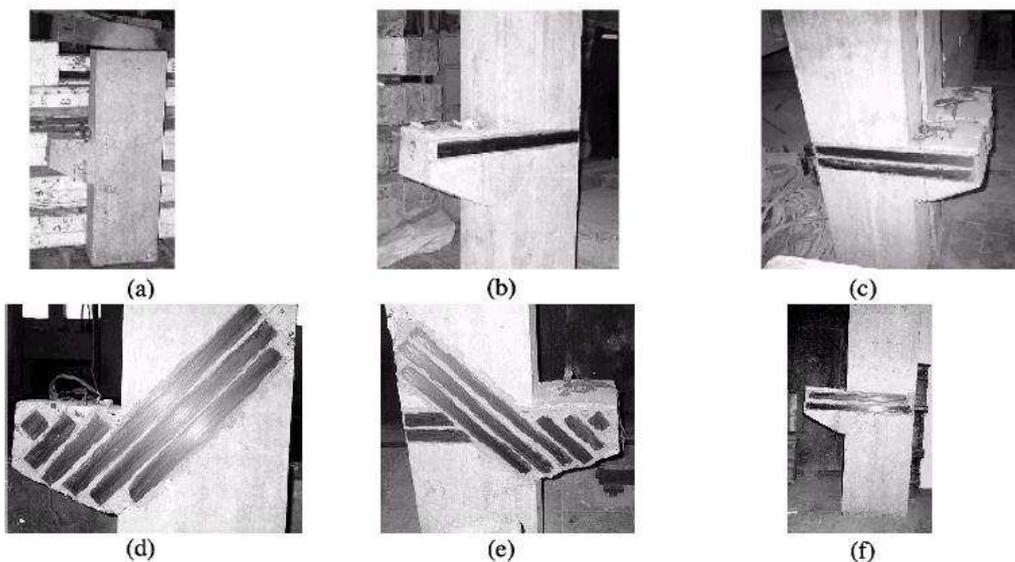


Figura 3.21 – Consoles ensaiados: a) console de referência (CONT); b) 11HOR; c) 21HOR; d) 61DIG; e) 82HAD; f) 32HOR; ELGWADY *et al.* (2002).

O comportamento das fissuras de cada console foi observado e descrito separadamente, de modo a determinar a melhor configuração a ser adotada. A ruptura se deu quando do descolamento das faixas de CFC ou o esmagamento do concreto.

O console de referência CONT rompeu para a força última de 180 kN. A primeira fissura surgiu na interseção do console com o pilar quando a força

atingiu 60 kN. A outra fissura foi diagonal com inclinação de 45 para 33% da força última. A ruptura dessa peça ocorreu quando surgiu uma fissura a partir do ponto de interseção do pilar com o console e foi até o ponto de aplicação da força. O triângulo inferior da zona de compressão foi esmagado antes da fissura se propagar ao redor da faixa de CFC. Essa ruptura foi devida à força cortante.

O console 11 HOR rompeu para uma força última de 195 kN (aumento de 8% em relação ao console de referência). A primeira fissura surgiu para a força de 80 kN, e ocorreu da borda superior do CFC até a face inferior do console com um comprimento de 20 mm. A maior fissura foi observada para a força de 150 kN. A ruptura ocorreu da mesma maneira que a do console de referência.

O console 21 HOR rompeu para a força última de 215 kN (aumento 20% em relação ao console de referência). A maior fissura surgiu com o carregamento de 180 kN (300% comparado com o do console de referência). A propagação das fissuras foi similar às das peças anteriores.

O console 61 DIG suportou a força última de 310 kN (aumento de 72% em relação ao console de referência). A primeira fissura ocorreu na região localizada entre as faixas de CFC para a força de 210 kN (aumento de 350% em relação ao console de referência). As fissuras se diferenciaram daquelas das peças anteriores, pois foram quase perpendiculares e com formações mais lentas. A ruptura ocorreu quando as faixas de CFC se descolaram das faces do console, não havendo o esmagamento do concreto como nas peças anteriores.

O console 32 HOR rompeu com a força última de 240 kN (aumento de 30% em relação ao console de referência). A primeira fissura surgiu com a força de 170 kN (aumento de 280% em relação ao console de referência).

O console 82 HAD rompeu com a força última de 220 kN (aumento de 20% em relação ao console de referência). A primeira fissura surgiu com a força de 80 kN (aumento de 30% em relação ao console de referência). Nenhuma outra fissura foi encontrada até se alcançar a força última. A ruptura foi similar à da peça 32 HOR.

