

Resistant Core Section of High Strength Concrete Columns with Fibres Addition

Núcleo Resistente em Pilares de Concreto de Alta Resistência com Adição de Fibras Metálicas



A.E.P.G.A. JACINTHO ^a
paganell@fec.unicamp.br

J.S. GIONGO ^b
jsgiongo@eesc.usp.br

T.N. BITTENCOURT ^c
tbitten@usp.br

A.C. ARAÚZ ^d
achavez_arauz@yahoo.com.br

Abstract

This experimental work investigation is about concrete columns of high strength silica fume and steel fibre reinforced concrete, under centric load, using concrete reinforcement cover of 2 cm and 5cm. Square cross section of columns of 20cm x 20cm and 120cm high was used for all specimens, but stirrup spacing and fibre reinforcement were varied. The longitudinal reinforcement ratio remained unchanged. The objective of this work was to analyze if increasing the concrete cover thickness of the models the cross section strength remains the same. Other researches have proved that the resistant cross section is delimited only by the stirrups, for circular, square or rectangular section. In this work it was observed that increasing the cover thickness contributes to a resistant cross section of columns.

Keywords: columns, high strength concrete, fibre concrete, steel fibres, cover, resistant cross section.

Resumo

Este trabalho visa analisar os resultados experimentais obtidos após estudo do comportamento de pilares, moldados com concreto armado de alta resistência com adição de sílica ativa e fibras metálicas, submetidos à compressão simples, com 2cm de espessura de cobrimento da armadura e com 5cm de espessura. A seção transversal dos pilares era quadrada, de 20cmx20cm e altura de 120cm, para todos os modelos, com espaçamento entre estribos e taxa volumétrica de adição de fibras metálicas variados. A taxa de armadura longitudinal permaneceu a mesma para todos os modelos. O objetivo deste trabalho foi a verificação se mesmo com o aumento da espessura do cobrimento da armadura, o mesmo não influenciaria a seção resistente do pilar, visto que em outras pesquisas, ficou comprovado que esta seção é formada apenas pelo núcleo da seção transversal, tanto para pilares de seção circular quanto para elementos de seção transversal quadrada ou retangular. Como resultado observou-se que a medida que se aumenta a espessura do cobrimento, este passa a contribuir com a seção resistente do pilar para a ação da força última.

Palavras-chave: pilares, concreto de alta resistência, concreto com fibras, fibras metálicas, cobrimento, seção resistente.

a - UNICAMP-FEC-DES paganell@fec.unicamp.br Caixa Postal 6021 CEP 13083-852 - Campinas - S.P. - Brasil

b - USP-EESC-SET jsgiongo@eesc.usp.br Av. Trabalhador São Carlense, 400 CEP13566-590 - São Carlos - S.P. - Brasil

c - USP-POLI-PEF tbitten@usp.br Av. Prof. Almeida Prado tv.2 n.271 CEP 05580-900 - São Paulo - S.P. - Brasil

d - UNICAMP-FEC-DES achavez_arauz@yahoo.com.br Caixa Postal 6021 CEP 13083-852 - Campinas - S.P. - Brasil

1 Introdução

O comportamento de pilares em CAD, segundo LANGLOIS[9], é caracterizado pela ruptura rápida e repentina do cobrimento de concreto. Contribuindo para o fenômeno está a fragilidade na interface entre o concreto confinado e o não confinado (cobrimento), criado pela armadura. Em GUIMARÃES[7], concluiu-se que as fibras impedem a separação prematura do cobrimento de concreto nos pilares, pois o efeito das fibras casualmente posicionadas na massa de concreto, atrasa esta ruptura antes do pilar atingir o colapso. O destacamento prematuro do cobrimento de concreto nos pilares em CAD é observado quando concretos com resistências superiores – 80MPa ou mais – são usados. HELENE[8] discute a durabilidade das estruturas de concreto, quanto à espessura normalmente usada para o cobrimento das armaduras. Segundo ele, o cobrimento é um fator limitante da vida útil das estruturas, mas implica em aumento de custos da obra.

A Figura 1 ilustra a flambagem que a chapa de concreto que constitui o cobrimento de armadura sofre quando da aplicação da força nos pilares, que é reportado em [9]. Com um mínimo de adição de fibras ao concreto, esta flambagem do cobrimento não mais ocorre, visto que as fibras “costuram” o cobrimento junto ao núcleo, mas, sem fazer com que a seção transversal total seja mais resistente à força aplicada no pilar.

