

Concreto de alto desempenho aplicado em pilares sob carga excêntrica

Romel Dias Vanderlei^{1*} e José Samuel Giongo²

¹Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Av. Colombo, 5790, 87020-900, Maringá, Paraná, Brasil. ²Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil. *Autor para correspondência. E-mail: rdvanderlei@uem.br

RESUMO. Este trabalho analisa o comportamento de pilares feitos com concreto de alto desempenho, com resistência média à compressão de 80 MPa, submetidos à compressão excêntrica. Os pilares apresentam seção transversal retangular de 15 x 30 cm e comprimento livre de 174 cm. São analisados seis pilares, em que as variáveis são as taxas de armaduras transversais e longitudinais. Foram montados dispositivos de vinculações e sistema de transferências de forças, procurando aproximar as situações de ensaios às do modelo teórico pretendido. Os pilares com menores taxas de armadura transversal tiveram ruptura frágil com flambagem das barras das armaduras longitudinais. Os pilares com maiores taxas de armadura transversal apresentaram ruptura com ductilidade e esmagamento do concreto do lado mais comprimido. Utilizaram-se modelos teóricos para obter os valores estimados das forças últimas e momentos fletores últimos, e estes foram comparados com os encontrados experimentalmente.

Palavras-chave: concreto de alto desempenho, pilares, compressão excêntrica.

ABSTRACT. High performance concrete applied in columns under eccentric loading. This paper analyzes the behavior of columns under eccentric loading, with concrete compressive strength of around 80 MPa. The columns have cross section area of 15 x 30 cm at the test region, and an effective length of 174 cm. Six columns were tested. The main variables are the stirrup volumetric ratio and the longitudinal steel ratio. Articulation devices and load application devices were mounted in order to approach the proposed theoretical model as much as possible. The columns with smaller stirrup volumetric ratio showed a brittle mode of failure accompanied by the buckling of the longitudinal reinforcement. Differently, the columns with larger stirrup volumetric ratio presented ductile failure accompanied by concrete crushing on the most compressed side of the column. Theoretical models were used to obtain values of the maximum axial loads and ultimate flexural moment. The results were compared with the experimental ones obtained in the tests.

Key words: high strength concrete, columns, eccentric compression.

Introdução

O conceito de Concreto de Alto Desempenho - CAD - tem variado ao longo dos anos. Nos Estados Unidos e países da Europa, considera-se um concreto como de alta resistência se apresentar uma resistência característica à compressão entre 40 MPa e 85 MPa. No Brasil, conforme a NBR 8953:1992, seriam os concretos C40 e C50 da Classe I, e Classe II (C55 - C80). Mais recentemente, conforme Vanderlei e Giongo (2002), estão sendo estudados e desenvolvidos os concretos ultra-resistentes, com resistências entre 200 MPa e 800 MPa, os quais têm aplicações futuristas principalmente em elementos estruturais especiais que integram obras de artes da construção civil. No Brasil, essa geração de novos concretos tem sido estudada por vários

pesquisadores como Vanderlei *et al.* (2005). A obtenção do CAD com tais níveis de resistências requer um programa rígido de qualidade que inclui a seleção prévia dos materiais, execução adequada e perfeito controle.

Os pilares se destacam no estudo da aplicação de concreto de alto desempenho, pois são elementos estruturais utilizados para transpor as ações dos pavimentos das estruturas para as fundações, solicitadas basicamente a tensões normais de compressão, sob ação de força centrada ou excêntrica. São de extrema importância na construção de edifícios, porque todas as ações atuantes nas lajes e vigas são sustentadas pelos pilares, tornando-se, quando muito solicitado, de grandes dimensões. O uso de concreto de alto desempenho nesses elementos veio solucionar essa

questão, podendo-se construir elementos submetidos à compressão com pequenas dimensões, otimizando o espaço arquitetônico. As crescentes aplicações desses concretos conduzem à necessidade de revisões nos parâmetros para a implementação dos modelos de cálculo e recomendações construtivas indicadas nas normas atuais.

Analisaram-se os comportamentos de pilares moldados com CAD submetidos a esforços oriundos da flexo compressão reta, para que se possa futuramente chegar a conclusões que podem ser utilizadas na rotina de projetos estruturais que garantam confiabilidade e segurança às estruturas feitas com CAD. Para isso, viabilizou-se modelo experimental de pilar, em concreto de alto desempenho ($f_c = 80$ MPa), submetido à flexo compressão reta, para serem obtidos resultados experimentais compatíveis com os resultados teóricos. Para análise teórica, utilizou-se modelo de verificação de equilíbrio da seção transversal adotado para Concreto de Resistência Usual - CRU, utilizando diagrama tensão x deformação apropriado para o CAD. Sabe-se que os pilares em CAD podem apresentar colapso frágil; no entanto, é conveniente que a ruína apresente características dúcteis e para isso procurou-se analisar os valores das taxas de armaduras longitudinais e transversais.