A análise teórica dos consoles CONT, 11 HOR e 21 HOR foi realizada usando-se o programa de elementos finitos ANSYS 5.5, modelando-se o console de concreto armado, a resina e as faixas de CFC.

Os resultados teóricos foram satisfatórios quando comparados aos resultados experimentais na fase anterior ao início das fissuras, e divergiram após o surgimento das fissuras, pois foi negligenciado o comportamento não-linear na fase fissurada (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 – Resultados experimentais e teóricos.

Amostras	Deformações quando ocorre a abertura da primeira fissura no ponto de interseção entre a face do pilar e a superfície horizontal do console		
	Experimental (‰)	Teórico (‰)	Coef. de Variação (%)
CONT	0,22	0,19	13
11HOR	0,37	0,44	16
21HOR	0,51	0,586	15
	Média		15

As conclusões dessa pesquisa foram:

- o reforço externo com CFC aumenta a capacidade resistente do console, sendo esse acréscimo dependente da configuração do reforço; o uso das faixas CFC na direção diagonal aumentou a força última em 70% quando comparada com a força última do console de referência; os outros consoles tiveram forças últimas maiores do que da peça de referência, variando entre 8% e 30%;
- a maioria dos consoles apresentou ruptura frágil, e como a rigidez de todas as peças foi aumentada a ruptura ocorreu subitamente sem aviso; todas as peças apresentaram fissuras entre 70% e 80% da força última;
- a tensão real em todas as faixas do CFC é menor do que a capacidade última, em todas as peças devido à ligação das faixas;
- não se recomenda usar duas camadas do CFC como usado no console 82 HAD, isso conduz à espessura elevada do adesivo o que não fornece bons resultados;
- não se recomenda interromper as faixas do CFC antes que termine o console, pois é nessa região onde as fissuras se propagam mais facilmente.

3.4.3. SOUZA *et al.* (2006)

Esses autores ensaiaram dois consoles duplos de concreto armado. No primeiro a armadura do tirante foi dimensionada pelo modelo de Bielas e Tirantes, e no segundo foi adotada a mesma armadura, sendo distribuída entre a armadura do tirante e lâminas de CFC. Foi utilizada a técnica de inserir os laminados na camada de recobrimento.

A Figura 3.22 mostra as dimensões das peças ensaiadas dimensionadas para uma força de 100 kN.

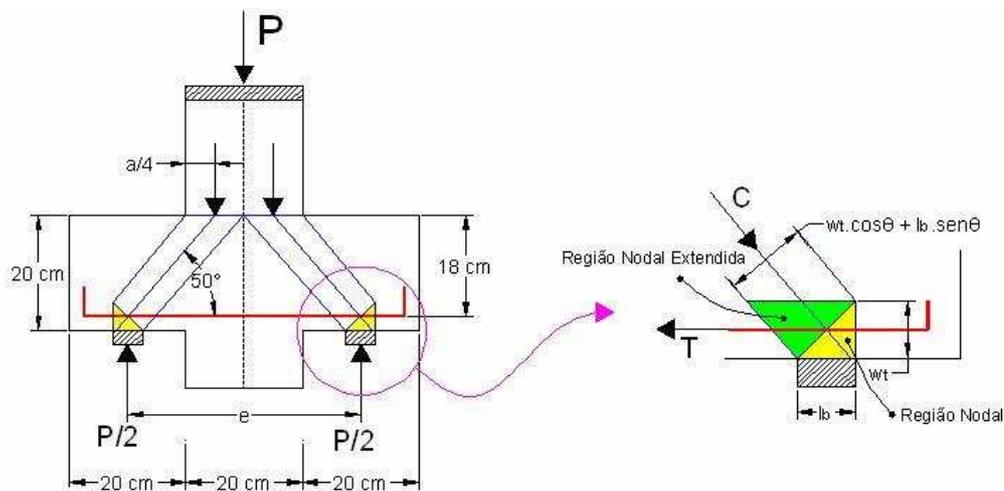


Figura 3.22 – Dimensões dos consoles curtos ensaiados por SOUZA *et al.* (2006).

As expressões seguintes se destinam a determinar o ângulo de inclinação das bielas, as forças atuantes no console e a armadura necessária no tirante, utilizando-se o modelo de Bielas e Tirantes.

