

## Dimensionamento de pilares preenchidos de seção circular submetidos à compressão simples, segundo a NBR 8800:2008 e Eurocode 4:2004: comparação com resultados experimentais

(Design of concrete-filled steel tubular columns under axial loading according to NBR 8800:2008 and Eurocode 4:2004: tests results and comparisons)

Walter Luiz Andrade de Oliveira

*Departamento de Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos  
Universidade de São Paulo - São Carlos, SP, Brasil. E-mail: wluiz@sc.usp.br*

Silvana De Nardin

*Departamento de Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos  
Universidade de São Paulo - São Carlos, SP, Brasil. E-mail: snardin@sc.usp.br*

Ana Lucia H. de C. El Debs

*Departamento de Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos  
Universidade de São Paulo - São Carlos, SP, Brasil. E-mail: analucia@sc.usp.br*

### Resumo

São apresentados os resultados experimentais de 32 pilares mistos preenchidos de seção circular, submetidos à compressão axial, para os quais foi avaliada a influência dos seguintes parâmetros: resistência à compressão do concreto, relação comprimento/diâmetro ( $L/D$ ) e espessura do tubo de aço ( $t$ ). Os valores experimentais de força máxima foram comparados com aqueles resultantes da aplicação da formulação apresentada na NBR 8800:2008 e no EN 1994-1-1:2004 (Eurocode 4 - EC4), extrapolando-se os resultados para valores de resistência do concreto não previstos por essas normas. Os perfis de aço com relação comprimento/diâmetro ( $L/D$ ) de 3, 5, 7 e 10 foram preenchidos com concretos de resistências à compressão de 30, 60, 80 e 100MPa. Os resultados da comparação entre valores de força última experimental e teórica mostraram que as normas avaliadas apresentam bons resultados. A NBR 8800 apresenta resultados conservadores ao passo que o EC4 apresenta, em média, valores de força resistente não conservadores. A correlação tende a piorar para concretos de resistência menor.

**Palavras-chave:** Pilares mistos preenchidos, seção circular, resultados experimentais, compressão axial, força normal resistente.

### Abstract

*In this paper results of tests on 32 concrete-filled steel tubular columns under axial load are reported. The test parameters were the concrete compressive strength, the column slenderness ( $L/D$ ) and the wall thickness ( $t$ ). The test results were compared with predictions from the codes NBR 8800:2008 and EN 1994-1-1:2004 (EC4). The columns were 3, 5, 7 and 10 length to diameter ratios ( $L/D$ ) and were tested with 30MPa, 60MPa, 80MPa and 100MPa concrete compressive strengths. The results of ultimate strength predicted by codes showed good agreement with experimental results. The results of NBR 8800 code were the most conservative and the EC4 showed the best results, in mean, but it was not conservative for usual concrete-filled short columns.*

**Keywords:** Concrete-filled columns, circular section, test results, axial load, axial strength.

## 1. Introdução

Os pilares mistos preenchidos, pelas suas vantagens, vêm sendo cada vez mais utilizados em aplicações estruturais em todo o mundo. Além das boas características frente às ações estáticas, em alguns países da Ásia e da Oceania, a opção por esse tipo de elemento misto deve-se também às suas boas características frente a ações dinâmicas como as advindas dos abalos sísmicos. Essa escolha é função da alta ductilidade que advém do perfil de aço e da grande capacidade de absorção de energia, ambas características fundamentais para elementos estruturais sujeitos a ações cíclicas (Johansson & Gylltoft, 2001).

Embora de utilização diversa, como em pontes sujeitas a impacto devido ao tráfego, em reservatórios e em edifícios altos, os pilares mistos preenchidos podem vir a necessitar de proteção adicional quando submetidos a elevadas temperaturas (Shanmugam & Lakshmi, 2001).

Além de vantagens estruturais, como capacidade resistente e ductilidade, a utilização dos pilares mistos preenchidos possibilita economia com fôrmas, já que o tubo de aço resiste às ações da fase construtiva até que o concreto atinja resistência adequada e possa colaborar, e possibilita a redução das dimensões finais da seção transversal, quando comparado a pilares de concreto armado, por exemplo. Por esses e outros fatores, os pilares mistos preenchidos vêm sendo estudados por diversos pesquisadores ao redor do mundo, entre eles destacam-se: O'Shea e Bridge (1995, 2000, 2002a e 2002b), De Nardin (1999), Roeder et al. (1999), Elremaily e Azizinamini (2002), Giakoumelis e Lam (2004), Zeghiche e Chaoui (2005), Gupta et al. (2006) e Yu et al. (2006).

Um dos fatores mais importantes quando são estudados pilares mistos preenchidos de seção circular é o efeito de confinamento, que surge da restrição que o tubo de aço oferece à expansão do núcleo de concreto.

## 2. Objetivos

Esse trabalho faz parte de um extenso programa experimental sobre *Estruturas Mistas*, que vem sendo desenvolvido no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, ao longo dos últimos dez anos. Dentro desse contexto, o programa experimental já contemplou aspectos como: pilares preenchidos submetidos à compressão simples (De Nardin & El Debs, 2007) e flexo-compressão, dispositivos de ligação entre vigas de aço e pilares preenchidos de seção quadrada (De Nardin & El Debs, 2004), ligações mistas e mecanismos de transferência de forças de cisalhamento entre os componentes da seção mista preenchida. Nesse trabalho, o foco é a investigação do efeito de confinamento nos pilares preenchidos de seção circular. Para isso, foram ensaiados 64 pilares mistos preenchidos de seção circular, submetidos à compressão axial, considerando as seguintes variáveis: quatro classes de resistência à compressão do concreto (30, 60, 80 e 100MPa), quatro relações comprimento/diâmetro -  $L/D$  - (3, 5, 7 e 10), duas espessuras do tubo de aço,  $t$  (3,35mm e 6,0mm), mantendo o diâmetro externo constante e dois tipos de aplicação do carregamento (na seção mista e no concreto). Nesse trabalho, serão apresentados os resultados para a aplicação do carregamento apenas na seção mista.

## 3. O efeito de confinamento

Em relação ao comportamento estrutural dos pilares mistos preenchidos, destaca-se o confinamento do núcleo de concreto. Segundo Susantha et al. (2001), Shanmugam e Lakshmi (2001), Johansson (2002) e Sakino et al. (2004), se a força axial é aplicada na seção mista, o efeito de confinamento do concreto não é mobilizado nas primeiras etapas de carregamento, pois o coeficiente de Poisson do concreto é menor que o do

aço. Portanto, para solicitações de pequena intensidade, o tubo de aço está submetido a tensões axiais de compressão e o núcleo de concreto está em expansão, não havendo, ainda, a separação entre o aço e o concreto. Contudo, quando a força aplicada na seção mista provoca tensões no concreto correspondentes à sua resistência uniaxial à compressão, o processo de microfissuração se intensifica, a expansão do concreto confinado atinge seu valor máximo e, então, o tubo de aço passa a ser solicitado intensamente, confinando o concreto. Portanto, devido ao efeito de confinamento, o valor da capacidade resistente à compressão axial do pilar preenchido é superior à soma dos valores das parcelas de resistência correspondentes ao tubo de aço ( $A_s \cdot f_y$ ) e ao núcleo de concreto ( $A_c \cdot f_c$ ). Essa diferença de capacidade resistente em relação à soma das parcelas de resistência advindas de cada um dos componentes da seção mista é atribuída às tensões geradas pelo confinamento. Quando o máximo efeito de confinamento é atingido, o núcleo de concreto encontra-se submetido a um estado triaxial de tensões e o tubo de aço, a um estado biaxial de tensões. Segundo Shams e Saadeghvaziri (1997), Schneider (1998) e Shanmugam e Lakshmi (2001), apenas os pilares com seção transversal circular apresentam acréscimo de capacidade resistente devido ao estado triaxial de tensões (Figura 1b). Esse acréscimo não é tão pronunciado nos pilares preenchidos de seção quadrada e retangular, como apresentado na Figura 1a, porque as porções planas do perfil de seção quadrada não são rígidas o suficiente para resistir à pressão lateral exercida pelo concreto em expansão. Sendo assim, apenas o concreto situado na porção mais central e nos cantos da seção quadrada encontra-se confinado.