Material e métodos

Programa experimental

Modelos ensaiados

Nesta pesquisa, foram ensaiados 6 modelos, todos com seção transversal retangular de 15 x 30 cm com comprimento livre de 174 cm e resistência média à compressão do concreto aos 15 dias de idade em torno de 80 MPa. Os ensaios foram divididos em três séries, e pretendeu-se avaliar o comportamento dos modelos com relação às armaduras adotadas para cada pilar. O detalhamento da metodologia pode ser visto em Vanderlei (1999).

A Tabela 1 traz os detalhes dos modelos, com as respectivas resistências médias à compressão do concreto (f_c) medida em corpos-de-prova cilíndricos de 10 x 20 cm, taxas de armaduras longitudinais (ρ_L) e transversais (ρ_w), quantidades e diâmetros das barras das armaduras longitudinais e os diâmetros e espaçamentos dos estribos.

Foram utilizados como armadura transversal dois estribos superpostos, como ilustra a Figura 1. Foram dispostas armaduras de fretagem nas extremidades dos modelos (Figura 2), prevendo a concentração de tensões nessa região.

Tabela 1. Características dos modelos.

| Pilar | f_c MPa | ρ_L (%) | Arm. Longit. | ρ_w (%) | Estribo |
|-------|--------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|
| P1/1 | 88,9 | 2,26 | 8 ϕ 12,5 | 1,58 | ϕ 6,3c/5 |
| P1/2 | 85,7 | 2,26 | 8 ϕ 12,5 | 0,79 | ϕ 6,3c/10 |
| P1/3 | 82,6 | 2,26 | 8 ϕ 12,5 | 0,53 | ϕ 6,3c/15 |
| P2/1 | 90,1 | 1,26 | 8 ϕ 10,0 | 0,79 | ϕ 6,3c/10 |
| P2/2 | 89,6 | 1,26 | 8 ϕ 10,0 | 1,58 | ϕ 6,3c/5 |
| P3/1 | 87,4 | 3,45 | 8 ϕ 16,0 | 0,79 | ϕ 6,3c/10 |

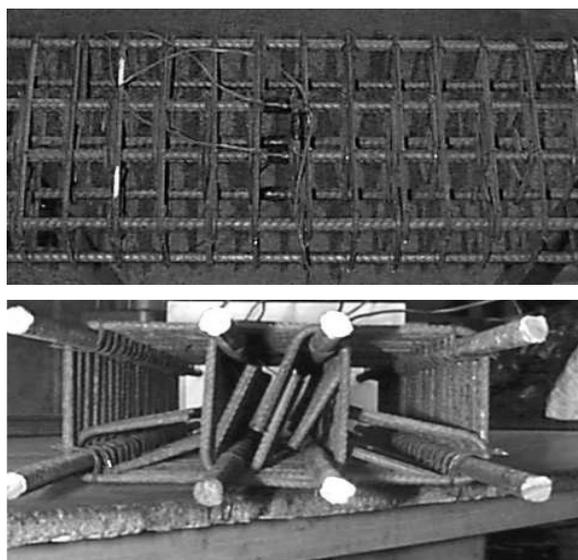


Figura 1. Armadura transversal.

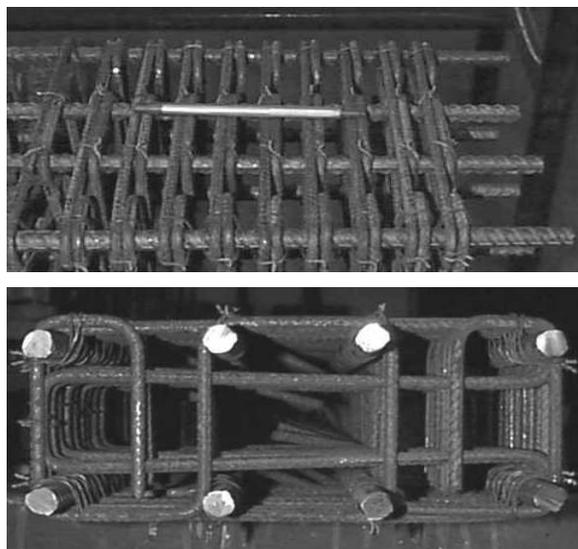


Figura 2. Armadura de fretagem.

Como exemplo, o detalhamento das armaduras e do pilar P1/1 é apresentado nas Figuras 3 e 4.

As moldagens foram feitas com fôrma de madeira posicionada na horizontal, com adensamento através de mesa vibratória e adotou-se cobrimento de concreto nas armaduras transversais de 2 cm de espessura.