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{e} = \frac{18}{40} = 1,20 \rightarrow \theta = 50^\circ \quad (3.43)$$

$$C_K = \frac{P_K}{2 \operatorname{sen} \theta} \quad (3.44)$$

$$T_K = C_K \cos \theta = \frac{P_K}{2 \operatorname{sen} \theta} \cos \theta = \frac{P_K}{2 \operatorname{tg} \theta} \quad (3.45)$$

$$A_s = \frac{\gamma_n \gamma_f T_K}{f_{yd}} = \frac{1,1 \cdot 1,4 T_K}{\frac{f_{yk}}{1,15}} \quad (3.46)$$

Nota-se que na expressão 3.46 foram adotados os coeficientes diferentes da unidade, o que não é admitido para uma pesquisa experimental.

A Tabela 3.4 mostra que no console B foi utilizada uma armadura de $3\phi 5\text{mm}$ ($A_s = 0,59\text{cm}^2$) e uma lâmina de fibras de carbono MFC ($0,32\text{cm}^2$), capazes de resistir as forças de 39,33 kN e 60,66 kN, respectivamente. As propriedades do CFC são: módulo de elasticidade 240 GPa, tensões de projeto entre 960 a 1440 MPa e resistência última igual a 3900 MPa.

Tabela 3.4 – Dimensionamento no Estado Limite Último.

Consoles	P_k (kN)	T_k (kN)	A_s (cm ²)	A_s adotada Tirante	$A_{reforço\ necessária}$
A	100	41,95	1,48	3 ϕ 8mm	–
B	100	(100 - 39)	0,59	3 ϕ 5mm	0,27

Na Figura 3.28 o nó é do tipo CCC. Segundo SCHÄFER e SCHLAICH (1991) essa região atenderá a um critério de ruptura se todas as tensões exercidas pelos elementos que chegam ao nó forem inferiores a $0,8f_{cd} = 0,8 \cdot 3,0/1,4 = 17,1\text{MPa}$.

A verificação da largura das bielas é realizada pela expressão 3.47, que leva em consideração as condições de apoio da peça, o cobrimento e diâmetro da armadura. A peça foi apoiada sobre placas metálicas de 5 cm \times 20 cm, e o cobrimento utilizado para as armaduras foi de 2,0 cm.

$$w_s = w_t \cdot \cos \theta + l_b \cdot \sin \theta = (2c + \phi) \cos \theta + l_b \cdot \sin \theta \quad (3.47)$$

$$C_d = \frac{Y_n \cdot Y_f \cdot P_k}{2 \cdot \sin \theta} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 100}{2 \cdot \sin 50^\circ} = 100,51 \text{ kN} \quad (3.48)$$

A Tabela 3.5 apresenta os valores da largura da biela e a tensão para os dois consoles em estudo.

Tabela 3.5 – Largura da biela e tensão.

Consoles	ω_s (cm)	σ_{ef} (kN/cm ²)
A	6,91	0,72
B	6,72	0,74

As expressões 3.49 a 3.51 permitem a verificação para os apoios, e as expressões 3.52 a 3.56 foram utilizados para as verificações dos tirantes.

$$R_{\text{apoio}} = \frac{Y_n \cdot Y_f \cdot P_k}{2} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 100}{2} = 77 \text{ kN} \quad (3.49)$$

$$\sigma_{ef} = 0,8f_{cd} = 17,1\text{MPa} \geq \sigma_{biela} \quad (3.50)$$

$$\sigma_{biela} = \frac{R_{apoio}}{A_{apoio}} = \frac{R_{apoio}}{b l_b} = \frac{77}{20 \times 5} = 7,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK!} \quad (3.51)$$

$$T_d = \frac{Y_n Y_f P_k}{2 \text{tg} 50^\circ} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 100}{2 \text{tg} 50^\circ} = 64,61 \text{ kN} \quad (3.52)$$

$$\sigma_{ef} = 0,8 f_{cd} = 17,1 \text{ MPa} \leq \sigma_{biela} \quad (3.53)$$

$$\sigma_{biela} = \frac{T_d}{A_{tirante}} = \frac{T_d}{b w_s} = \frac{64,61}{20 \cdot 4,8} = 6,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK!} \quad (3.54)$$

$$\sigma_{ef} = 0,8 f_{cd} = 17,1 \text{ MPa} \leq \sigma_{biela} \quad (3.55)$$

$$\sigma_{biela} = \frac{T_d}{A_{tirante}} = \frac{T_d}{b w_s} = \frac{64,61}{20 \cdot 4,5} = 7,1 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK!} \quad (3.56)$$

O concreto atingiu uma resistência à compressão mínima de 30 MPa. Aos 28 dias seis corpos-de-prova foram ensaiados atingindo-se uma resistência média à compressão de 32,83 MPa com um desvio padrão de 2,89 MPa. Aos 25 dias foram feitos entalhes de 1,0 cm e uma limpeza com de jato de ar comprimido para a colocação da lâmina de CFC.