O concreto de alta resistência com adição de fibras (CARF) é usado principalmente para pavimentos de pisos, para

aumentar a resistência à fadiga e à flexão, assim como também para aumentar a durabilidade e diminuir as aberturas das fissuras. Esta qualidade das fibras em controlar a fissuração pode ser usada para impedir o destacamento prematuro do cobrimento dos pilares carregados, enquanto aumenta a ductilidade da peça, que é uma qualidade muito procurada em projetos de estruturas submetidas à ações sísmicas. Também é utilizado na impossibilidade de colocação dos estribos ou quando a preparação e montagem destes representarem custos consideráveis.

Os trabalhos desenvolvidos no Canadá visam principalmente a resistência do concreto à aplicações de carregamento cíclico, como é reportado em [9] e LEVESQUE[10], onde fizeram-se estudos da aplicabilidade do concreto com fibras metálicas em pilares sob a aplicação de força centrada e cíclica, visando aumento no confinamento do núcleo dos elementos, dado pelos estribos, e a ductilidade sob a ação de carregamento cíclico, onde a conclusão obtida pelos pesquisadores foi de que as fibras aumentam o efeito de confinamento, desde que este efeito seja dado principalmente pelo arranjo dos estribos.

Esta pesquisa teve início em uma tese de doutorado e sua continuidade se deu em um pós-doutorado, envolvendo o Laboratório de Estruturas da EESC e o Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais da EP, ambos da Universidade de São Paulo.

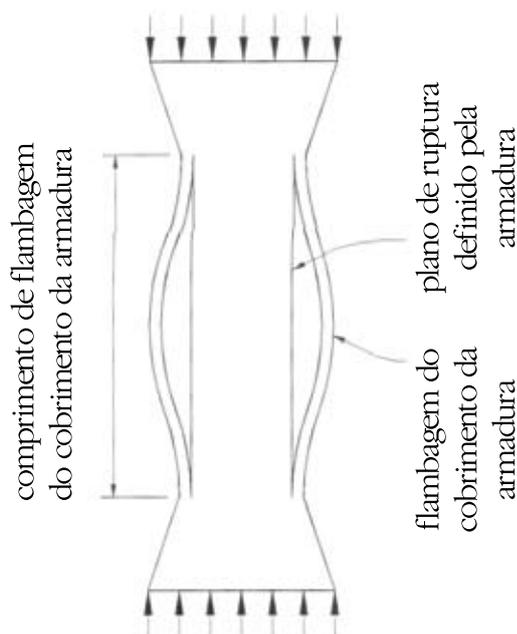
2 Estudo do CAR em Pilares

O tema concreto de alta resistência tem sido alvo de grandes discussões em encontros e congressos realizados no mundo inteiro, visto a sua grande empregabilidade em edifícios altos, em virtude da diminuição das dimensões dos pilares construídos com este material. Mas ainda permanecem muitas dúvidas quanto ao seu uso, despertando, portanto, o interesse dos pesquisadores. Este trabalho visa dar subsídios técnicos para o uso com segurança deste concreto na construção de edifícios.

Neste trabalho, onde uma parte é relatado com mais detalhes em [7], foram feitos ensaios em pilares submetidos à compressão centrada, com controle de força, onde pôde ser estudado o comportamento dos pilares, por meio dos diagramas Tensão x Deformação na fase ascendente da curva, até a ruptura dos elementos. As dimensões dos modelos pode ser visto na Figura 2

O controle do ensaio feito pela força aplicada ao modelo faz com que a ruína fique caracterizada quando a resistência máxima é atingida, porque o pistão do equipamento busca a rigidez como resposta à sua pressão. Quando o modelo atinge a resistência limite, ele perde rigidez bruscamente, fazendo com que o pistão encontre esta rigidez no suporte do modelo. Quando o controle do ensaio é feito pelo deslocamento, isto não ocorre, pois o equipamento não busca mais a rigidez como resposta à aplicação de uma pressão, mas sim qual é a pressão correspondente ao deslocamento imposto pelo pistão do equipamento. Com isso pode-se observar o comportamento dos elementos após a sua ruptura, podendo-se perceber como seria a

Figura 1 – Destacamento do Cobrimento da Armadura (1)



capacidade de redistribuição dos esforços nos mesmos, e qual a sua ductilidade.

