

Consideração da armadura pré-existente no reforço de pilares de concreto armado com polímero reforçado com fibras



**Alexandre Luis
Sudano¹**



**João Bento de
Hanai²**

RESUMO

O reforço de pilares de concreto por encamisamento com polímeros reforçados com fibras tem sido alvo de inúmeros trabalhos científicos. A maioria destes trabalhos considera, por simplificação, o pilar a ser reforçado como sendo um pilar de concreto sem armadura longitudinal e transversal. Todavia, nas situações reais, os pilares a serem reforçados possuem armadura interna. Assim, além do efeito de confinamento imposto pela camisa de PRF, existe também o efeito de confinamento imposto pela armadura transversal pré-existente no pilar. Alguns pesquisadores apresentam modelos de cálculo que contemplam a existência da armadura no pilar a ser reforçado. Este trabalho, com base em modelos encontrados na literatura, faz uma comparação dos resultados teóricos calculados com aqueles obtidos em uma análise experimental de pilares de concreto armado, com diferentes formas de seção transversal, encamisados com polímero reforçado com fibra de carbono submetidos à compressão simples. Os resultados desta análise revelam que no caso de pilares com seção transversal circular, os modelos de cálculo apresentam resultados satisfatórios, o que já não acontece quando a seção do pilar reforçado é diferente da circular.

PALAVRAS-CHAVE

Reforço de pilares de concreto; encamisamento; concreto de alta resistência; polímeros reforçados com fibras.

¹ Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil. alsudano@sc.usp.br

² Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil. jbhanai@sc.usp.br

1. INTRODUÇÃO

O reforço de pilares por encamisamento tem sido alvo de vários trabalhos científicos, em função da sua eficiência na solução de problemas de manutenção e atualização das estruturas de concreto existentes. Os principais tipos de encamisamento abordados na literatura são o encamisamento com concreto armado e o encamisamento com polímeros reforçados com fibras (PRF). Em ambos os casos, o reforço do pilar original se dá em função, parcial ou integralmente, do efeito de confinamento do núcleo de concreto, que corresponde à restrição da expansão lateral do concreto do pilar original, promovida pelas pressões exercidas pela armadura transversal da camisa de reforço ou pela camisa de PRF.

O reforço por encamisamento com concreto armado é aplicado, em grande parte dos casos, sem considerar a colaboração do pilar original na capacidade portante do pilar reforçado. Porém, alguns pesquisadores, como Takeuti [1], demonstraram que o uso de adequada taxa de armadura transversal, na camisa de reforço, possibilita tal colaboração, em função do confinamento adicional imposto ao pilar original. Neste caso, a capacidade resistente do pilar reforçado é dada pela somatória das componentes providas por todo o núcleo confinado, que neste caso inclui o concreto do pilar original e parte do concreto da camisa de reforço (a que fica envolvida pela armadura transversal do reforço).

Com o avanço da Ciência dos Materiais e dos polímeros reforçados com fibras, esses materiais passaram a ser utilizados com sucesso no reforço de estruturas de concreto, especialmente nos pilares. Neste caso, o acréscimo na capacidade portante do pilar original se dá quase que exclusivamente em função do efeito de confinamento do concreto. Para que esse efeito seja mobilizado, é necessário que haja deformação lateral depois da instalação da camisa, ou seja, o reforço de pilares por encamisamento PRF é de natureza passiva.

Vários autores têm apresentado modelos teóricos que procuram descrever o comportamento tensão-deformação de pilares de concreto sujeitos ao efeito de confinamento. No caso do confinamento com armadura transversal de aço, alguns modelos foram desenvolvidos, primordialmente, para o dimensionamento de novos pilares de concreto de alta resistência, tendo em vista a natureza frágil dessa categoria de concreto. Nesse tipo de estudo, pesquisadores como Cusson & Paultre [2] e Razvi & Saatcioglu [3] consideram em particular os benefícios do confinamento na ductilidade do pilar. No caso de confinamento com PRF, os modelos teóricos, em geral, negligenciam a pré-existência da armadura transversal no pilar a ser reforçado.

Diante deste cenário, busca-se neste trabalho analisar, com base em modelos teóricos encontrados na literatura, os resultados obtidos pela superposição dos efeitos de confinamento gerados pela armadura transversal pré-existente de um pilar e pela camisa de reforço de PRF, comparativamente àqueles obtidos em uma análise experimental, conduzida por estes autores.