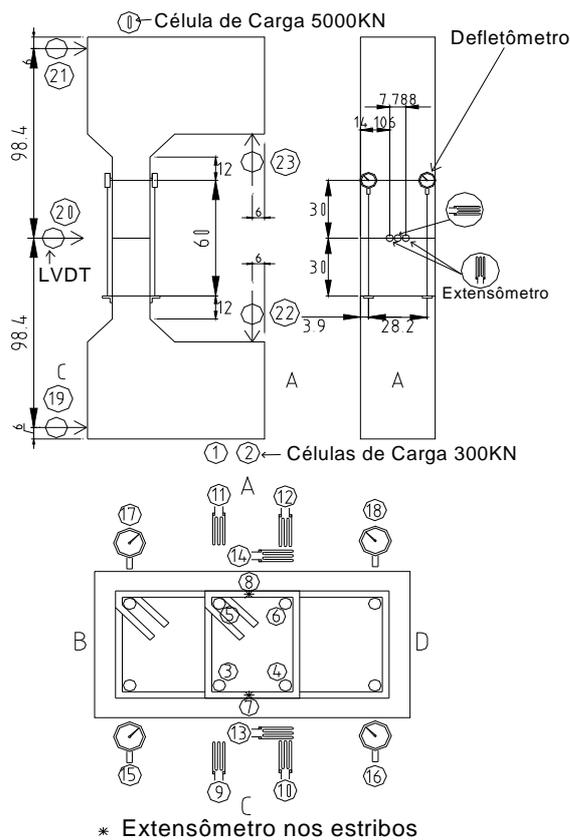


Figura 8. Instrumentação do pilar.

Resultados e discussão

Resultados dos ensaios

Foram montados diagramas relacionando a força centrada com as deformações específicas lidas nas armaduras longitudinais, transversais e no concreto do pilar. Os comportamentos das barras das armaduras longitudinais do modelo P1/2 podem ser vistos com o diagrama força x deformação específica apresentado na Figura 9. Os canais 3 e 4 mediam as deformações nas armaduras do lado menos comprimido, enquanto que os canais 5 e 6 mediam as deformações nas armaduras do lado mais comprimido. A deformação média das barras da armadura, do lado mais comprimido do pilar P1/2, correspondente a força última, foi 2,35‰. Percebeu-se uma pequena discontinuidade na curva dos diagramas, que ocorreu quando a força estava próxima de 1.400 kN, correspondendo aproximadamente a 50% da força última alcançada pelo pilar. A Figura 10 aponta o diagrama força x deformação específica medida no concreto das faces do pilar, este apresentou deformações coerentes com as deformações das barras da armadura.

As Figuras 11 e 12 ilustram os diagramas força x deformação específica das barras da armadura longitudinal e do concreto no modelo P2/2. A

deformação das barras da armadura, do lado mais comprimido, correspondente à força última, foi 2,30‰. A discontinuidade na curva dos diagramas ocorreu quando a força estava próxima de 1.600 kN, que correspondeu a aproximadamente 55% da força máxima alcançada pelo pilar.

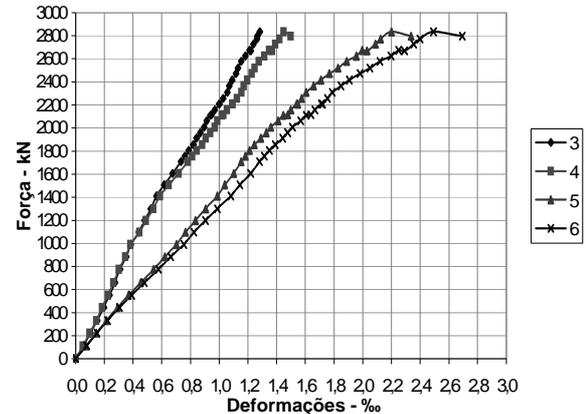


Figura 9. Diagrama força x deformação na armadura longitudinal do modelo P1/2.

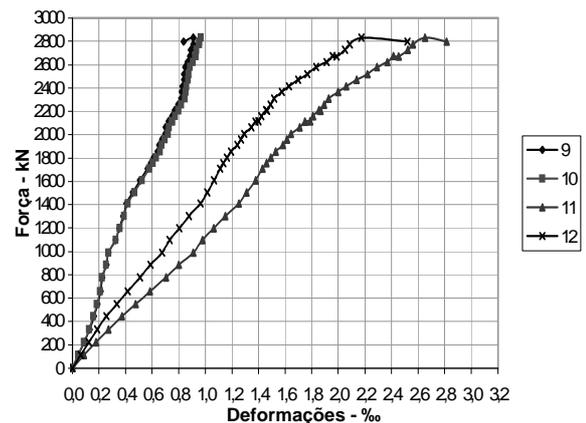


Figura 10. Diagrama força x deformação longitudinal no concreto do modelo P1/2.