Diversos são os fatores que podem influenciar o grau de confinamento nos pilares mistos preenchidos. A relação entre comprimento ( $L$ ) e diâmetro externo ( $D$ ) do pilar é uma característica que

influencia tanto o confinamento quanto a capacidade resistente do pilar. Segundo Vrcelj e Uy (2002), Zeghiche e Chaoui (2005) e Gupta et al. (2006), a capacidade resistente do elemento misto e o confinamento do concreto diminuem com o aumento do comprimento do pilar, ou seja, da relação  $L/D$ ; isto porque, quanto mais esbelto o pilar, menores as tensões de compressão na seção mista, podendo ser atingida a ruína por instabilidade e não por plastificação dos componentes da seção mista. Portanto, para pilares com grande relação  $L/D$ , ocorre instabilidade antes que ocorram deformações suficientes para mobilizar o efeito de confinamento. Como consequência disso, resultados experimentais mostram que pilares esbeltos não apresentam ganho de capacidade resistente devido ao efeito de confinamento (Schneider, 1998).

Os estudos sobre confinamento em pilares mistos preenchidos também mostraram que elementos preenchidos com concreto de resistência usual (CRU), por apresentarem maior capacidade de deformar-se antes da ruptura, recebem uma contribuição maior do confinamento para sua capacidade resistente que aqueles preenchidos com concreto de alta resistência (CAR). Nesse último caso, os estudos de O'Shea e Bridge (2000) mostram que a ductilização do concreto de alta resistência resulta em pequenos acréscimos de capacidade resistente.

Se a espessura do tubo de aço for mantida constante e a resistência do concreto variar, pilares preenchidos com concreto de resistência usual apresentam comportamento elasto-plástico com encruamento. Pilares preenchidos com concreto de alta resistência apresentam resistência residual no trecho pós-pico. Portanto, o comportamento pós-pico do pilar preenchido é fortemente influenciado pela ruptura do núcleo de concreto e pelo nível de confinamento; a ruptura do núcleo depende da resistência à compressão do concreto e o nível de confinamento depende da espessura do tubo de aço (Johansson, 2002a).

## 4. Análise experimental

### 4.1 Elementos ensaiados

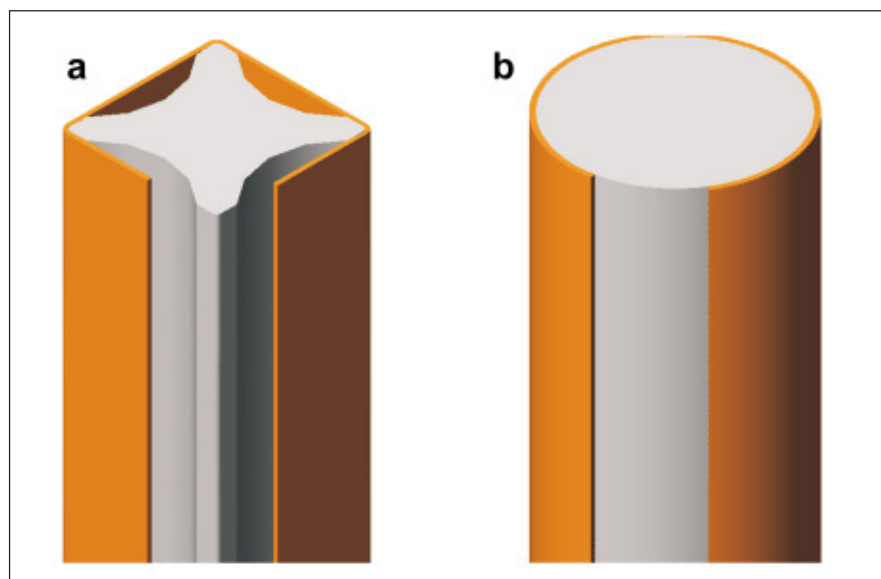
Para estudar o efeito de confinamento e o comportamento de pilares mistos preenchidos de seção circular, foram ensaiados 32 elementos com diferentes valores de resistência à compressão do concreto e de esbeltez. Tubos de aço com 114,3 mm de diâmetro externo e espessuras de 6,0 mm (sem costura) e 3,35 mm (com costura) foram utilizados na confecção dos modelos de pilar preenchido. Para a relação  $L/D$ , foram analisados quatro valores: 3, 5, 7 e 10. Todos os elementos foram submetidos à compressão axial, sendo a força aplicada na seção mista utilizando controle de deslocamento e taxas de deformação variando entre 0,005mm/s a 0,02mm/s, dependendo do estágio de carregamento. Uma síntese das características geométricas de cada elemento ensaiado é mostrada na Tabela 1. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo. Para aplicação da força axial, foi utilizada a Máquina Universal de Ensaio Servo-Hidráulica, Marca Instron, Modelo 8506, com controle eletrônico de força ou deslocamento, que permite a realização de ensaios estáticos

com força nominal máxima de até 2500 kN (Figura 3a).

### 4.2 Caracterização dos componentes da seção mista

Concretos de classe C30, C60, C80 e C100 foram usados para o preenchimento dos pilares de seção circular. Os concretos foram produzidos com materiais comumente encontrados no mercado e com técnicas convencionais de concretagem, adensamento e cura. Algumas das propriedades mecânicas de concreto e aço foram quantificadas experimentalmente utilizando corpos-de-prova. Para o concreto, corpos-de-prova cilíndricos (10x20) cm foram ensaiados à compressão uniaxial, a fim de se determinarem a resistência à compressão ( $f_{c,cil}$ ) e o módulo de elasticidade  $E_c$  de cada classe de resistência utilizada. Os resultados médios obtidos são apresentados na Tabela 1.

A resistência ao escoamento do aço foi determinada em ensaios de tração de quatro corpos-de-prova extraídos dos tubos de aço. As dimensões dos corpos-de-prova e o procedimento de ensaio seguem as recomendações da ASTM A370:2007. As curvas *tensão vs.*



**Figura 1** - Influência da forma da seção transversal no confinamento de pilares preenchidos.

deformação obtidas na caracterização do aço dos perfis circulares são apresentadas na Figura 2. O valor médio encontrado para a resistência ao escoamento dos elementos denominados P1 (tubo com 3,35 mm de espessura - Figura 2a) foi de 287,33 MPa e deformação correspondente ao escoamento de 1,4 %, aproximadamente. Para os elementos denominados P2 (tubo com 6,0 mm de espessura - Figura 2b), o valor médio de resistência ao escoamento obtido foi de 342,95 MPa, com deformação correspondente de aproximadamente 1,6 %.

### 4.3 Instrumentação dos elementos

Medidas de deformação e deslocamento foram realizadas em todos os elementos ensaiados. Para medir os deslocamentos verticais, foram empregados 4 LVDTs (*Linear Variable Differential Transducers*), posicionados no contorno do pilar com o auxílio de um colar de aço (Figura 3b). O comprimento de leitura ou base de leitura desses transdutores foi de 2/3 do comprimento do pilar. Os resultados de deslocamento medidos foram convertidos em deformação longitudinal do elemento a partir da média das leituras dos 4 transdutores. A deformação nos componentes da seção preenchida foi medida por extensômetros elétricos posicionados longitudinalmente na face externa do tubo de aço e colados em uma barra de aço posicionada no interior do núcleo de concreto. Assim, em cada elemento, foram empregados 2 extensômetros no tubo de aço 2 em uma barra de aço no interior do tubo (Figura 3c), ambos medindo deformação longitudinal nos materiais aço e concreto.