Os ensaios foram realizados aos 28 dias no Laboratório de Estruturas da Universidade Estadual de Maringá. Foram medidas as deformações específicas na direção das bielas oblíquas e o alongamento dos aços na região dos tirantes.

Foi utilizada uma célula de carga com capacidade máxima de 300 kN; as tensões nas bielas de concreto foram calculadas usando-se as leituras dos extensômetros removíveis, e os alongamentos nas regiões do tirante foram medidos por um transdutor de deslocamento (TD).

Para o console A a fissuração iniciou-se com o carregamento igual a 69,85 kN e ocorreu na face lateral do console, na direção da biela comprimida até a região de apoio. A tensão na biela foi de 17 MPa. A ruptura ocorreu para uma força de 217,08 kN sem aviso, caracterizando uma ruptura frágil. A tensão na biela quando da ruptura foi de 6,7 MPa, com um alongamento de 1,15 mm no tirante.

O escoamento experimental da armadura longitudinal ocorreu para um alongamento de $\delta = \varepsilon l_0 = 0,00238 \times 110 = 0,26 \text{ cm}$, uma força correspondente de 133,82 kN e uma tensão na biela de 21 MPa.

Para o console B ocorreu a fissuração para uma força de 95,58 kN na mesma região que o console A. A tensão na biela foi de 15 MPa. A ruptura ocorreu para uma força de 257,97 kN sem aviso, caracterizando uma ruptura frágil. A tensão na biela foi de 4,8 MPa e seu alongamento foi de 1,41 mm.

O escoamento da armadura longitudinal do console B ocorreu para um alongamento de $\bar{\delta} = \epsilon l_0 = 0,00238 \times 110 = 0,26 \text{ cm}$, uma força de 127,03 kN e uma tensão na biela de 1,8 MPa.

O modelo de Bielas e Tirantes mostrou-se eficiente apresentando uma boa margem de segurança. Comparando-se com a força característica de 100 kN há uma margem de 33,8% e 27% para os consoles A e B, respectivamente.

Adotou-se a condição de ductilidade do modelo para caracterizar o Estado Limite Último, ou seja, o escoamento da armadura deve anteceder a ruína da biela.

O modelo analítico apresentou um resultado razoável, com um erro médio global em torno de 20%.

A técnica de reforço com CFC usando-se lâminas inseridas na peça de concreto apresenta muitas vantagens, como por exemplo, a de não se encontrar exposta diretamente a condições ambientais agressivas, ação do fogo e vandalismos.

A falta de armadura de costura e pele foi responsável pela ruptura frágil e sem aviso de fissuração, ressaltando-se a importância deste tipo de armadura nas peças estruturais.

3.4.4. RIBEIRO *et al.* (2007)

A pesquisa desenvolvida por RIBEIRO *et al.* (2007) buscou avaliar o comportamento de consoles curtos reforçados a flexão e ao cisalhamento com CFRP. Foram ensaiados quatro consoles, sendo um de referência e três com configurações diferentes de reforço (Figura 3.23).

As armaduras de tração utilizadas foram de aço CA-50 com 12,5 mm de diâmetro, e as armaduras de costuras foram de aço CA-60 com 5,0 mm de diâmetro. A resistência à compressão do concreto ficou em torno de 40 MPa. O tipo de reforço de cada console é descrito na Tabela 3.6.