A 1ª etapa deste trabalho compreende ensaios de 28 pilares de cobrimento de armadura com 2cm de espessura, ensaiados à compressão centrada com controle de força e a 2ª compreende ensaios de 9 pilares de 5 cm de espessura do cobrimento, ensaiados à compressão centrada com controle de deslocamento.

BJERKELI et al.[4] apresentam como parte de um pro-

grama que foi em desenvolvimento na Noruega, um estudo da ductilidade de pilares com concretos com massa específica normal e de resistências de 65MPa a 115MPa, e de concretos leves de 60MPa a 90MPa, com as resistências medidas em corpos-de-prova cúbicos de 10cm de aresta. Segundo os autores os fatores que influenciam o comportamento estrutural são: a configuração geométrica, quantidade e distribuição de armadura longitudinal, resistência do concreto e tipo de agregado, sendo importante o desenvolvimento de soluções que apresentem redução de armaduras e forneçam a ductilidade requerida.

Para taxas de armadura de confinamento de 1,1% e 3,1%, observou-se a variação na ductilidade ao se aumentar o diâmetro das barras de armadura longitudinal de 10mm para 16mm, que tinham a seção transversal quadrada de lado igual a 150mm e com altura útil de 500mm; visava-se nesta série a obtenção de informações com relação à geometria da seção transversal; outros parâmetros foram a quantidade e a distribuição de armadura de confinamento e a influência da armadura longitudinal, bem como a velocidade de carregamento. Também foram ensaiados pilares de seção transversal circular.

O trabalho de [4] verificou que o comportamento mais dúctil ocorre nos pilares de seção circular com armadura transversal na forma de espiral, apesar destes não possuírem armadura longitudinal. Os pilares de seção retangular, que possuíam maior número de barras de armadura longitudinal e uma configuração de armadura transversal formada por estribos e por uma malha de barras horizontais, apresentaram comportamento um pouco menos dúctil, porém melhor do que os de seção quadrada. Mas cabe aqui a observação de que estes pilares destinados a análise do confinamento e sua influência na ductilidade não foram usados cobrimentos o que não é usual em pilares na prática da construção civil.

CUSSON & PAULTRE[6], apresentam um estudo experimental sobre pilares executados com CAD, confinados por estribos retangulares. Foram ensaiados 27 pilares cujas dimensões podem ser vistas na figura 3, todos com cobrimento de armadura. As resistências à compressão de quatro modelos, aos 28 dias, foram inferiores a 90MPa e os demais de 93,1MPa a 115,9MPa, determinadas em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm. Como variáveis tinham também a resistência de escoamento da armadura transversal, configuração e espaçamento entre estribos, taxas de armaduras transversais e longitudinais.

Observou-se em geral que, o comportamento era caracterizado pela ruptura brusca do cobrimento de concreto. Esse trabalho foi desenvolvido no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Sherbrooke (Sherbrooke, Quebec – Canadá) e concluíram que em compressão axial apenas a área do núcleo de concreto, delimitada pelas armaduras transversais, deve ser considerada no cálculo da resistência à compressão axial dos pilares de CAR, isto por causa do comportamento de tais pilares apresentarem rompimento brusco da camada de cobrimento, fazendo com que o cobrimento não participe da capacidade resistente do pilar (figura 1).