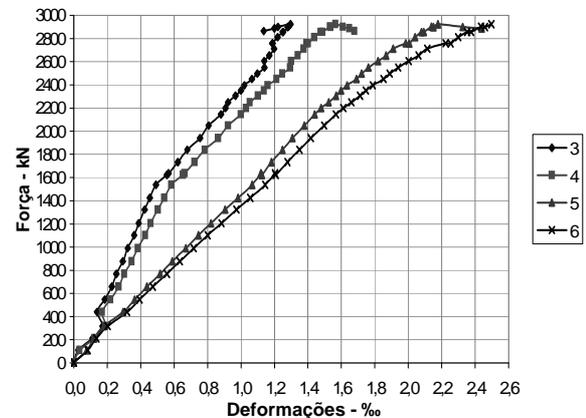


Figura 11. Diagrama força x deformação na armadura longitudinal do modelo P2/2.

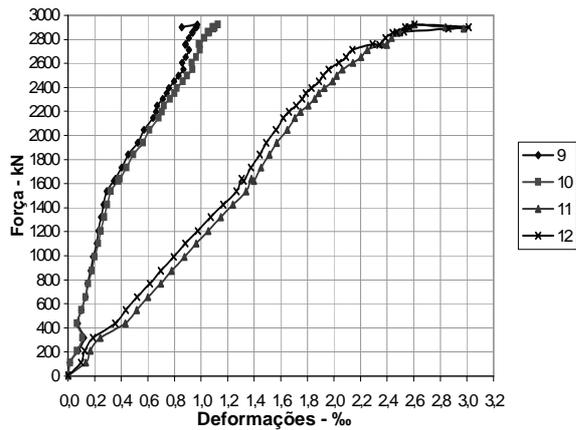


Figura 12. Diagrama força x deformação longitudinal no concreto do modelo P2/2.

A Figura 13 apresenta o diagrama força x deformação específica do estribo de maior comprimento localizado na metade da altura do pilar do modelo P1/1. A Figura 14 ilustra o diagrama força x deformação transversal específica do concreto medido nas faces do modelo P1/1. A descontinuidade observada nos diagramas desse modelo aconteceu quando a força estava próxima de 57% da força última, e a deformação específica máxima das barras da armadura longitudinal, do lado mais comprimido, foi de 2,98%.

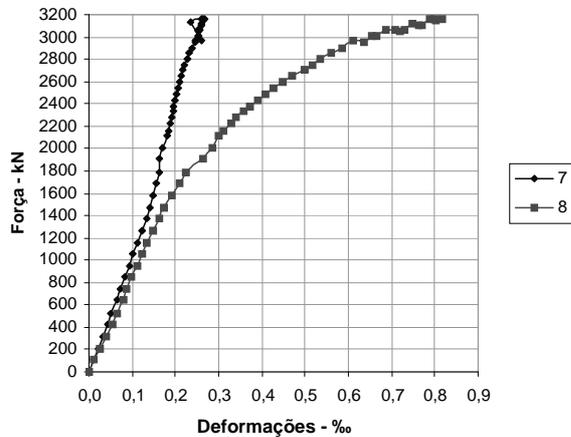


Figura 13. Diagrama força x deformação na armadura transversal do modelo P1/1.

Os modelos ensaiados tiveram formas de rupturas diferentes em função das taxas de armaduras adotadas, como ilustradas na Figura 15. A forma de ruptura dos modelos depende do trabalho conjunto das armaduras transversais e longitudinais, e quanto maior a taxa de armadura mais dúctil se torna o modelo. No entanto, a quantidade de ensaios realizados foi insuficiente para maiores conclusões sobre as taxas mínimas de segurança.

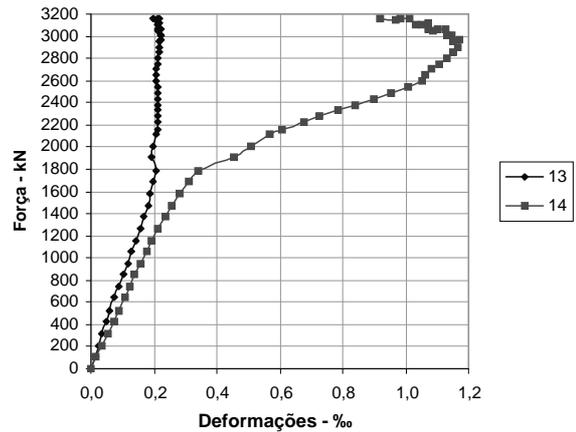


Figura 14. Diagrama força x deformação transversal no concreto do modelo P1/1.