### 4.4 Esquema e procedimento de ensaio

Nos ensaios dos pilares, foi utilizado controle de deslocamento do atuador. Foi aplicada uma taxa média de deslocamento de 0,01 mm/s até ser atingida uma força equivalente a 70 % da força máxima prevista (segundo cálculos usando o EC4). A partir daí, a taxa de

**Tabela 1** - Características geométricas dos elementos ensaiados e variáveis investigadas.

Elemento	L (mm)	L/D	t (mm)	$f_{c,cil}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
P1-30-3D-E	342,9	3	3,35	32,68	16,13
P1-30-5D-E	571,5	5		32,68	16,13
P1-30-7D-E	800,1	7		32,68	16,13
P1-30-10D-E	1143	10		32,68	16,13
P1-60-3D-E	342,9	3		58,68	23,33
P1-60-5D-E	571,5	5		58,68	23,33
P1-60-7D-E	800,1	7		58,68	23,33
P1-60-10D-E	1143	10		58,68	23,33
P1-80-3D-E	342,9	3		88,78	26,27
P1-80-5D-E	571,5	5		88,78	26,27
P1-80-7D-E	800,1	7		88,78	26,27
P1-80-10D-E	1143	10		88,78	26,27
P1-100-3D-E	342,9	3		105,45	29,60
P1-100-5D-E	571,5	5		105,45	29,60
P1-100-7D-E	800,1	7	105,45	29,60	
P1-100-10D-E	1143	10	105,45	29,60	
P2-30-3D-E	342,9	3	6,00	32,68	16,13
P2-30-5D-E	571,5	5		32,68	16,13
P2-30-7D-E	800,1	7		32,68	16,13
P2-30-10D-E	1143	10		32,68	16,13
P2-60-3D-E	342,9	3		58,68	23,33
P2-60-5D-E	571,5	5		58,68	23,33
P2-60-7D-E	800,1	7		58,68	23,33
P2-60-10D-E	1143	10		58,68	23,33
P2-80-3D-E	342,9	3		88,78	26,27
P2-80-5D-E	571,5	5		88,78	26,27
P2-80-7D-E	800,1	7		88,78	26,27
P2-80-10D-E	1143	10		88,78	26,27
P2-100-3D-E	342,9	3		105,45	29,60
P2-100-5D-E	571,5	5		105,45	29,60
P2-100-7D-E	800,1	7	105,45	29,60	
P2-100-10D-E	1143	10	105,45	29,60	



deslocamento foi reduzida para 0,005 mm/s até o pilar atingir 90 % da força de pico no trecho descendente. Posteriormente, a velocidade foi novamente aumentada para 0,01 mm/s ou 0,02 mm/s e o tempo total de ensaio de cada elemento variou entre 20 e 30 min.

### 4.5 Resultados

De forma geral, o modo de ruína dos elementos cujo tubo de aço tem 3,35mm de espessura depende da relação L/D. Sendo assim, pilares com L/D = 3 apresentaram ruína caracterizada por esmagamento do núcleo de concreto e poste-

rior flambagem local do tubo de aço, após ser atingida a resistência ao escoamento do aço, ocasionada pelo esmagamento do concreto. Para esses elementos cuja ruína se deu por esgotamento da capacidade resistente da seção mista, houve aumento significativo das dimensões da

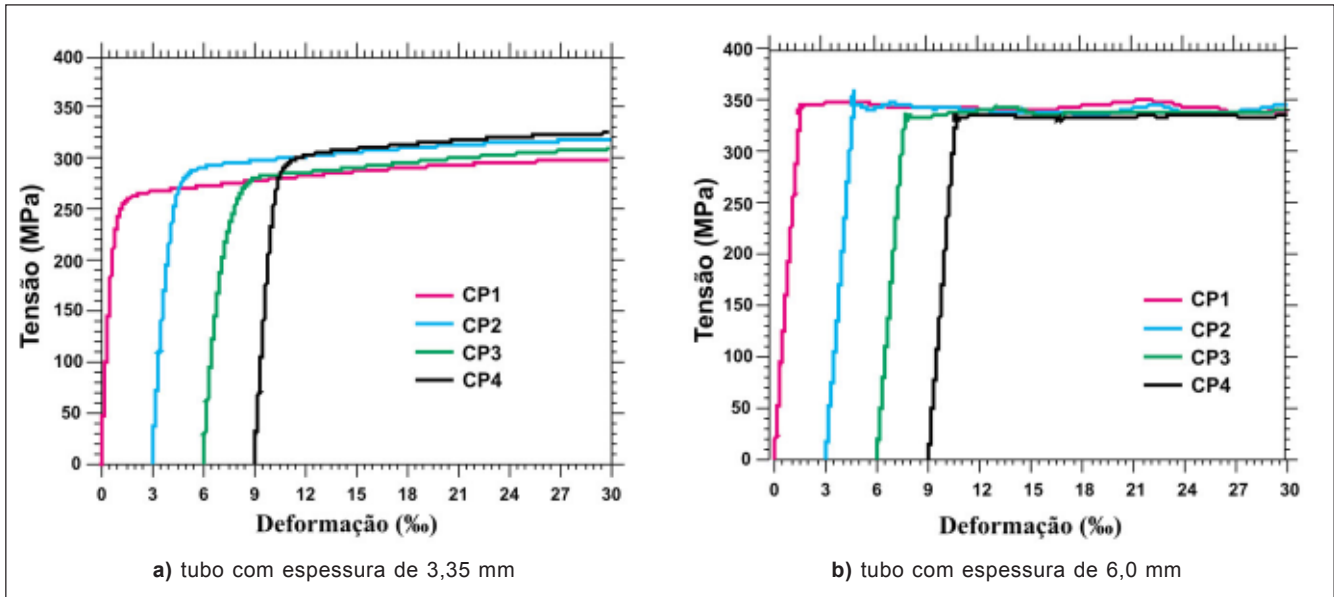


Figura 2 - Resultados dos ensaios de caracterização do aço à tração.