Figura 2 – Dimensões dos Modelos

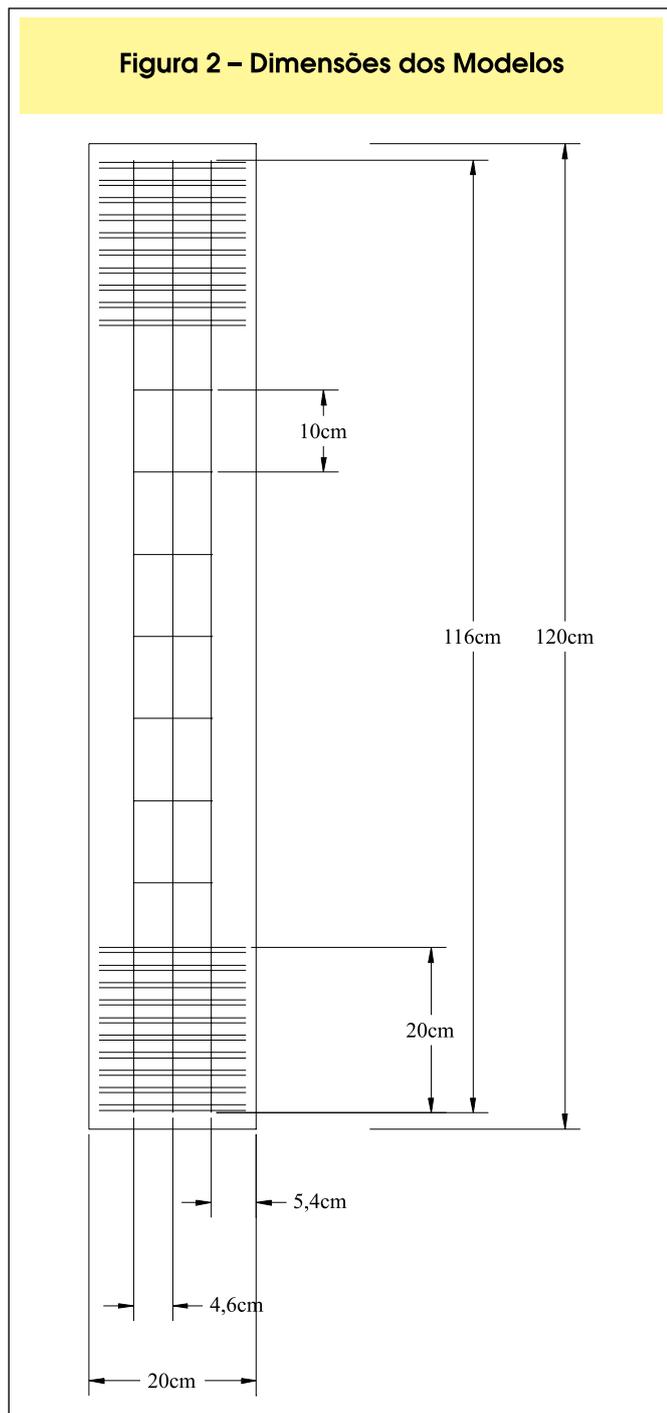
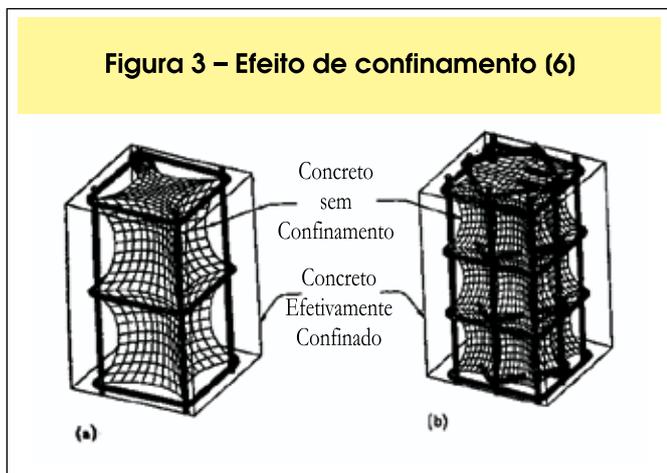


Figura 3 – Efeito de confinamento (6)



Apesar da menor eficiência do confinamento do CAR comparado com concretos de resistência convencional, o ganho maior de resistência e o comportamento dúctil de pilares confinados de CAD foram obtidos quando foi adotado um detalhamento de armaduras adequado, tanto longitudinal quanto transversal.

LIMA et al.[11] desenvolveram pesquisa sobre pilares de concreto de alta resistência, ensaiando os modelos à compressão centrada e à compressão excêntrica, feitos com controle da força aplicada nos modelos.

Os pilares ensaiados sob compressão axial tiveram 4 séries diferenciadas pelo tamanho dos modelos e pelo espaçamento entre estribos. Em duas das séries, a seção transversal dos modelos era quadrada, de 20cm x 20cm e altura de 120cm, enquanto que nas outras duas séries os modelos utilizados tinham seção transversal retangular de 15cm x 30cm e altura de 90cm. Uma das conclusões obtidas neste trabalho foi a de que não há grandes alterações no comportamento do núcleo do pilar solicitado à compressão centrada por causa da mudança na forma da seção transversal de quadrada para retangular. Outra conclusão foi a de que a seção resistente do pilar era formada pelo núcleo delimitado pelos eixos dos estribos, assim como [6] e [4].