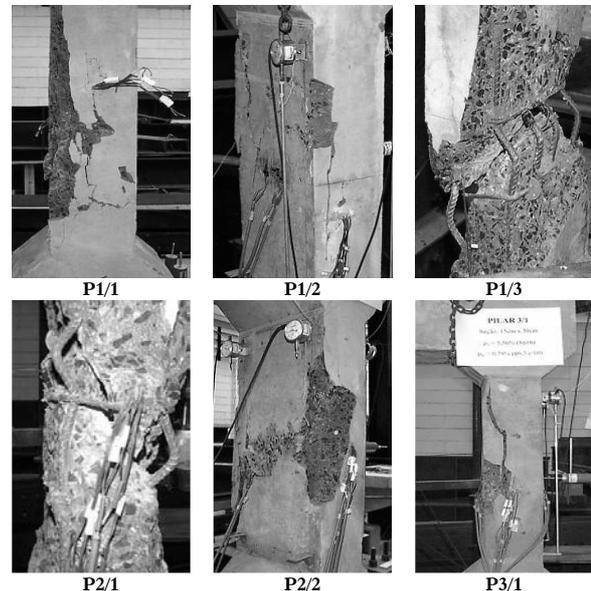


Figura 15. Modo de ruptura dos modelos.

Análise dos resultados

Para análise dos valores últimos experimentais, a resistência à compressão do concreto foi assumida como $0,90 f_c$, sendo o coeficiente 0,90 adotado para levar em conta as relações entre resistências à compressão, determinados em corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm, e o modelo. As características dos modelos estão apresentadas nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 2. Características dos modelos.

| Pilar | f_c MPa | $0,90f_c$ MPa | ϵ_c (%) | E_c MPa |
|-------|--------------|------------------|---------------------|--------------|
| P1/1 | 88,9 | 80,0 | 2,61 | 39,728 |
| P1/2 | 85,7 | 77,1 | 2,32 | 41,915 |
| P1/3 | 82,6 | 74,3 | 2,31 | 41,797 |
| P2/1 | 90,1 | 81,0 | 2,35 | 41,931 |
| P2/2 | 89,6 | 80,7 | 2,49 | 45,988 |
| P3/1 | 87,4 | 78,7 | 2,39 | 41,645 |

Tabela 3. Características dos modelos.

| Pilar | A_c cm ² | f_c MPa | E_c MPa | ρ_L (%) | ρ_w (%) |
|-------|--------------------------|--------------|--------------|-----------------|-----------------|
| P1/1 | 9,84 | 502,1 | 168,841 | 2,26 | 1,58 |
| P1/2 | 9,84 | 502,1 | 168,841 | 2,26 | 0,79 |
| P1/3 | 9,84 | 502,1 | 168,841 | 2,26 | 0,53 |
| P2/1 | 6,28 | 623,0 | 194,060 | 1,26 | 0,79 |
| P2/2 | 6,28 | 623,0 | 194,060 | 1,26 | 1,58 |
| P3/1 | 16,08 | 622,8 | 194,388 | 3,45 | 0,79 |

A análise teórica do modelo foi feita em duas fases de aplicação de forças, uma considerando a ação última, onde foi possível se medirem as deformações próximas ao colapso, e outra considerando cerca de 80% da força última, onde a estrutura encontrava-se em serviço. Foram obtidos nos ensaios dos modelos valores das forças últimas centradas e excêntricas, bem como as deformações correspondentes a tais forças. O momento experimental (M_{exp}) foi tomado igual a força máxima excêntrica vezes a excentricidade geométrica de 38cm. A força máxima excêntrica ($F_{exp,exc}$), resultava da soma das duas forças aplicadas nas extremidades dos consolos no instante da ruptura. A força máxima centrada ($F_{exp,cent}$), resultava da soma da força máxima excêntrica com a força máxima aplicada no eixo longitudinal do pilar. Os valores experimentais para força normal e momento aplicado estão apresentados nas Tabelas 4 e 5.

Tabela 4. Forças normais e momentos experimentais.

| Modelo | Força última | | |
|--------|----------------------|---------------------|--------------------|
| | $F_{exp,cent}$ kN | $F_{exp,exc}$ kN | M_{exp} kN cm |
| P1/1 | 3.157,0 | 156,0 | 5.928,0 |
| P1/2 | 2.825,8 | 125,8 | 4.780,4 |
| P1/3 | 2.967,8 | 117,8 | 4.476,4 |
| P2/1 | 2.788,9 | 189,9 | 7.216,2 |
| P2/2 | 2.902,2 | 153,2 | 5.821,6 |
| P3/1 | 3.307,6 | 157,6 | 5.988,8 |

Tabela 5. Forças normais e momentos experimentais.