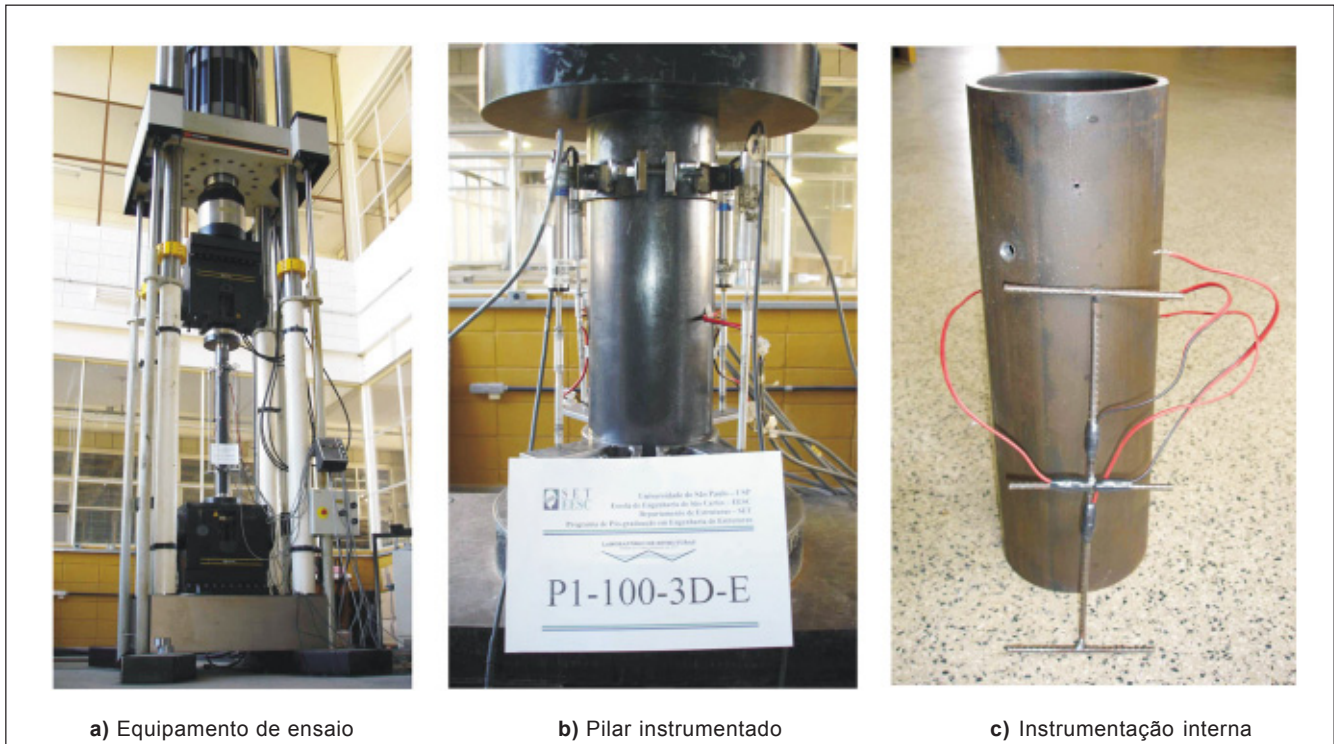


Figura 3 - Esquema de ensaio e instrumentação dos elementos.

seção transversal do pilar sem perda brusca da capacidade resistente, isto porque as paredes do tubo restringiram a desagregação do concreto esmagado. Pilares com  $L/D = 5$  apresentaram ruína por cisalhamento do concreto, com deformação longitudinal de aproximadamente 4 ‰ (Figura 4a). Esse modo de ruína foi observado para todas as classes de resistência do concreto. Em contrapartida, para os pilares com  $L/D = 7$ , esse fenômeno ocorreu apenas para os elementos preenchidos com concreto de alta resistência (80MPa e 100MPa). Nesses casos, o trecho pós-pico do diagrama força vs. deformação apresentou perda significativa de capacidade resistente depois de atingida a força de pico. Nos pilares com relação  $L/D = 7$ , preenchidos com concretos C30 e C60, e nos pilares com  $L/D = 10$ , independente da classe de resistência do concreto, o modo de falha se caracterizou pela instabilidade global (Figura 4b), predominando a flambagem global em relação à plastificação dos componentes.

Em relação aos elementos com espessura de 6,0mm e relação  $L/D = 3$ , a maior espessura do tubo de aço impediu a ocorrência de flambagem local até ser atingida a força de pico. Após o escoamento do aço, os elementos preenchidos com concretos de 30MPa e 60MPa apresentaram ganho de resistência devido ao confinamento promovido pelo tubo de aço. O mesmo não ocorreu para elementos preenchidos com concretos de 80MPa e 100MPa, para os quais houve perda de capacidade resistente após o escoamento do aço. Comparando as Figuras 4a e 5a, nas quais a única diferença é a espessura do tubo de aço, é possível constatar a eficiência do tubo com maior espessura (6,0mm) em restringir a deformação radial do concreto.

Nos elementos com  $L/D = 5, 7$  e  $10$ , a instabilidade governa a capacidade resistente (Figura 5b), confirmando o comportamento já observado por Schneider (1998). Nesse trabalho, apenas o elemento preenchido com concreto de 30MPa apresentou elevada capacidade de deformação depois de atingida a força de pico.

Na Figura 6a, são apresentadas duas superfícies que permitem visualizar como a capacidade resistente do pilar preenchido é mais influenciada pela resistência à compressão do concreto do que pela relação  $L/D$ . Essas superfícies apresentam correlações ( $r^2$ ) de 90 % em relação aos dados experimentais. O detalhe da Figura 6b mostra o ganho de capacidade resistente devido à utilização de um tubo de aço com espessura de 6,0mm, quando comparado aos resultados de tubos com 3,35mm de espessura.

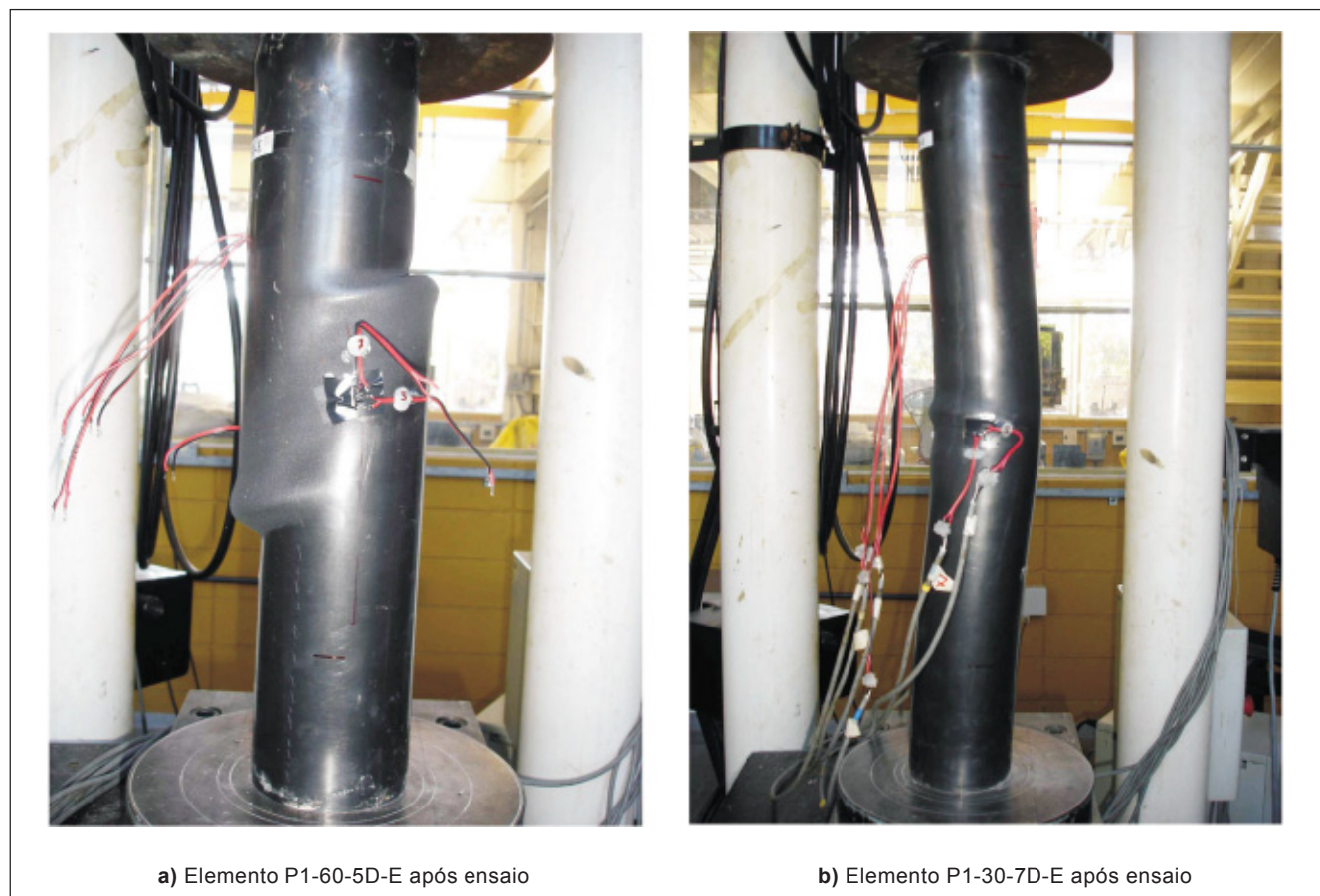


Figura 4 - Elementos com tubo de 3,35 mm de espessura.