3 Resultados dos Ensaios dos Pilares

Na seqüência de figuras de 4 a 15, podem ser vistos os diagramas Força x Deformação dos pilares ensaiados na primeira etapa desta pesquisa. Foram ensaiados 2 pilares por série, totalizando 26 pilares. As adições de fibras variaram de 0,25% 1,00%, em taxa volumétrica, e o espaçamento entre estribos foi de 05cm, 10cm e 15cm. Todos os ensaios foram feitos em um pórtico espacial, sendo controlada a força aplicada nos modelos. Com a ruptura dos modelos, perdia-se a leitura tanto nos extensômetros quanto nos relógios comparadores que foram acoplados aos pilares para leitura das deformações e dos deslocamentos relativos.

Figura 4 – Diagrama Força x Deformação da série P1a15

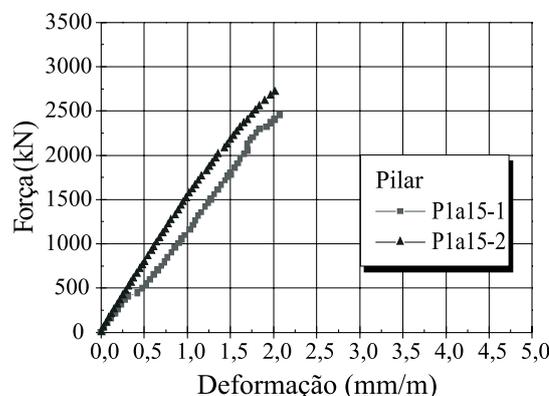


Figura 5 – Diagrama Força x Deformação da série P1a10

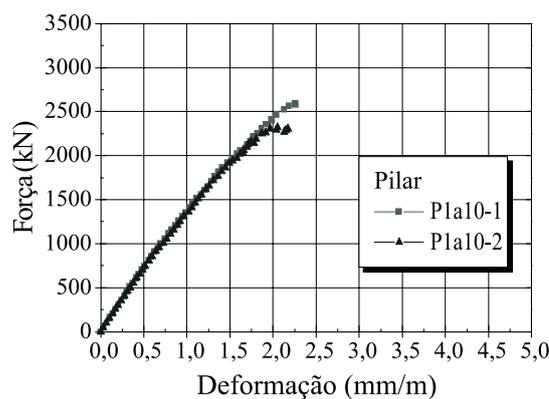


Figura 6 – Diagrama Força x Deformação da série P1a05

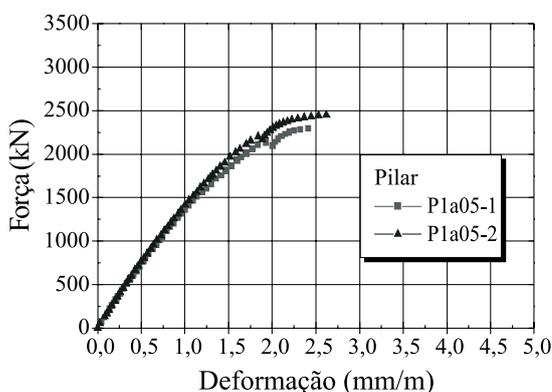


Figura 7 – Diagrama Força x Deformação da série P2a15