A referida análise experimental foi realizada sobre 12 pilares curtos, com diferentes seções transversais (circular, quadrada e retangular) e 60 cm de altura, submetidos à compressão simples. Saliente-se que esses ensaios visaram metas mais abrangentes do que o estudo ora relatado, pelas quais interessava conhecer também o efeito da forma da seção transversal e da existência de concretos de diferentes resistências. Por esta razão, os pilares testados foram preparados a partir de um pilar original de concreto sem armadura, com posterior instalação da armadura longitudinal e transversal e concretagem do cobrimento, mantendo-se a mesma forma da seção. Configurou-se assim, um pilar de concreto armado, porém com concretos de diferentes resistências no núcleo confinado e no cobrimento da armadura. Posteriormente, 6 destes pilares foram encamisados com uma camada de polímero reforçado com fibra de carbono.

Com os resultados desta simulação experimental, procedeu-se a presente análise confrontando-se o comportamento tensão-deformação obtido experimentalmente com as curvas sugeridas por modelos de cálculo encontrados na literatura, considerando-se ou não a superposição dos efeitos de confinamento.

2. MODELOS DE CÁLCULO UTILIZADOS

Para a previsão do comportamento tensão-deformação dos pilares ensaiados foram utilizados os modelo de Razvi & Saatcioglu [3], para o confinamento com aço, e de Lam & Teng [4], para o confinamento com PRF. A seguir, cada um destes modelos é descrito de forma sucinta.

Modelo de Razvi & Saatcioglu [3]

Este modelo é baseado na consideração de uma pressão uniforme equivalente, que proporciona o mesmo efeito que a pressão não-uniforme (mais realista) de confinamento. Pode ser utilizado tanto para concretos de resistência normal quanto para concretos de alta resistência, independentemente da forma da seção transversal do pilar. Segundo este modelo, a resistência do concreto confinado, f'_{cc} , é expressa em função da resistência uniaxial do concreto, de acordo com a equação

$$f'_{cc} = f'_{co} + K_1 f_{le} \quad (1)$$

onde f'_{co} é a resistência do concreto não confinado. O coeficiente K_1 é calculado pelas Eqs (2) e (3).

$$K_1 = 6,7 \cdot (f_{le})^{-0,17}, \text{ com } f_{le} \text{ em Mpa} \quad (2)$$

$$f_{le} = K_2 \cdot f_l \quad (3)$$

A pressão lateral f_l é calculada segundo a Eq. (4)

$$f_l = \frac{\sum_{i=1}^q (A_s \cdot f_s \cdot \sin \alpha)_i}{s \cdot b_c} \quad (4)$$

onde, q é o número de ramos do estribo que corta o lado do núcleo no qual a pressão lateral média, f_l , está sendo computada; s é o espaçamento de centro a centro entre os estribos; b_c é a distância de centro a centro da armadura longitudinal; α é o ângulo entre o ramo do estribo e o lado do núcleo que é cortado por ele. O valor da pressão equivalente uniforme, f_{le} , é calculado dividindo as componentes perpendiculares das forças de tração atuantes na armadura transversal em cada lado do núcleo de concreto, pela área superficial do núcleo, definida pelo produto $s \cdot b_c$, e reduzida por K_2 . As forças de tração são as correspondentes ao pico de tensão no concreto. Porém, a tensão f_s da Eq. (4) é a tensão na armadura transversal que ocorre no pico de tensão no concreto. Embora f_s seja freqüentemente tomado igual à tensão de escoamento do aço, f_{yt} , a armadura transversal nem sempre escoar neste estágio de tensão do concreto, especialmente quando aço de alta resistência é utilizado para confinar concretos de alta resistência. Sendo assim, os autores sugerem a Eq. (5) para o cálculo desta tensão

$$f_s = E_s \cdot \left(0,0025 + 0,04 \cdot \sqrt{\frac{K_2 \cdot \rho_c}{f'_{co}}} \right) \leq f_{yt} \quad (5)$$

o uso desta equação fica limitado para aços com resistência de no máximo 1400 MPa, valor até o qual variou este valor na análise experimental.

O valor da pressão uniforme equivalente utilizado na Eq. (2) é menor que a pressão uniforme média, f_l , por causa da não uniformidade da pressão lateral, e para minorá-la, utiliza-se o coeficiente K_2 , dado por

$$K_2 = 0,15 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s} \right) \left(\frac{b_c}{s_l} \right)} \leq 1 \quad (6)$$

onde s_l é o espaçamento da armadura longitudinal. O limite de $K_2 = 1$ é válido para estribos em forma de espirais circulares com pequeno espaçamento, uma vez que, neste caso, a pressão de confinamento é muito próxima da uniforme. A Eq.(6) pode ser utilizada tanto para concretos de alta resistência quanto para concretos de resistência normal, e para seção transversal circular ou quadrada com a

Consideração da armadura pré-existente no reforço de pilares de concreto armado com polímero reforçado com fibras

mesma pressão de confinamento nas duas direções ortogonais. Para seções retangulares e quadradas com diferentes pressões de confinamento, uma média ponderada deve ser utilizada, conforme Eq. (7)

$$f_{le} = \frac{f_{lex} \cdot b_{cx} + f_{ley} \cdot b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (7)$$

com os valores das pressões laterais f_{lex} e f_{ley} , agindo perpendicularmente as dimensões do núcleo b_{cx} e b_{cy} , podendo ser calculadas separadamente com as equações de 3 a 6.