| Modelo | 80% força última | | |
|--------|----------------------|---------------------|--------------------|
| | $F_{exp,cent}$ kN | $F_{exp,exc}$ kN | M_{exp} kN cm |
| P1/1 | 2.539,0 | 138,0 | 5.244,0 |
| P1/2 | 2.253,9 | 106,9 | 4.062,2 |
| P1/3 | 2.364,1 | 116,1 | 4.411,8 |
| P2/1 | 2.165,5 | 161,5 | 6.137,0 |
| P2/2 | 2.350,3 | 146,3 | 5.559,4 |
| P3/1 | 2.681,8 | 131,8 | 5.008,4 |

Análise das deformações

Admitindo-se hipótese de que as seções planas permanecem planas depois de deformadas, pôde-se determinar a variação da deformação ao longo da altura h da seção transversal do pilar pela equação 1.

$$\varepsilon(x) = \left(\frac{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{s2}}{d - d'} \right) x + \frac{\varepsilon_{s2} \cdot d - \varepsilon_{s1} \cdot d'}{d - d'} \quad (1)$$

em que:

ε_{s1} = deformação média na armadura menos comprimida;

ε_{s2} = deformação média na armadura mais comprimida;

d = altura útil da seção transversal do pilar;

d' = altura da seção transversal subtraída a altura útil.

As deformações médias obtidas em cada ensaio e sua respectiva variação a partir da equação 1 podem ser vistas nas Tabelas 6 e 7.

Tabela 6. Variação das deformações.

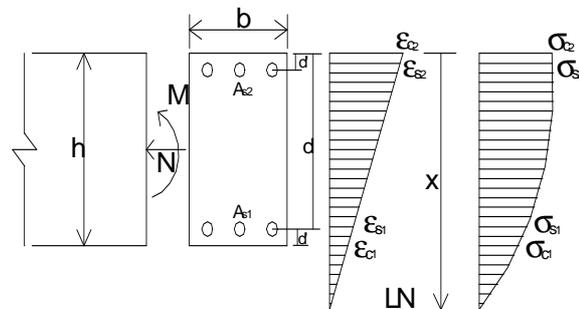
| Modelo | Força última | | |
|--------|------------------------|------------------------|-----------------------|
| | ε_1 (‰) | ε_2 (‰) | $\varepsilon(x)$ |
| P1/1 | 1,402 | 2,983 | -0,014373x + 0,003270 |
| P1/2 | 1,374 | 2,354 | -0,008909x + 0,002532 |
| P1/3 | 2,481 | 2,968 | -0,010036x + 0,002682 |
| P2/1 | 1,291 | 2,524 | -0,011214x + 0,002748 |
| P2/2 | 1,407 | 2,292 | -0,008050x + 0,002454 |
| P3/1 | 1,371 | 2,922 | -0,014109x + 0,003205 |

Tabela 7. Variação das deformações.

| Modelo | 80% força última | | |
|--------|------------------------|------------------------|-----------------------|
| | ε_1 (‰) | ε_2 (‰) | $\varepsilon(x)$ |
| P1/1 | 1,117 | 1,963 | -0,007695x + 0,002117 |
| P1/2 | 1,075 | 1,665 | -0,005364x + 0,001772 |
| P1/3 | 1,680 | 2,364 | -0,005941x + 0,001799 |
| P2/1 | 1,084 | 1,595 | -0,004641x + 0,001688 |
| P2/2 | 1,068 | 1,673 | -0,005500x + 0,001783 |
| P3/1 | 1,077 | 1,878 | -0,007277x + 0,002024 |

Esforços resistentes

Conhecendo-se as variações das deformações ao longo da altura da seção transversal do pilar, mostrada na Tabela 6, as características da seção do pilar, do concreto e da armadura, ilustradas na Tabela 2, e admitindo-se uma relação tensão x deformação para o concreto, pode-se utilizar as hipóteses da Figura 16 e as equações 2 e 3, para calcular os esforços normais resistentes teóricos e os respectivos momentos fletores, das seções dos modelos ensaiados.

**Figura 16.** Hipótese de distribuição de deformações e de tensões na seção.

$$N_{u,teo} = b \int_0^h \sigma_x(x) dx + A_{s1} \sigma_{s1} + A_{s2} \sigma_{s2} \quad (2)$$

$$M_{u,teo} = b \int_0^h \sigma_x(x) \cdot \left(\frac{h}{2} - x\right) dx + (A_{s2} \sigma_{s2} - A_{s1} \sigma_{s1}) \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) \quad (3)$$

em que:

$N_{u,teo}$ = tensão normal resistente teórica da seção transversal;

$M_{u,teo}$ = momento fletor resistente teórico da seção transversal;

A_{s1} = área da armadura na região menos comprimida;

A_{s2} = área da armadura na região mais comprimida;

σ_{s1} = tensão normal na armadura menos comprimida;

σ_{s2} = tensão normal na armadura mais comprimida;

b = base da seção transversal;

h = altura da seção transversal;

d = altura útil da seção transversal;

d' = altura da seção transversal subtraída a altura útil.