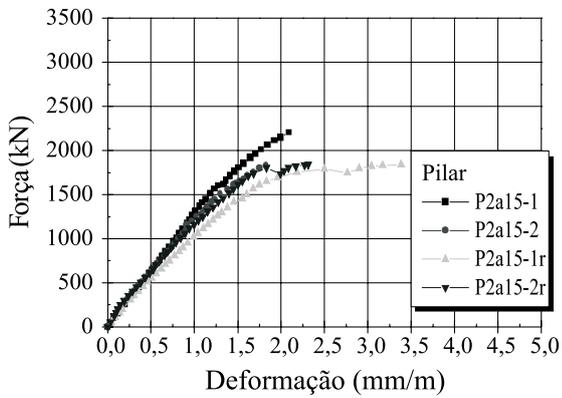


Figura 10 – Diagrama Força x Deformação da série P3a15

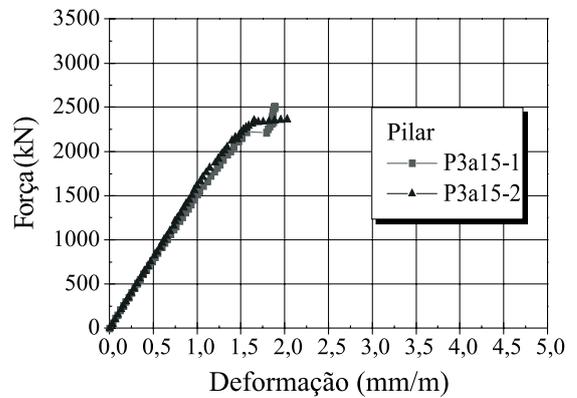


Figura 8 – Diagrama Força x Deformação da série P2a10

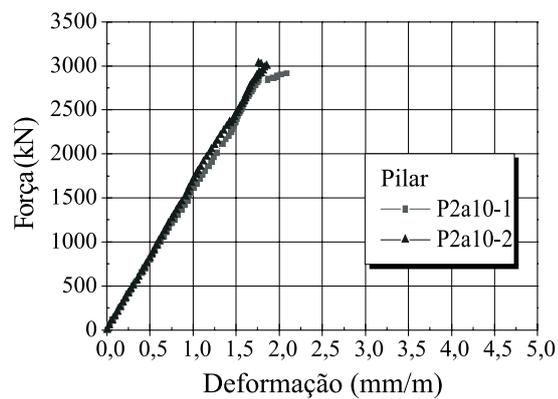


Figura 11 – Diagrama Força x Deformação da série P3a10

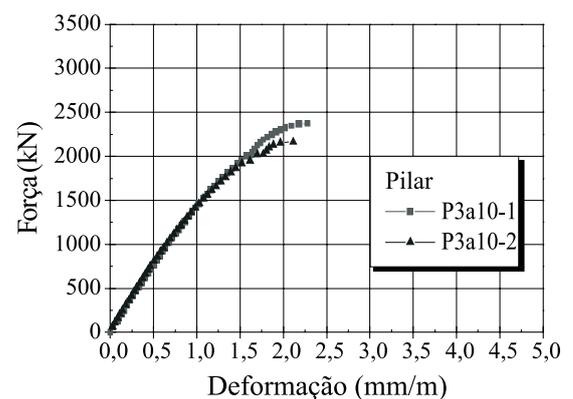


Figura 9 – Diagrama Força x Deformação da série P2a05

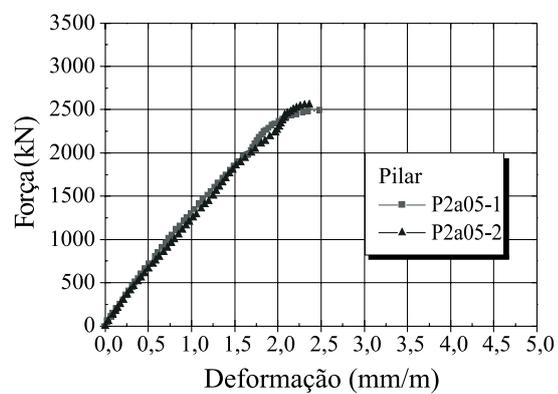


Figura 12 – Diagrama Força x Deformação da série P3a05

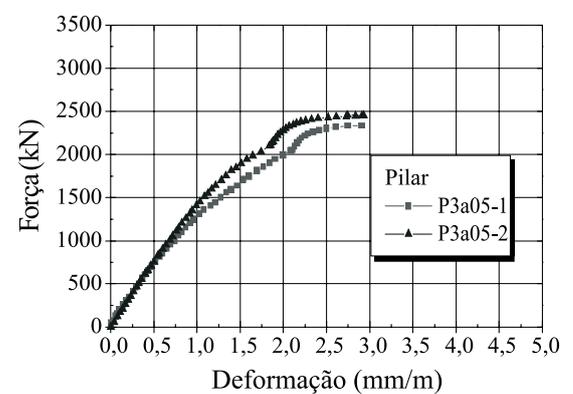


Figura 13 – Diagrama Força x Deformação da série P4a15

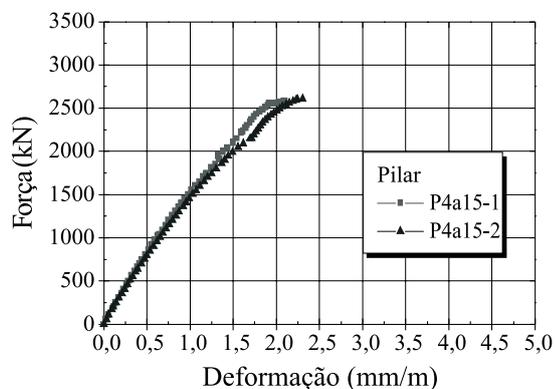


Figura 14 – Diagrama Força x Deformação da série P4a10

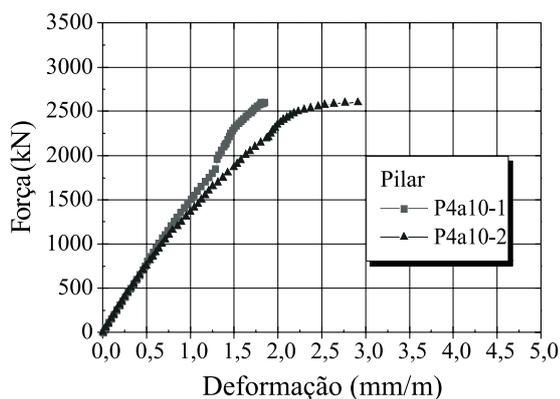
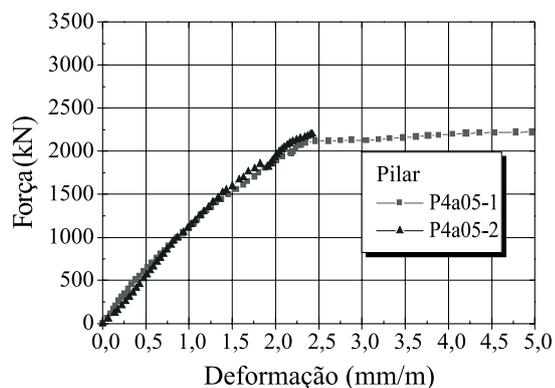


Figura 15 – Diagrama Força x Deformação da série P4a05



Da figura 16 a figura 24 são mostrados os diagramas Força x Deformação da segunda etapa desta pesquisa, onde os pilares foram ensaiados com controle de