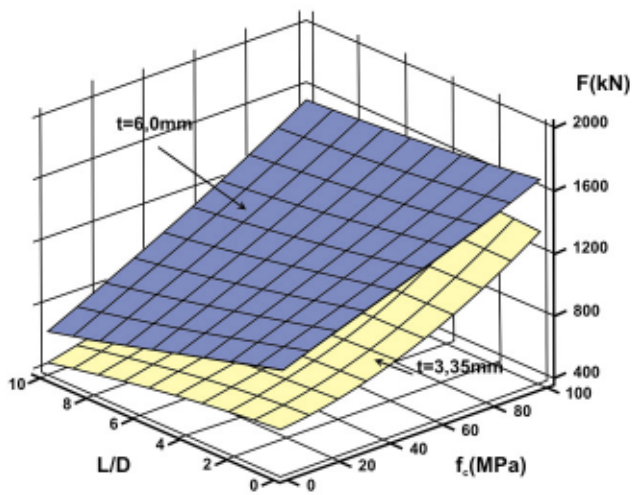


a) Elemento P2-60-5D-E após ensaio

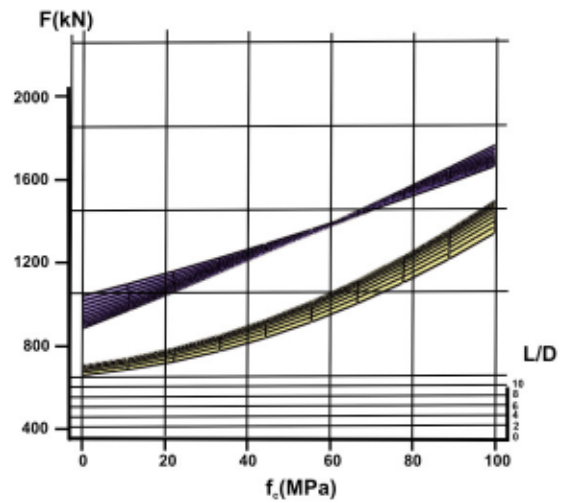


b) Elemento P2-30-7D-E após ensaio

Figura 5 - Pilares com tubo de 6,0mm de espessura.



a) Capacidade resistente em função da resistência do concreto e da relação L/D



b) Influência da espessura do tubo de aço

Figura 6 - Força última em função da resistência do concreto e da relação L/D.

## 5. Análise comparativa da capacidade resistente à compressão simples: NBR 8800:2008 e EUROCODE 4:2004 (EC4)

### 5.1 Síntese da formulação

A norma de estruturas de aço e mistas, NBR 8800:2008 (que será tratada neste trabalho como NBR), e o Eurocode 4:2004 (EC-4) apresentam diferentes expressões para calcular a capacidade resistente de pilares mistos preenchidos submetidos à compressão axial, mas ambas estão fundamentadas na soma da contribuição da resistência de cada um dos componentes da seção mista, ou seja, do tubo de aço e do núcleo de concreto, utilizando o conceito de plastificação dos materiais. Ambas as normas consideram o efeito de confinamento proporcionado pela seção de aço no caso do pilar preenchido, mas apenas o EC-4 apresenta uma formulação detalhada para estimar a contribuição de tal efeito.

No procedimento apresentado pelo EC-4, a redução da resistência do concreto pelo coeficiente 0,85 pode ser omitida para os pilares mistos preenchidos, já que a concretagem e o ensaio dos pilares ocorreram em um curto espaço de tempo (por volta de 28 dias) e os efeitos de retração e fluência não são expressivos e, além disso, trata-se de ensaios de curta duração. O efeito de confinamento é considerado quando a esbelteza relativa  $\bar{\lambda}$  é menor que 0,5 e a excentricidade da força aplicada não ultrapassa 10 % do diâmetro externo do tubo de aço. Nos casos em que o pilar misto preenchido de seção circular satisfaz a tais limitações de índice de esbelteza e excentricidade do carregamento, a capacidade resistente é calculada pela Eq. 1.

$$N_{Rd,p\ell} = \eta_a \cdot \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_a} + \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} \cdot \left[ 1 + \eta_c \cdot \left( \frac{t}{D} \right) \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right] \quad \text{Eq. 1}$$

Na Eq. 1, os valores de  $\eta_c$  (fator que amplia a resistência do concreto quando confinado) e  $\eta_a$  (fator de redução da resistência do aço) são calculados pelas Eq. 2 e Eq. 3, respectivamente, considerando que não há excentricidade na aplicação do carregamento, ou seja, trata-se de compressão simples.

$$\eta_c = 4,9 - 18,5 \cdot \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad \text{Eq. 2}$$

$$\eta_a = 0,25 \cdot (3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) \leq 1 \quad \text{Eq. 3}$$

A esbelteza relativa  $\bar{\lambda}$  é determinada pela Eq. 4; se  $\bar{\lambda}$  for superior a 0,5, devem ser adotados  $\eta_1=0$  e  $\eta_2=1$ , para levar em conta o efeito da esbelteza e desconsiderar o ganho de resistência devido ao confinamento, quando os pilares são esbeltos.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{R,p\ell}}{N_e}} \quad \text{Eq. 4}$$

$N_{R,p\ell}$  é o valor característico da capacidade resistente da seção preenchida à plastificação, ou seja, é o valor de  $N_{Rd,p1}$  apresentado na Eq. 1, usando valores característicos para a resistência dos materiais em substituição aos valores de cálculo e  $N_e$  é a força normal de flambagem elástica, dada pela Eq. 5.

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(KL)^2} \quad \text{Eq. 5}$$

na qual,  $KL$  é o comprimento de flambagem do pilar. Na realização dos ensaios, o valor do comprimento  $KL$  foi determinado experimentalmente, resultando em  $K=0,8$ . A rigidez efetiva à flexão da seção mista  $(EI)_e$  é calculada pela Eq. 6, na qual  $I_a$  é o momento de inércia da seção transversal do tubo de aço e  $I_c$  é o momento de inércia da seção transversal do concreto; o coeficiente  $K_e$  é tomado igual a 0,6.

$$(EI)_e = E_a \cdot I_a + K_e \cdot E_c \cdot I_c \quad \text{Eq. 6}$$

Para levar em conta a possibilidade de instabilidade global, o EC-4 reduz o valor de  $N_{Rd,p1}$ , multiplicando-o por  $\chi \leq 1$ , sendo  $\chi$  calculado conforme a Eq. 7.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{Eq. 7}$$

na qual,  $\Phi$  é calculado com a Eq. 8.

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{Eq. 8}$$

Sendo que  $\alpha$  é um coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão, que leva em conta as imperfeições iniciais. Para pilares mistos preenchidos, deve ser adotada a curva "a" de resistência, para a qual  $\alpha=0,21$ .

Para a NBR 8800:2008, a força axial resistente de cálculo, de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão, é dada pela Eq. 9. Como, nesse trabalho, não foram empregadas barras de armadura no interior dos pilares preenchidos, as parcelas correspondentes a essa contribuição foram suprimidas das expressões doravante apresentadas.

$$N_{Rd} = \chi_{NBR} \cdot N_{Rd,p1} \quad \text{Eq. 9}$$

O fator de redução associado à resistência à compressão,  $\chi_{NBR}$ , é calculado utilizando a Eq. 10, na qual  $\lambda_0$  é o índice de esbelteza reduzida, calculado com a Eq. 11.

$$\chi_{NBR} = \begin{cases} 0,658^{\lambda_0^2}, & \text{se } \lambda_0 \leq 1,5 \\ \frac{0,877}{\lambda_0^2}, & \text{se } \lambda_0 > 1,5 \end{cases} \quad \text{Eq. 10}$$



$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{Rd,p\ell}}{N_c}} \quad \text{Eq. 11}$$

A força axial de compressão resistente característica,  $N_{Rd,p\ell}$ , é calculada empregando a Eq. 12 e tomando os coeficientes  $\gamma_a = \gamma_c = 1,0$ . A força normal de flambagem elástica  $N_c$  é dada na Eq. 13, onde  $A_c$  é a área da seção transversal do concreto;  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão;  $\gamma_c$  é o coeficiente de minoração da resistência do concreto, igual a 1,40,  $\gamma_a$  é o coeficiente de minoração da resistência do aço, igual a 1,10, e  $\alpha$  é tomado igual a 0,85 para seção retangular ou quadrada e 0,95 para seção preenchida circular.