As análises foram feitas considerando-se as variações das tensões nas seções transversais dos pilares com as equações propostas em Collins *et al.* (1993) e Lima *et al.* (1997).

Relação tensão x deformação proposta em Lima *et al.* (1997)

Relação tensão x deformação proposta por Lima *et al.* (1997) é considerada uma aproximação da curva tensão x deformação obtida no ensaio por um polinômio do 3º grau, Figura 17 e equação 4.

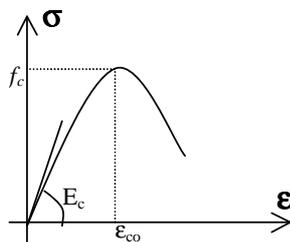


Figura 17. Aproximação para o diagrama tensão x deformação experimental.

$$\sigma_c = \frac{(-2f_c + E_c \epsilon_{co})}{\epsilon_{co}^3} \epsilon_c^3 + \frac{(3f_c - 2E_c \epsilon_{co})}{\epsilon_{co}^2} \epsilon_c^2 + E_c \epsilon_c \quad (4)$$

em que:

f_c = resistência última;

E_c = módulo de elasticidade;

ϵ_{co} = deformação específica para a resistência última.

Os esforços resistentes, bem como suas relações entre os valores experimentais e teóricos, são mostrados nas Tabelas 8 e 9.

Tabela 8. Esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta em Lima *et al.* (1997).

| Modelo | Força última | | | |
|--------|------------------------|---------------------------|--|--|
| | F _{teo} kN | M _{teo} kN cm | F _{exp} / F _{teo} | M _{exp} / M _{teo} |
| P1/1 | 3.538 | 2.282 | 0,89 | 2,60 |
| P1/2 | 2.821 | 1.850 | 1,00 | 2,58 |
| P1/3 | 3.020 | 2.054 | 0,98 | 2,18 |
| P2/1 | 2.994 | 2.140 | 0,93 | 3,35 |
| P2/2 | 2.980 | 1.785 | 0,97 | 3,24 |
| P3/1 | 3.801 | 2.289 | 0,87 | 2,62 |

Tabela 9. Esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta em Lima *et al.* (1997).

| Modelo | 80% força última | | | |
|--------|------------------------|---------------------------|--|--|
| | F _{teo} kN | M _{teo} kN cm | F _{exp} / F _{teo} | M _{exp} / M _{teo} |
| P1/1 | 2.438 | 2.420 | 1,04 | 2,17 |
| P1/2 | 2.377 | 1.833 | 0,95 | 2,21 |
| P1/3 | 2.751 | 1.764 | 0,86 | 2,50 |
| P2/1 | 2.489 | 1.642 | 0,87 | 3,72 |
| P2/2 | 2.468 | 1.795 | 0,95 | 3,08 |
| P3/1 | 3.198 | 2.668 | 0,84 | 1,88 |

Os valores das relações F_{exp} / F_{teo} , para as duas situações de etapas de aplicação de forças, ficaram próximos da unidade, indicando que os valores teóricos fornecidos pela equação de equilíbrio dos esforços normais resistentes, utilizando a relação tensão x deformação proposta por Lima *et al.* (1997), representam, com boa precisão, os valores obtidos experimentalmente. As relações M_{exp} / M_{teo} , ficaram acima da unidade, com isso, conclui-se que pôde ter existido excentricidades acidentais que geravam momentos fletores adicionais aos aplicados pelas forças excêntricas. Esses momentos adicionais podem ser decorrentes do sistema de aplicação de forças e/ou do sistema de apoio adotado.

Relação tensão x deformação proposta em Collins *et al.* (1993)

Relação tensão x deformação, equação 5.

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c}\right)^{nk}} \quad (5)$$

em que:

f_c = tensão de compressão;
 f'_c = tensão de compressão máxima;
 ϵ_c = deformação de compressão;
 ϵ'_c = deformação onde $f_c = f'_c$;

$$n = 0,8 + \frac{f'_c}{17} \quad (\text{MPa}).$$

E ainda, k é igual a 1 quando ϵ/ϵ'_c é menor que 1, quando ϵ/ϵ'_c excede 1, k é um número maior que 1 dado pela equação 6.

$$k = 0,67 + \frac{f'_c}{62} \quad (\text{MPa}) \quad (6)$$

Essa relação usa valores experimentais do módulo de elasticidade do concreto (E_c) e da deformação específica (ϵ_c), correspondente à força máxima nos corpos-de-prova, Tabela 2. Os valores dos esforços resistentes bem como suas relações entre os valores experimentais e teóricos são mostrados nas Tabelas 10 e 11.