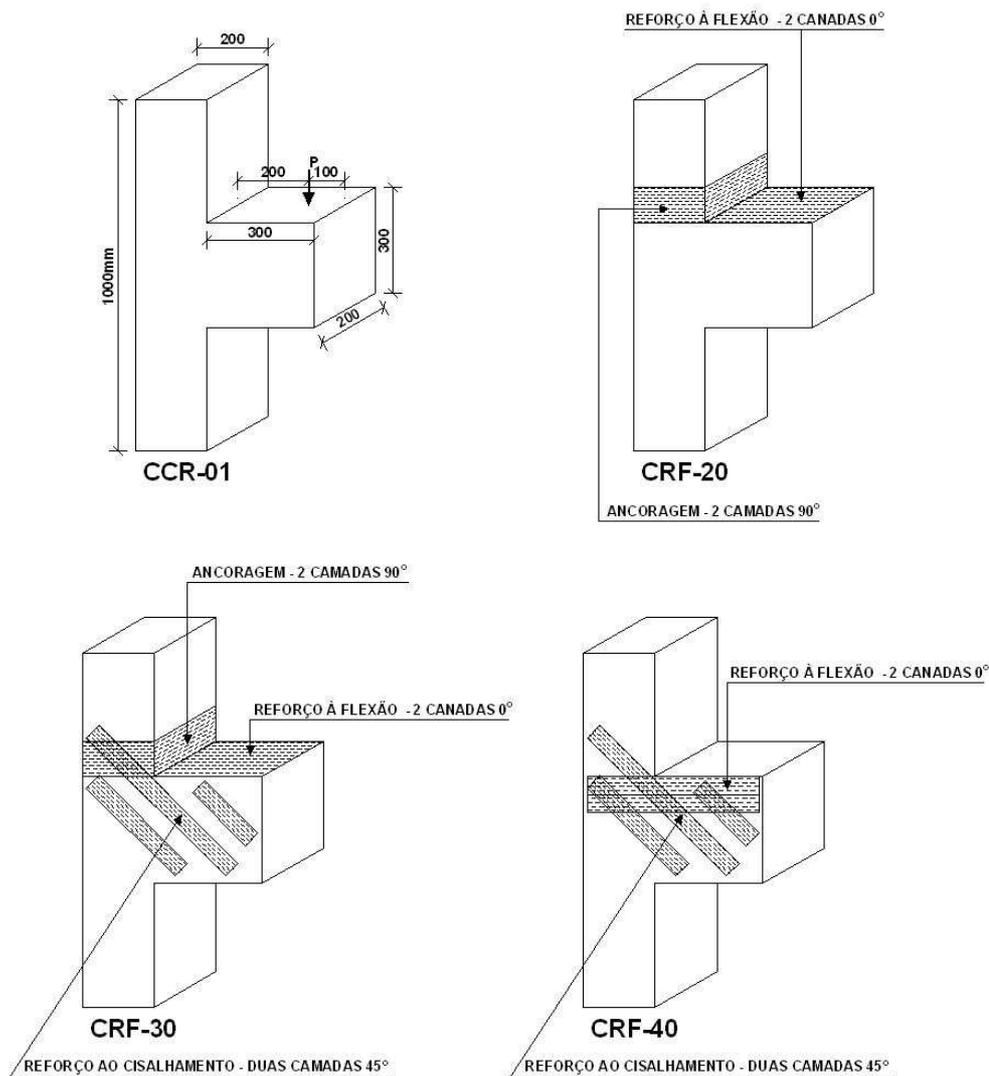


Figura 3.23 – Descrição consoles (Ribeiro *et al.*, 2007).

Tabela 3.6 – Características dos consoles.

Console	Tipo de Reforço	Nº. Camadas	$A_{\text{fibra}} \text{ (cm}^2\text{)}$
CCR-01	Referência sem reforço	–	–
CRF-20	Reforço à flexão	2	0,340
CRF-30	Reforço à flexão e ao cisalhamento	2	0,566
CRF-40	Reforço à flexão e ao cisalhamento	2	0,418

A metodologia utilizada para dimensionamento foi o modelo das Bielãs e Tirantes. Foi considerada uma razão a/d igual a aproximadamente 0,71, e a distância a da base do console igual a 200 mm. A largura do elemento de apoio era de 85 mm.

A Figura 3.24a mostra a armadura utilizada nos consoles. A armadura do tirante foi do tipo estribo aberto; os estribos verticais foram utilizados para enrijecer a armadura, e os estribos horizontais de costura para aumentar a resistência e ductilidade da biela de compressão. Os estribos tinham área de aço igual à metade da área da armadura do tirante. Para a realização dos ensaios optou-se por posicionar o console curto de forma que a armadura do tirante ficasse voltada para baixo (Figura 3.24b).



(a)



(b)

Figura 3.24 – (a) Armadura dos consoles; (b) realização do ensaio (RIBEIRO *et al.*, 2007).

A Tabela 3.7 apresenta de forma resumida os resultados das forças e modos de ruptura dos consoles.

Tabela 3.7 – Força e modo de ruptura.

Console	V_u (kN)	Modos de ruptura	Acréscimo de Força (%)
CCR-01	210	Flexão	–
CRF-20	240	Cisalhamento	15
CRF-30	265	Flexão	26
CRF-40	265	Flexão	26

Concluiu-se que o reforço estrutural utilizando-se colagem externa de manta de fibras de carbono aumentou a capacidade resistente dos consoles curtos em até 26%. A melhor alternativa em reforçar os consoles é a configuração CRF-40 que utilizou tiras de CFRP dispostas diagonalmente (45°). Já a configuração CRF-20 à flexão não é prática, pois sendo a principal função do console servir de apoio a outros elementos estruturais, sendo difícil executar esse tipo de reforço.