$$N_{Rd,p\ell} = \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_a} + \alpha \cdot \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} \quad \text{Eq. 12}$$

$$N_c = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(KL)^2} \quad \text{Eq. 13}$$

Na Eq. 13,  $KL$  é o comprimento de flambagem do pilar e  $(EI)_e$  é a rigidez efetiva à flexão da seção mista, calculada a partir da Eq. 14, na qual  $I_a$  é o momento de inércia da seção transversal do tubo de aço e  $I_c$  é o momento de inércia da seção transversal do concreto.

$$(EI)_e = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_c \cdot I_c \quad \text{Eq. 14}$$

Segundo Fakury (2007), o modelo de cálculo adotado pela norma brasileira, e inspirado no ANSI/AISC 360:2005, é de fácil aplicação e fornece resultados conservadores para pilares mistos curtos e cuja capacidade resistente recebe pequena contribuição do perfil de aço.

Na Tabela 2, são apresentadas algumas limitações de aplicabilidade das normas NBR 8800:2008 e do Eurocode 4, quanto à resistência e esbeltez dos componentes da seção mista preenchida. Nesse trabalho, o limite de resistência à compressão do concreto foi extrapolado em alguns dos elementos investigados experimentalmente.

Nas Tabelas 3 e 4, são apresentados, respectivamente, os resultados da relação entre força experimental e prevista pelas normas NBR 8800:2008 e EC-4 ( $F_{exp}/F_{norma}$ ), para todos os elementos ensaiados. Vale destacar que, em todos os casos, foi utilizada a formulação existente nas normas, embora alguns elementos tenham características de resistência que extrapolam os limites de aplicabilidade especificados na Tabela 2. Os valores entre parênteses correspondem à relação entre a força última experimental e a força normativa calculada a partir da formulação apresentada anteriormente.

Considerando o dimensionamento segundo o EC-4 e desprezando a parcela de acréscimo de resistência do concreto ( $\eta_c$ ) e de penalização do aço ( $\eta_a$ ) devido ao confinamento, os valores normativos são inferiores aos experimentais, porém, mais próximos, em média, apresentando 6% e 4,5% de diferença para os pilares das séries P1 e P2, respectivamente.

Adicionalmente, os resultados das Tabelas 3 e 4 são apresentados graficamente nas Figuras 7 e 8, respectivamente para tubos com 3,35mm e 6,0mm de espessura. Os resultados normativos mostram que a capacidade resistente dos pilares curtos aumenta consideravelmente com o aumento da resistência à com-

pressão do concreto, mas a taxa de acréscimo tende a diminuir com a elevação da relação  $L/D$ . Para uma determinada relação  $L/D$ , o valor da capacidade resistente diminui com o aumento da resistência do concreto, tanto para os tubos com 3,35mm, quanto para os tubos com 6,0mm de espessura, sendo que o valor é mais aparente naqueles tubos de maior espessura.

Nota-se que o valor de  $\eta_c$ , que representa o acréscimo de resistência devido ao confinamento do concreto, diminui com o aumento da resistência à compressão do concreto e de  $L/D$ . Para pilares com  $L/D = 10$ , preenchidos com concreto de alta resistência, o valor do coeficiente  $\eta_c$  é muito pequeno, o que significa que o efeito de confinamento é inexpressivo.

De maneira geral, os valores de força última calculados segundo o EC-4 são conservadores somente quando comparados aos resultados experimentais de pilares com  $L/D = 10$ , preenchidos com concreto de alta resistência ( $f_c = 100\text{MPa}$ ). Esses resultados correspondem justamente àqueles pilares que se encontram fora dos limites de aplicabilidade da referida norma.

Considerando a NBR 8800:2008, os resultados normativos de força axial resistente apresentam boa correlação com os valores experimentais. A maior diferença encontrada corresponde ao elemento P1-30-50-E, cujo resultado normativo foi 21% inferior ao valor experimental. Já, segundo o EC-4, a maior diferença foi registrada para o elemento P2-30-3D-E, cujo valor normativo de força axial resistente superou em 17,4% o valor experimental.

**Tabela 2** - Limitações de resistência e esbeltez local impostos pelas NBR 8800 e EC-4.

Norma	$f_{ck}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	t	Esbeltez
NBR 8800:2008	$20 \leq f_{ck} \leq 50$	$250 \leq f_y \leq 450$	$t \geq \frac{D \cdot f_y}{0,15 \cdot E_a}$	$\lambda_0 \leq 2$
Eurocode 4:2004	$20 \leq f_{ck} \leq 60$	$235 \leq f_y \leq 460$	$t \geq \frac{D \cdot f_y}{90 \cdot 235\text{MPa}}$	$\bar{\lambda} \leq 2$

Como esperado, os valores de força resistente axial, segundo a NBR 8800:2008, são os mais conservadores, sendo, em média, 10,7% e 8,1% inferiores aos experimentais, considerando tubos 3,35mm e 6,0mm de espessura, respectivamente. Além disso, a partir dos resultados da NBR 8800:2008, verifica-se que todos os pilares com tubo de 3,35mm de espessura apresentam valores de força resistente inferiores aos obtidos experimentalmente, com exceção do elemento P2-30-10-E, que apresentou valor de força resistente superior ao experimental.

Por fim, de maneira geral, o EC-4 superestima a capacidade resistente dos pilares. Contudo vale destacar que tal afirmação é fruto das análises feitas aqui e que abrangem um leque reduzido de elementos com características bem específicas.

## 6. Conclusões

Esse trabalho apresentou os resultados experimentais de 32 pilares mistos preenchidos submetidos à compressão simples. Os resultados mostraram que, para pilares curtos preenchidos com concreto de alta resistência, a força de pico é atingida com menor deformação longitudinal que a registrada nos demais casos. Já para os pilares curtos preenchidos com concretos de resistência mais baixa, entre 30MPa e 60MPa, a força de pico é atingida apenas para grandes deformações axiais. Em todos os elementos com relação  $L/D = 10$ , a ruína foi caracterizada por instabilidade global, predominando a flambagem em relação à plastificação.

Em relação à influência da resistência à compressão do concreto, tomando um valor constante, pilares mais curtos apresentaram ganho de capacidade resistente, que pode ser atribuído ao efeito de confinamento; isto ocorreu até a ruptura do núcleo de concreto. Já os pilares mais esbeltos apresentaram menor deformação longitudinal devido à ocor-

**Tabela 3** - Valores de força última experimental e da sua relação com os valores normativos: tubos com 3,35mm de espessura.

Elemento	$F_{exp}$ (kN)	$F_{exp}/F_{NBR}$	$F_{exp}/F_{EC4}$	$\eta_c$	$\eta_a$	$F_{exp}/F_{EC4}^*$
P1-30-3D-E	737	1,198	0,906	3,139	0,803	1,165
P1-30-5D-E	739,5	1,210	0,981	2,175	0,838	1,169
P1-30-7D-E	631,5	1,045	0,902	1,378	0,873	1,005
P1-30-10D-E	599,3	1,014	0,945	0,499	0,926	0,976
P1-60-3D-E	952,0	1,136	0,919	2,929	0,810	1,095
P1-60-5D-E	902,9	1,087	0,93	1,886	0,850	1,039
P1-60-7D-E	868,5	1,060	0,956	1,059	0,890	1,014
P1-60-10D-E	809,2	1,016	0,965	0,225	0,949	0,971
P1-80-3D-E	1136,2	1,037	0,877	2,705	0,818	0,994
P1-80-5D-E	1180,7	1,090	0,965	1,588	0,863	1,036
P1-80-7D-E	1198,3	1,125	1,04	0,749	0,908	1,072
P1-80-10D-E	1111,6	1,081	1,032	0,012	0,976	1,028
P1-100-3D-E	1453,1	1,174	1,008	2,612	0,821	1,123
P1-100-5D-E	1407,1	1,151	1,032	1,468	0,869	1,093
P1-100-7D-E	1375,8	1,146	1,068	0,631	0,916	1,091
P1-100-10D-E	1319,9	1,143	1,091	0,000	0,987	1,085
Média		<b>1,107</b>	<b>0,976</b>			<b>1,060</b>
Desvio-padrão		<b>0,062</b>	<b>0,063</b>			<b>0,062</b>
Cov		<b>5,64%</b>	<b>6,50%</b>			<b>5,83%</b>

\* Cálculos usando o EC4 e adotando  $\eta_c = 0$  e  $\eta_a = 1$ , ou seja, desprezando o efeito de confinamento.

rência da instabilidade global antes de o concreto atingir sua resistência à compressão axial, diminuindo, assim, a deformação radial do núcleo de concreto e impedindo a mobilização do efeito de confinamento.