Para descrever a curva tensão-deformação, os autores iniciam com a definição da deformação para a qual ocorre a máxima tensão no concreto, ε_l , e o trecho descendente do diagrama, sendo este adotado como um segmento linear começando no pico do diagrama, com inclinação definida pela deformação correspondente a 85% da máxima tensão, ε_{85} , conforme Eqs. (8), (9) e (10).

$$\varepsilon_l = \varepsilon_{01} \cdot (1 + 5 \cdot K_3 \cdot K), \text{ e } \varepsilon_{85} = 260 \cdot K_3 \cdot \rho_c \cdot \varepsilon_l \cdot [1 + 0,5 \cdot K_2 \cdot (K_4 - 1)] + \varepsilon_{085} \quad (8)$$

onde os coeficientes K_3 , K_4 levam em consideração o aumento na resistência do concreto e do aço, respectivamente, e o K é um coeficiente de ganho de resistência, sendo estes obtidos da seguinte forma

$$K_3 = \frac{40}{f'_{co}} \leq 1,0, \quad K_4 = \frac{f_{yt}}{500} \geq 1,0 \text{ e } K = \frac{K_1 \cdot f_{le}}{f'_{co}} \quad (9)$$

$$\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{[s \cdot (b_{cx} + b_{cy})]} \quad (10)$$

onde n e m são o número de ramos nas direções x e y , respectivamente.

As deformações do concreto não confinado para a máxima tensão, ε_{01} , e para 85% deste valor, ε_{085} , no trecho descendente, na ausência de resultados experimentais, podem ser tomados conforme a Eq. (11)

$$\varepsilon_{01} = 0,0028 - 0,0008 \cdot K_3 \text{ e } \varepsilon_{085} = \varepsilon_{01} + 0,0018 \cdot K_3^2 \quad (11)$$

O trecho ascendente da curva é descrito pelas Eqs. (12) e (13)

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_l} \right)^r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_l} \right)^r} \quad (12)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_l} \text{ e } E_c = 3200 \cdot \sqrt{f'_{cc}} + 6900 \quad (13)$$

Modelo de Lam & Teng [4]

Este modelo de cálculo se aplica a pilares de concreto de seção transversal circular, encamisados com PRF. Segundo os autores a curva tensão-deformação pode ser obtida pelas Eqs. (14) a (17)

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4 \cdot f_o} \cdot \varepsilon_c^2 \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \quad (14)$$

$$\sigma_c = f_o + E_2 \cdot \varepsilon_c \quad \text{para } \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (15)$$

onde f_o é a intersecção do trecho linear do segundo trecho com o eixo da tensão. O trecho parabólico encontra o trecho linear com uma transição suave na deformação ε_t , dada por:

$$\varepsilon_t = \frac{2f_o}{(E_c - E_2)} \quad (16)$$

sendo E_2 a inclinação do segundo trecho, calculada com a seguinte equação:

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f_0}{\varepsilon_{cu}} \quad (17)$$

com f'_{cc} sendo a resistência do concreto confinado.

Este modelo permite a utilização de valores experimentais ou sugeridos por normas para o módulo de elasticidade do concreto não-confinado. Os três parâmetros que ainda precisam ser definidos são a deformação axial última, ε_{cu} , a resistência do concreto confinado, f'_{cc} , e a intersecção do prolongamento do trecho linear com o eixo da tensão, f_0 . Tais parâmetros são determinados com as seguintes equações:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{co}} = 1,75 + 12 \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f'_{co}} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{h,rupt}}{\varepsilon_{co}} \right)^{0,45} \quad (18)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 2,0 \cdot \frac{f_{l,a}}{f'_{co}} \quad (19)$$

$$f_0 = f'_{co} \quad (20)$$

Nestas equações existem alguns termos que não são comumente utilizados em outros modelos de cálculo. Tais termos são o $f_{l,a}$, que é a pressão lateral atual, e o $\varepsilon_{h,rupt}$, que é a deformação de ruptura da camisa de PRF. Estes termos foram introduzidos neste modelo de cálculo basicamente para considerar a diferença no comportamento do PRF em ensaios de tração direta e na camisa de reforço. Vários autores têm demonstrado que existe uma diferença considerável entre as deformações de ruptura e resistências do PRF nestas duas condições (Sudano [5]). Sendo assim, caso os valores obtidos em ensaios de tração direta sejam utilizados nos modelos de cálculo, estes resultariam em valores superdimensionados, uma vez que a deformação de ruptura e a resistência do PRF na camisa de reforço são menores do que em ensaios de tração direta.