Tabela 10. Esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta por Collins *et al.* (1993).

| Modelo | Força última | | | |
|--------|------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| | F_{teor} kN | M_{teor} kN cm | F_{exp}/F_{teor} | M_{exp}/M_{teor} |
| P1/1 | 3.226 | 4.625 | 0,98 | 1,28 |
| P1/2 | 2.725 | 1.888 | 1,04 | 2,53 |
| P1/3 | 2.483 | 3.749 | 1,19 | 1,19 |
| P2/1 | 2.806 | 1.670 | 0,99 | 4,28 |
| P2/2 | 2.852 | 2.158 | 1,02 | 2,70 |
| P3/1 | 3.370 | 2.196 | 0,98 | 2,72 |

Os valores das relações F_{exp}/F_{teor} , são praticamente iguais à unidade. As relações M_{exp}/M_{teor} , também ficaram acima da unidade, concordando com os valores obtidos utilizando a relação proposta em Lima *et al.* (1997), mostrando assim consistência dos resultados.

Tabela 11. Esforços resistentes para a relação tensão x deformação proposta por Collins *et al.* (1993).

| Modelo | 80% força última | | | |
|--------|------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| | F_{teor} kN | M_{teor} kN cm | F_{exp}/F_{teor} | M_{exp}/M_{teor} |
| P1/1 | 2.793 | 2.569 | 0,91 | 2,04 |
| P1/2 | 2.160 | 2.111 | 1,04 | 1,92 |
| P1/3 | 2.726 | 1.751 | 0,87 | 2,52 |
| P2/1 | 2.338 | 1.699 | 0,93 | 3,60 |
| P2/2 | 2.240 | 1.921 | 1,05 | 2,88 |
| P3/1 | 3.066 | 2.833 | 0,87 | 1,77 |

Conclusão

As deformações últimas de compressão do concreto, na face mais comprimida do pilar, variaram entre 2,3 e 3%, tendo média de 2,59%. O fato da

mudança na inclinação das curvas dos diagramas, quando a força alcançava em média 55% da força última, pode ser proveniente do início do destacamento do cobrimento de concreto que envolvia a armadura, ocasionando uma acomodação da estrutura.

A análise da variação das taxas de armadura mostrou que a ductilidade da seção transversal é função das taxas de armadura transversais e longitudinais e o aumento dessas taxas torna o pilar mais dúctil. É necessário realizar mais ensaios para análise precisa a respeito disto.

Na análise dos esforços resistentes, observou-se que as relações F_{exp}/F_{teor} são praticamente iguais à unidade, tanto para a relação tensão x deformação proposta Lima *et al.* (1997), quanto para a proposta em Collins *et al.* (1993). As relações M_{exp}/M_{teor} , ficaram acima da unidade, devido a provável existência de excentricidades acidentais que geravam momentos adicionais ao aplicado pelas forças excêntricas.

Referências

- ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 8953 - Concreto para fins estruturais: classificação por grupos de resistências*. Rio de Janeiro, 1992.
- AZIZINAMINI, A.; KEBRAEI, M. Flexural capacity of high strength concrete columns under eccentric loading. In: INTERNACIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH STRENGTH/HIGH PERFORMANCE CONCRETE, 4., 1996, Paris. *Anais...* Paris: ACI, 1996. p. 863-871.
- COLLINS, P.M. *et al.* Structural design consideration for high-strength concrete. *Concrete Int.*, Farmington Hills, v. 15, n. 5, p. 27-34, 1993.
- IBRAHIM, H.H.H.; MAC GREGOR, J.G. Tests of eccentrically loaded high-strength concrete columns. *ACI Struct. J.*, Farmington Hills, v. 93, n. 5, p. 585-594, 1996.
- LIMA, F.B. *et al.* Pilares de concreto de alto desempenho submetidos a compressão excêntrica. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 39., 1997, São Paulo. *Anais...* São Paulo: Ibracon, 1997. v. 2, p. 505-519.
- VANDERLEI, R.D. *Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo compressão reta*. 1999. Dissertação (Mestrado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.
- VANDERLEI, R.D.; GIONGO, J.S. Concreto de altíssimo desempenho: a futura geração do concreto. *Revista Tecnológica*, Maringá, v. 1, n. 11, p. 81-90, 2002.
- VANDERLEI, R.D. *et al.* Estudo das propriedades mecânicas do concreto de pós reativos. In: SIMPÓSIO IBERO-AMERICANO O BETÃO NAS ESTRUTURAS, 1., 2005, Coimbra. *Anais...* Coimbra: FCTUC, 2005. p. 241-248.

Received on April 07, 2006.

Accepted on March 19, 2007.