A análise comparativa entre os valores de força resistente segundo as normas NBR 8800:2008 e EC-4 e a força de pico experimental mostrou resultados satisfatórios, principalmente para os pilares com relações  $L/D$  maiores. De maneira geral, na comparação entre os resultados da NBR 8800:2008 e os valores experimentais, aqueles da NBR 8800 mostraram-se mais conservadores e inferiores aos experimentais.

Apesar de ter apresentado diferenças menores em relação aos experimentais, os resultados do EC-4, admitindo a contribuição do confinamento do concreto para todos os elementos ensaiados, foram menos conservadores para os pilares com tubo de 6,0mm. Naturalmente, é preciso recordar que apenas 16 elementos ensaiados apresentavam características adequadas à utilização. Para aqueles que não atendiam os limites de aplicabilidade, os valores normativos foram superiores aos experimentais.

## 7. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) e à FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo) pelo apoio financeiro dado ao desenvolvimento desse trabalho.

## 8. Referências bibliográficas

- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. *ANSI/AISC 360*. Specification for structural steel buildings. Chicago, Illinois. 2005.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *ASTM A370*. Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products. West Conshohocken, PA, USA. 2007.

**Tabela 4** - Valores de força última experimental e da sua relação com os valores normativos: tubos com 6,0mm de espessura.

Modelo	$F_{exp}$ (kN)	$F_{exp}/F_{NBR}$	$F_{exp}/F_{EC4}$	$\eta_c$	$\eta_a$	$F_{exp}/F_{EC4}^*$
P2-30-3D-E	1075,4	1,130	0,826	3,146	0,802	1,110
P2-30-5D-E	1016,6	1,077	0,857	2,184	0,837	1,049
P2-30-7D-E	1057,1	1,132	0,974	1,389	0,872	1,100
P2-30-10D-E	872,2	0,956	0,902	0,508	0,925	0,930
P2-60-3D-E	1329,1	1,153	0,887	3,012	0,807	1,124
P2-60-5D-E	1263,2	1,105	0,917	1,999	0,845	1,068
P2-60-7D-E	1190,0	1,055	0,939	1,182	0,883	1,019
P2-60-10D-E	1120,6	1,021	0,977	0,325	0,940	0,986
P2-80-3D-E	1496,0	1,080	0,865	2,860	0,812	1,046
P2-80-5D-E	1448,1	1,056	0,904	1,793	0,854	1,013
P2-80-7D-E	1400,6	1,037	0,946	0,960	0,895	0,997
P2-80-10D-E	1442,4	1,103	1,061	0,150	0,958	1,059
P2-100-3D-E	1683,4	1,112	0,907	2,791	0,815	1,074
P2-100-5D-E	1607,4	1,073	0,932	1,702	0,858	1,028
P2-100-7D-E	1622,5	1,101	1,014	0,865	0,901	1,057
P2-100-10D-E	1574,3	1,106	1,066	0,084	0,966	1,060
Média		<b>1,081</b>	<b>0,936</b>			<b>1,045</b>
Desvio-padrão		<b>0,049</b>	<b>0,069</b>			<b>0,049</b>
Cov		<b>4,52%</b>	<b>7,36%</b>			<b>4,72%</b>

\* Cálculos usando o EC4 e adotando  $\eta_c = 0$  e  $\eta_a = 1$ , ou seja, desprezando o efeito de confinamento.



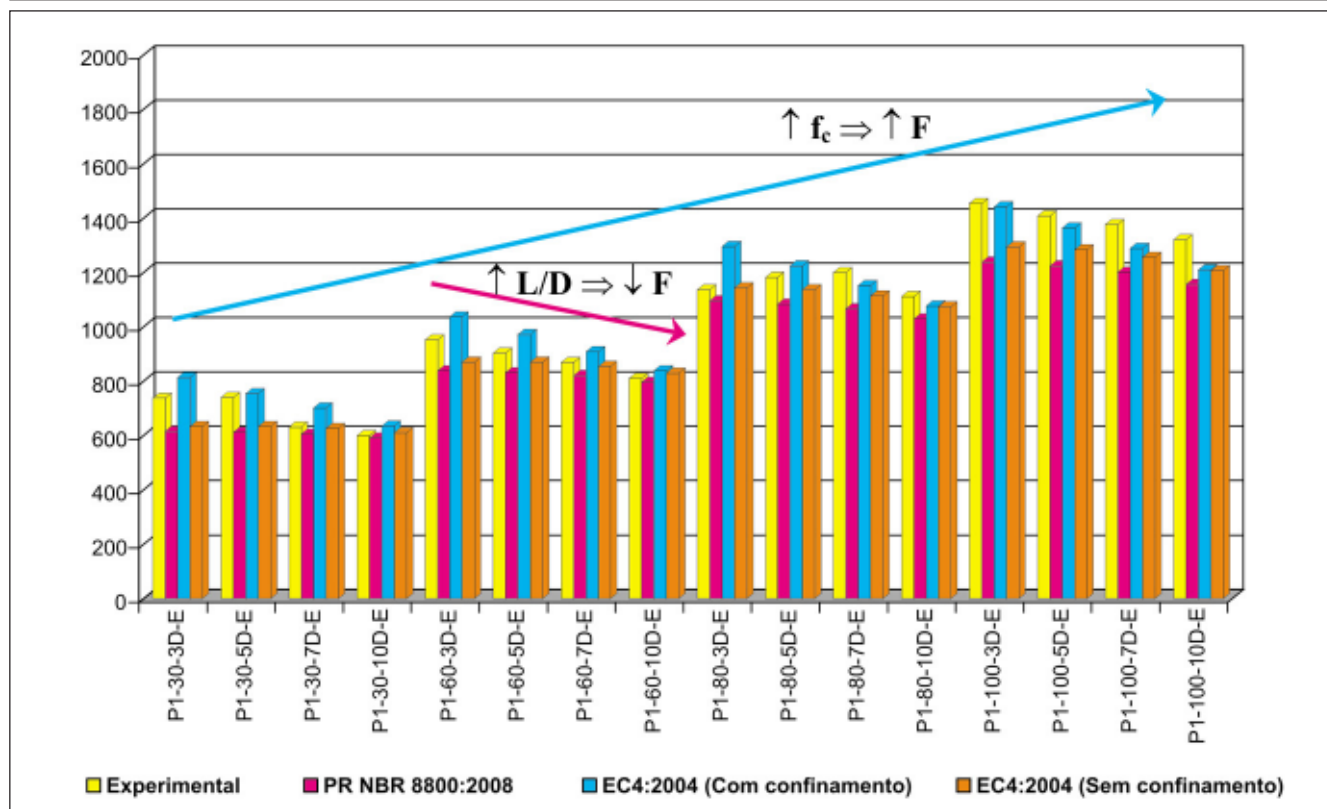


Figura 7 - Comparação de resultados experimentais e normativos: tubo de 3,35mm de espessura.