Para o cálculo de $f_{l,a}$, os autores sugerem a equação:

$$f_{l,a} = \frac{2 \cdot E_{prf} \cdot t \cdot \varepsilon_{h,rupt}}{d} \quad (21)$$

onde E_{prf} é o módulo de elasticidade do PRF, t é a espessura da camisa de reforço, $\varepsilon_{h,rupt}$ é a deformação de ruptura da camisa e d é o diâmetro do corpo-de-prova cilíndrico

Para o caso específico do encamisamento com polímero reforçado com fibra de carbono, os autores encontraram uma relação entre a deformação de ruptura na camisa de reforço e no ensaio de tração direta igual a 0,586. Sendo assim, a Eq. (18) passa a ser escrita na seguinte forma:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{co}} = 1,75 + 5,53 \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f'_{co}} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{fip}}{\varepsilon_{co}} \right)^{0,45} \quad (22)$$

portanto, com esta nova equação é necessário apenas o valor de ε_{fip} , determinado em ensaios de tração direta, para o cálculo do ε_{cu} . Para outros tipos de fibras, os autores sugerem que sejam feitos ensaios em corpos-de-prova cilíndricos encamisados com PRF para que seja determinada a relação entre a deformação de ruptura da camisa de reforço e a deformação de ruptura em ensaios de tração direta.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Os pilares originais, a serem reforçados, foram preparados com as formas circular (15 cm de diâmetro), quadrada (12,9 cm x 12,9 cm) e retangular (7,6 cm x 20,2 cm), todos com 60 cm de altura e sem armadura. A resistência do concreto utilizado foi da ordem de 20 MPa.

Consideração da armadura pré-existente no reforço de pilares de concreto armado com polímero reforçado com fibras

Na etapa seguinte, instalou-se, em todos os pilares, a armadura longitudinal, composta de 4 barras de 8 mm de diâmetro, juntamente com a armadura transversal de fios de 5 mm de diâmetro, espaçados de 50 mm. Esta última foi constituída por uma espiral, no caso de seção transversal circular, e estribos, no caso de seções quadradas e retangulares. Uma camisa de concreto, com 25 mm de espessura, foi moldada de modo a envolver o pilar original e a armadura de reforço. Embora de pequena espessura, a camisa representa, em média, um aumento de 90 % na área da seção transversal dos pilares originais. O concreto aplicado deve ter resistência da ordem de 60 Mpa, significativamente superior à do concreto do pilar original, para evidenciar o comportamento diferenciado da camada de cobrimento. Após o reforço com concreto armado, os pilares passaram a ter as dimensões apresentadas na Fig.1.

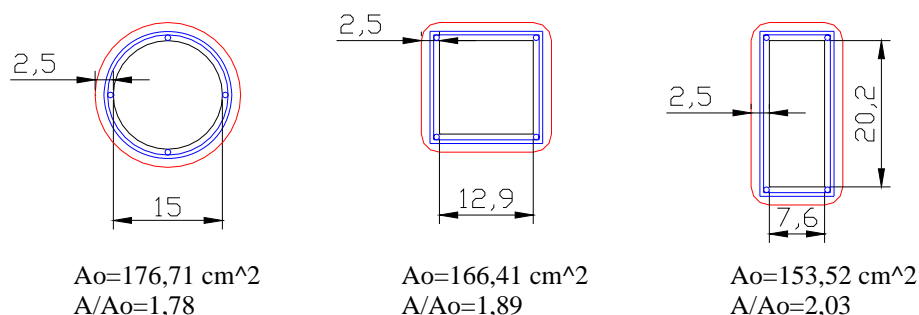


Figura 1. Seção transversal dos pilares após o encamisamento com concreto armado.

Para analisar a validade da superposição dos efeitos de confinamento da armadura transversal e da camisa de PRF, também foram ensaiados pilares com as mesmas características, ainda mais reforçados com uma camisa de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC). Para isso, os cantos das seções transversais quadrada e retangular foram arredondados com raio de 25 mm, resultando em relações r/b iguais a 0,14 e 0,10, respectivamente, relações estas já utilizadas com sucesso por Sudano [5].

A instrumentação para medição de deslocamentos e deformações foi composta por 4 transdutores de deslocamento localizados à meia-altura dos pilares, um em cada face, extensômetros elétricos de resistência distribuídos ao longo do perímetro dos pilares e das armaduras transversais, também à meia-altura, além dos dados relativos à força e ao deslocamento do pistão do atuador hidráulico. Os ensaios foram realizados num equipamento servo-hidráulico com controle de deslocamento configurado em 0,005 mm/seg.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na apresentação dos resultados, utiliza-se a seguinte nomenclatura: Xmn , onde X pode ser C , Q ou R , para seção transversal circular, quadrada ou retangular, respectivamente; m pode ser 0 ou 1 para os pilares originais encamisados apenas com concreto armado ou com concreto armado e uma camada de PRFC, respectivamente; n pode ser 1 ou 2, que é o exemplar, já que foram ensaiados 2 exemplares para cada configuração. Para os pilares originais utiliza-se apenas $PO-Xn$, sendo o PO significando pilar original e o X e n com os mesmos significados anteriores. A seguir apresenta-se separadamente os resultados dos pilares ensaiados de acordo com a forma da seção transversal.

• Pilares de seção transversal circular

O Quadro 1 apresenta a resistência e a correspondente deformação, observadas experimentalmente e calculadas analiticamente, no caso de pilares de seção transversal circular. Para o cálculo analítico, foram utilizados os modelos de confinamento apresentados, conforme a configuração de cada pilar, levando em conta a colaboração do cobrimento de concreto e da armadura longitudinal. As correspondentes curvas tensão-deformação são apresentadas na Fig.2.

Quadro 1. Resistência e deformação dos pilares da série C mn.

Pilar	Resistência (MPa)		Deformações	
	Experimental	Analítica	Experimental	Analítica
PO-C1		17.69		0.002680
PO-C2		17.54		0.002670
C 01	38.24		0.00248	
C 02	38.19	41,54	0.00285	0.00179
C 11	47.98		0.00651	
C 12	51.00	51.74	0.01040	0.00611

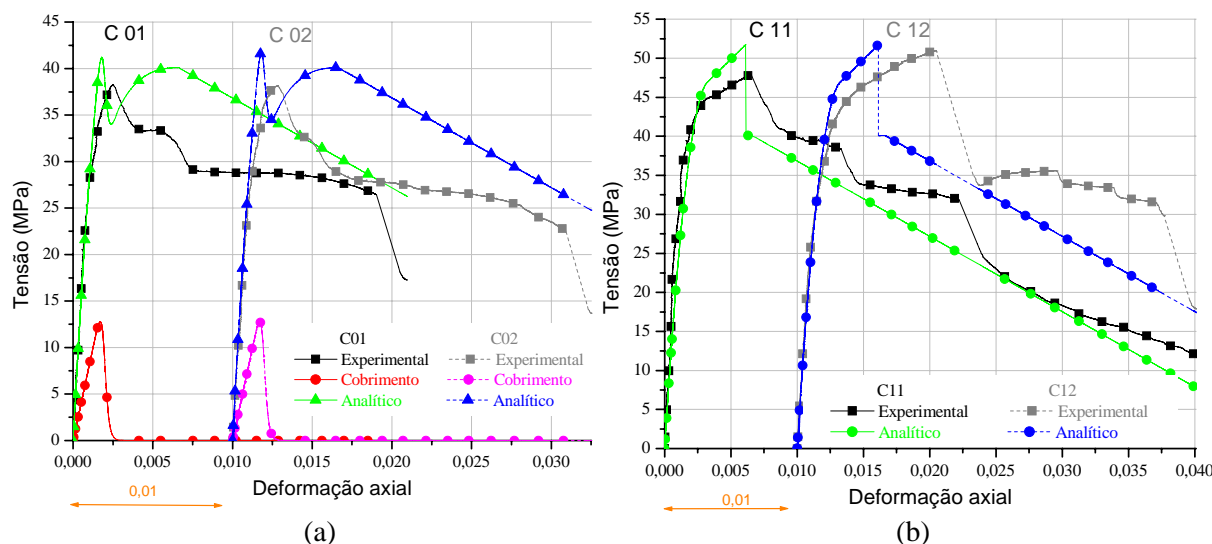


Figura 2. Diagramas dos pilares C01 e C02, (a) e dos pilares C11 e C12 (b).