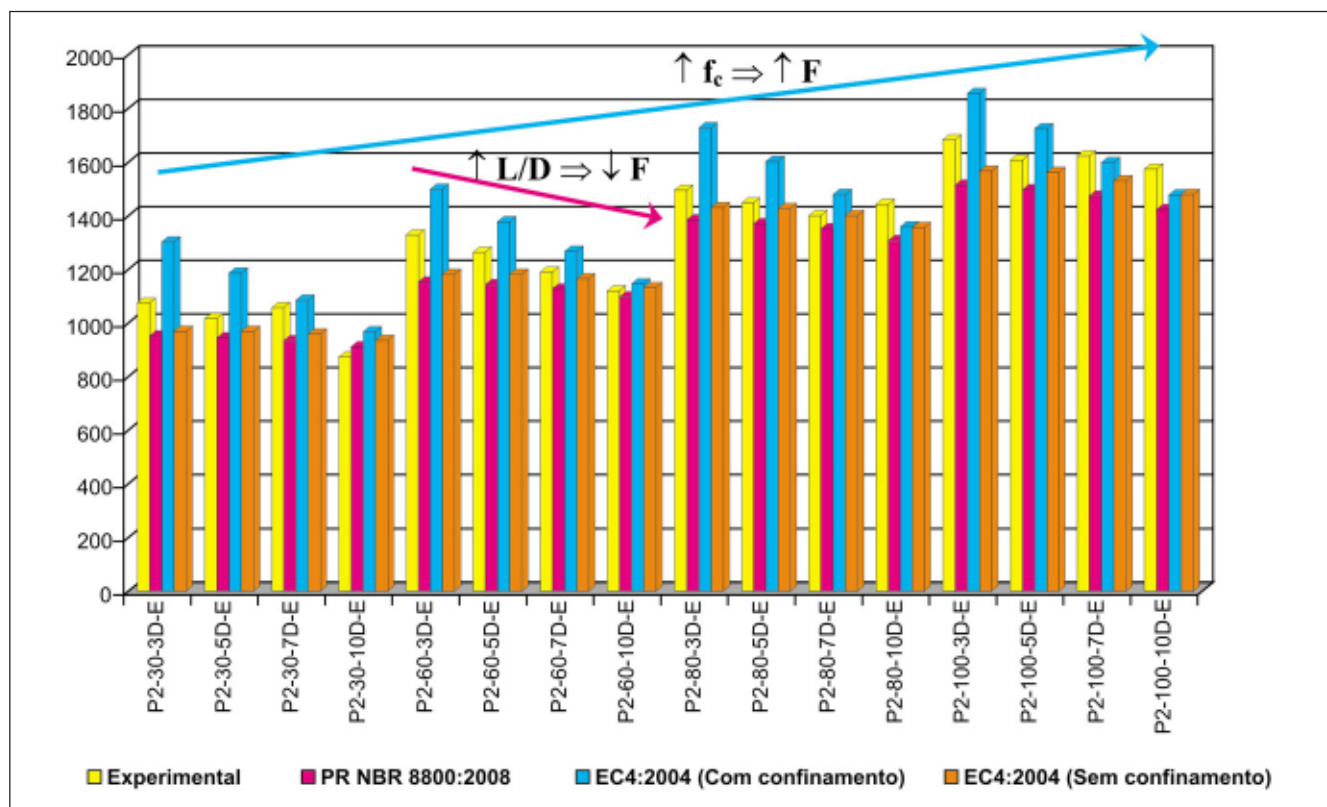


Figura 8 - Comparação de resultados experimentais e normativos: tubo de 6,0 mm de espessura.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8800:2008*. Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios: Procedimento. Rio de Janeiro, 2008.
- DE NARDIN, S. *Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999. (Dissertação de Mestrado).
- DE NARDIN, S., EL DEBS, A.L.H.C. An experimental study of connections between I-beams and concrete filled steel tubular columns. *Steel and Composite Structures*, v. 4, n. 4, p. 303-315, 2004.
- DE NARDIN, S., EL DEBS, A.L.H.C. Axial load behaviour of concrete-filled steel tubular columns. *Structures and Buildings*, v. 160, p. 13-22, 2007.
- ELREMAILY, A., AZIZINAMINI, A. Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.58, n.12, p.1567-1591. Dec. 2002.
- EN 1994-1-1:2004. Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. EUROCODE 4, European Committee for Standardization, 2004.
- FAKURY, R.H. Sobre a revisão da norma brasileira de projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto, a NBR 8800. *REM - Revista Escola de Minas*, v. 60, n. 02, p. 233-239, 2007.
- GIAKOUMELIS, G., LAM, D. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.60, n.7, p.1049-1068. July, 2004.
- GUPTA, P.K., SARDA, S.M., KUMAR, M.S. Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads. *Journal of Constructional Steel Research*, v.63, n.2, p.182-193. Feb., 2007.
- JOHANSSON, M., GYLLTOFT, K. Structural behavior of slender circular steel-concrete composite columns under various means of load application. *Steel and Composite Structures*, v.1, n.4, p. 393-410, Dec., 2001.
- JOHANSSON, M. The efficiency of passive confinement in CFT columns. *Steel and Composite Structures*, v.2, n.5, p. 379-396, Oct., 2002.
- O'SHEA, M.D., BRIDGE, R.Q. Circular thin walled concrete filled steel tubes. STRUCTURAL STEEL - Fourth Pacific Structural Steel Conference - PSSC '95. v.3 - Steel-concrete composite structures. p. 53-60. Ed. Pergamon. 1995.
- O'SHEA, M.D.; BRIDGE, R.Q. Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, v.126, n.11, p.1295-1303, nov., 2000.
- O'SHEA, M.D., BRIDGE, R.Q. Discussion of "Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes". *Journal of Structural Engineering, ASCE*, v.128, n.1, p.133-134. Jan., 2002a.
- O'SHEA, M.D., BRIDGE, R.Q. Closure to "Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes". *Journal of Structural Engineering, ASCE*, v.128, n.1, p.134-135. Jan., 2002b.
- ROEDER, C.W., CAMERON, B., BROWN, C.B. Composite action in concrete filled tubes. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, v.125, n.5, p.477-484, May, 1999.
- SAKINO, K., NAKAHARA, H., MORINO, S., NISHIYAMA, A. Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, v.130, n.2, p.180-188. Feb., 2004.
- SCHNEIDER, S.P. Axially loaded concrete-filled steel tubes. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, v.124, n.10, p.1125-1138. Oct., 1998.
- SHAMS, M., SAADEGHVAZIRI, M.A. State of the art of concrete-filled steel tubular columns. *ACI Structural Journal, ACI*, v.94, n.5, p.558-571. Sep-Oct., 1997.
- SHANMUGAM, N.E., LAKSHMI, B. State of the art report on steel-concrete composite columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.57, n.10, p.1041-1080. Oct., 2001.
- SUSANTHA, K.A.S., GE, H.B., USAMI, T. A capacity prediction procedure for concrete-filled steel columns. *Journal of Earthquake Engineering*, v.5, n.4, p. 483-520. Oct., 2001.
- VRCELJ, Z., UY, B. Strength of slender concrete-filled steel box columns incorporating local buckling. *Journal of Constructional Steel Research*, v.58, n.2, p.275-300. Feb., 2002.
- YU, Z., DING, F., CAI, C.S. Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.63, n.2, p.165-174. Feb., 2007.
- ZEGHICHE, J., CHAOU, K. An experimental behaviour of concrete-filled steel tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.61, n.1, p.53-66. Jan., 2005.

Artigo recebido em 19/10/2007 e aprovado em 21/10/2008.

**A REM tem novo endereço:  
Rua Carlos Walter Marinho Campos, 57  
Bairro: Vila Itacolomy  
35400-000 - Ouro Preto - MG**

\*\*\*\*\*

**www.rem.com.br**