Pode-se observar no Quadro 1 e na Fig.2-a que a resistência dos pilares C01 e C02, determinada analiticamente, é superior à obtida nos ensaios, e que suas correspondentes deformações são menores que as experimentais. A explicação que se dá para este fato é que a simples somatória das resistências do núcleo confinado, da armadura longitudinal e do cobrimento não é válida, posto que nos pilares de concreto de alta resistência é comum a ocorrência do efeito do *cover spalling*, que é a perda repentina do cobrimento de concreto. Neste caso, a somatória simples das componentes da resistência do pilar, as quais foram calculadas considerando-se a colaboração plena do cobrimento, não correspondem à realidade. Endende-se também que os trechos descendentes das curvas, tanto analítica como experimental, não coincidem em função do *cover spalling*, que causou a perda do cobrimento. Como consequência, ocorreu a instabilidade da armadura longitudinal, caracterizada pela sua flambagem localizada entre dois estribos consecutivos, à meia-altura, e, portanto, a sua colaboração deixou de ser plena na capacidade portante do pilar.

Para a aplicação do modelo de confinamento com PRFC, considerou-se como resistência do concreto, f_0 , a resistência analítica média dos pilares C01 e C02, que são superiores às experimentais. Portanto, seria de se esperar que a resistência analítica dos pilares confinados com PRFC também fosse superior à experimental, o que ocorreu apenas no caso do C11, pois para o C12 os resultados mostram-se praticamente iguais, (Quadro 1 e Fig.2-b). Já na análise da deformação, ocorreu o contrário, praticamente não houve diferença no caso do C11 e foi um tanto pronunciada no caso do C12. Porém, em ambos os casos os trechos descendentes dos diagramas foram parecidos. Neste caso, o *cover spalling* deixou de ter a importância que teve no caso dos pilares não-encamisados com PRFC, pois o confinamento imposto pela camisa de PRFC permitiu que o potencial resistente de cada uma das parcelas fosse preservado na resistência do conjunto. Como a armadura longitudinal não perdeu a sua contenção lateral, ela não sofreu instabilidade, conseqüentemente o trecho descendente do diagrama analítico ficou semelhante ao experimental, principalmente no caso do C11.

- **Pilares de seção transversal quadrada**

Assim como no caso anterior, o Quadro 2 apresenta a resistência e a correspondente deformação, observadas experimentalmente e calculadas analiticamente, no caso dos pilares de seção transversal quadrada. A Figura 3 mostra as correspondentes curvas tensão-deformação.

Para que fosse possível utilizar o modelo de confinamento com PRF, como no caso anterior, foram necessárias algumas adaptações, a primeira delas no cálculo da pressão lateral. Como esse modelo foi formulado para pilares de seção circular, na Eq.(21) d é o diâmetro do pilar, mas nesta avaliação considerou-se como sendo a medida do lado do pilar de seção quadrada. Ainda no cálculo do f_l , o valor de $\varepsilon_{h,rupt}$ foi obtido minorando-se a deformação de ruptura em amostras do PRFC, submetidas à tração direta, por um coeficiente igual a 0,358. Este valor foi obtido por Sudano [5], que observou a diferença entre as deformações de ruptura do PRFC em ensaios de tração direta e na camisa de reforço de pilares com as mesmas dimensões dos aqui analisados. A última adaptação necessária foi a introdução do coeficiente k_e , que corresponde à relação entre a área efetivamente confinada e a área da seção transversal do pilar, calculado conforme as indicações dadas por Campione & Miraglia [6].

Quadro 2. Resistência e deformação dos pilares da série Q mn.

Pilar	Resistência (MPa)		Deformações	
	Experimental	Analítica	Experimental	Analítica
PO-Q1	18.22		0.00279	
PO-Q2	17.52		0.0031	
Q 01	28.70	32.66	0.00385	0.00180
Q 02	28.62		0.00366	
Q 11	35.43	35.39	0.01157	0.00460
Q 12	35.36		0.01267	

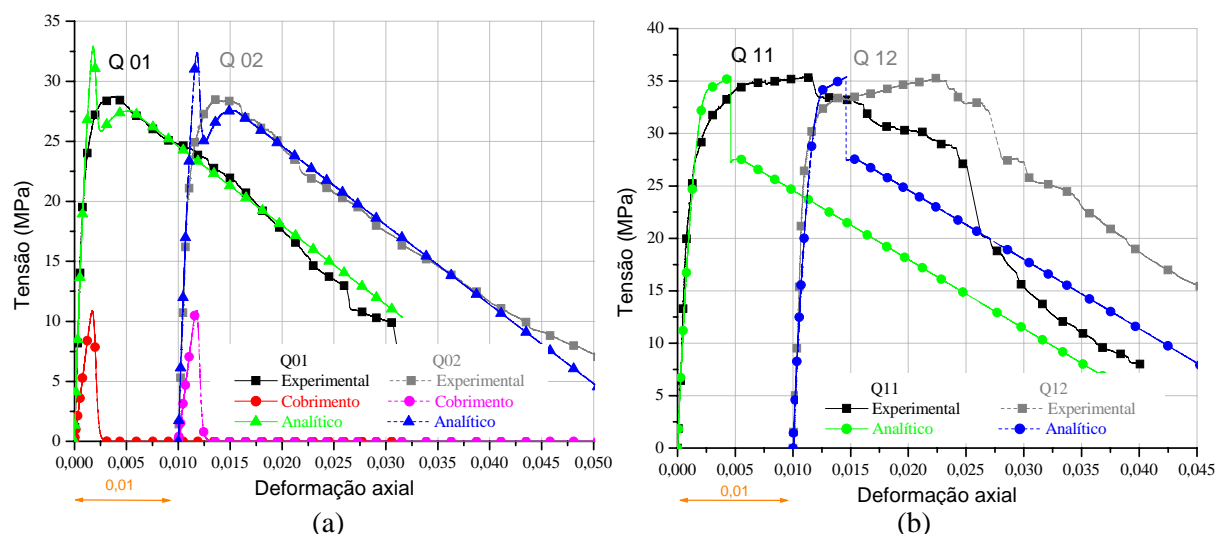


Figura 3. Diagramas dos pilares Q01 e Q02 (a), e dos pilares Q11 e Q12 (b).

Assim como no caso dos pilares circulares, os valores da resistência dos pilares Q01 e Q02 são superiores aos experimentais (Fig.3-a e Quadro 2). Analogamente, entende-se o efeito do *cover spalling*, que não admite a plena colaboração do cobrimento na capacidade portante do pilar. Chama a atenção o trecho descendente das curvas tensão-deformação destes pilares, que diferentemente do caso dos pilares circulares, mostra boa concordância da curva analítica com a experimental. Esta constatação revela a precisão satisfatória do modelo teórico utilizado para o confinamento com armadura transversa de aço, o que de certa forma já era esperado, visto que este foi formulado com base em resultados experimentais de pilares de seção quadrada.

Analisando agora os pilares Q11 e Q12, percebe-se que a carga de ruptura experimental e analítica, ao contrário de suas respectivas deformações, são bem próximas. A curva tensão-deformação analítica

(Fig.3-b) tem uma forma bi-linear, como já era esperado, já que o modelo de cálculo utilizado foi elaborado para pilares de seção circular, para os quais este comportamento é típico. Analisando o trecho descendente dessas curvas, percebe-se uma certa concordância, porém com diferenças significativas nos valores de deformação para uma mesma tensão.

• Pilares de seção transversal retangular

O procedimento utilizado para o cálculo da pressão lateral gerada pela camisa de PRFC nos pilares de seção retangular foi essencialmente o mesmo utilizado para os pilares de seção quadrada. No entanto, como a seção retangular tem duas dimensões diferentes, foram calculadas duas pressões laterais e dois coeficientes K_e e em seguida foi calculada a média ponderada, utilizando para isso as dimensões da seção transversal, seguindo o mesmo procedimento adotado para o confinamento de seções retangulares com de aço. O Quadro 3 e a Fig. 4 apresentam as resistências e deformações e as curvas tensão-deformação dos pilares de seção transversal retangular, obtidas experimental e analiticamente.

Quadro 3. Resistência e deformação dos pilares da série R mn.

Pilar	Resistência (MPa)		Deformações	
	Experimental	Analítica	Experimental	Analítica
PO-R1	19.47		0.00222	
PO-R2	19.15		0.00205	
R 01	30.26	36.79	0.00337	0.00178
R 02	30.06		0.00437	
R 11	31.49	38.87	0.00930	0.00421
R 12	32.97		0.00592	

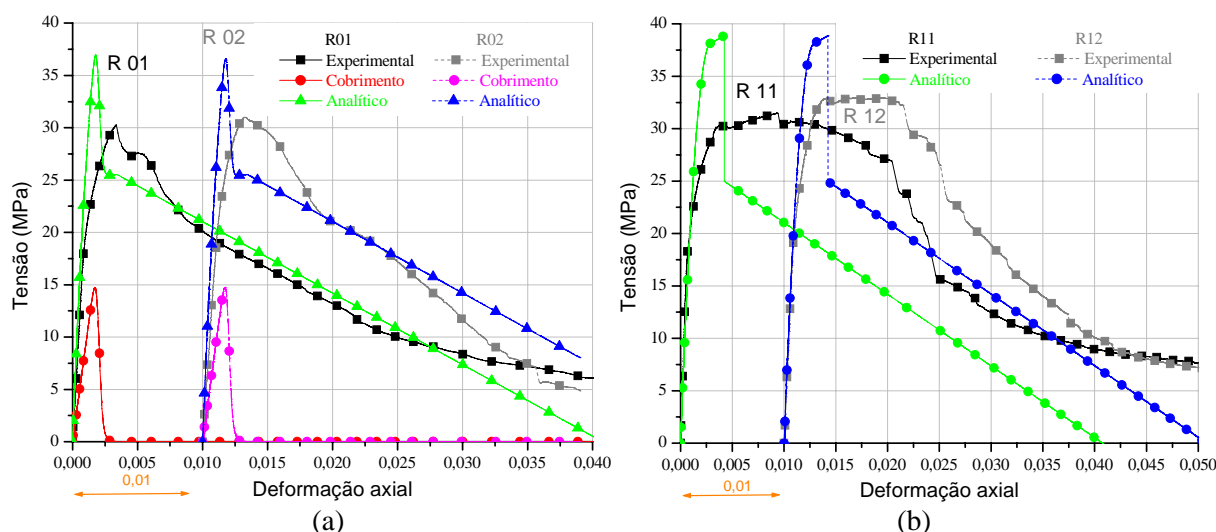


Figura 4. Diagramas dos pilares R01 e R02 (a), e dos pilares R11 e R12 (b).

Os pilares de seção transversal retangular foram os que apresentaram maior diferença entre a carga de ruptura experimental e analítica, novamente em função do *cover spalling*. Todavia, assim como no caso dos pilares de seção quadrada, o trecho descendente do diagrama tensão deformação foi semelhante ao experimental. Já a previsão da resistência dos pilares R11 e R12 realizadas com a metodologia aqui apresentada não forneceu bons resultados, diferentemente dos casos anteriores, nos quais a resistência obtida foi razoavelmente próxima à experimental. O que acontece é que nos pilares retangulares o efeito de arqueamento das pressões de confinamento é mais pronunciado e, portanto, parte do cobrimento de concreto não é efetivamente confinada pela camisa de PRFC, daí a estimativa da resistência destes pilares ser tão elevada. Quanto às deformações, assim como nos casos anteriores, a deformação correspondente à resistência foi inferior à obtida experimentalmente.

5. CONCLUSÕES

Com base nos resultados apresentados sobre a consideração da armadura transversal no reforço de pilares de concreto armado com PRFC, é possível concluir que: (a) a consideração da contribuição da camada de cobrimento de concreto na capacidade portante do núcleo confinado deve ser feita com cautela, uma vez que os resultados demonstraram que a sua colaboração é limitada pelo efeito de *cover spalling*. Assim como no caso de dimensionamento de pilares de concreto de alta resistência, parte dessa camada não se encontra suficientemente confinada e, portanto, não deve ser considerada na previsão da capacidade resistente última (b) para consideração da armadura transversal no confinamento com PRFC, com superposição dos efeitos de confinamento, gerados por cada um destes componentes conduziu a bons resultados para efeito de previsão da resistência de pilares reforçados, nos casos de seção transversal circular e quadrada, já no caso de pilares de seção retangular, tal procedimento se mostrou insatisfatório, uma vez que neste tipo de seção o efeito de arqueamento das pressões de confinamento é mais pronunciado, o que minimiza ainda mais a colaboração da camada de cobrimento na resistência final; (c) em todos os casos, a previsão da deformação última não forneceu resultados precisos, o que exige uma interpretação criteriosa dos resultados obtidos, para efeito de aplicação prática, assim com sugere a continuidade dos estudos para aperfeiçoamento dos métodos teóricos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fapesp - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo apoio financeiro e ao Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo pelo apoio dado na realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- [1] TAKEUTI. A. R. Comportamento resistente imediato e ao longo do tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 2003. Tese de Doutorado.
- [2] CUSSON. D.; PAULTRE. P. – High-strength concrete columns confined by rectangular ties. *Journal of Structural Engineering*. ASCE. v.121(3), 1994.
- [3] RAZVI. S.; SAATCIOGLU. M. – Confinement model for high-strength concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, v.125(3), 1999, p281-289. ISSN 0733-9445/99/0003-0281-0289.
- [4] LAM. L.; TENG. J. G. – Desing-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. *Construction and Building Materials*. Elsevier Science Ltda, v.17, 2003, p 471-489. Doi: 10.1016/S0950-0618(03)00045-X.
- [5] SUDANO. A. L. Influência da forma da seção transversal no confinamento de pilares de concreto armado encamisados com PRFC (polímero reforçado com fibra de carbono). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 2005. Tese de Mestrado.
- [6] CAMPIONE. G.; MIRAGLIA. N. – Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP. *Cement & Concrete Composites*. Elsevier Science Ltda. v.25, 2003, p 31-41. PII:S0958-9465(01)00048-8.