deslocamento, sendo ensaiado um pilar por série, totalizando 9 pilares onde as taxas volumétricas de fibras adicionadas ao concreto foram de 0,50%, 0,75% e 1,00%, e o espaçamento entre estribos variou da mesma maneira que a seqüência anterior de ensaios: 05cm, 10cm e 15cm.

A menos dos pilares das séries P40a05 e P40a15, todos os outros modelos foram ensaiados em pórtico espacial, com controle de deslocamento, podendo-se assim obter a curva Tensão x Deformação dos pilares com a parte ascendente e descende. O ensaio do pilar P40a05 foi feito na máquina universal de ensaios INSTRON, com controle de deslocamento, já o ensaio do pilar P40a15 foi feito com controle de força, onde o pilar foi rompido, e com o equipamento de aquisição de dados tentou-se obter a parte descendente da curva Força - Deformação, mas na ruptura do pilar, perdeu-

Figura 16 – Diagrama Força x Deformação do pilar P40a05

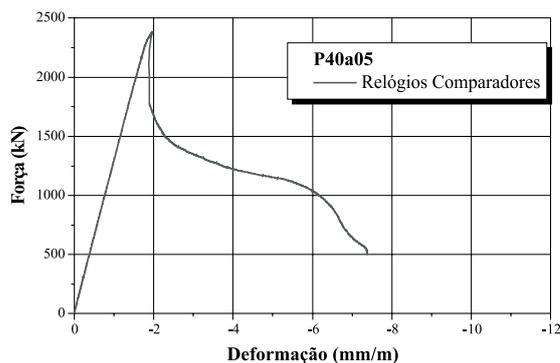


Figura 17 – Diagramas Força x Deformação do pilar P40a10

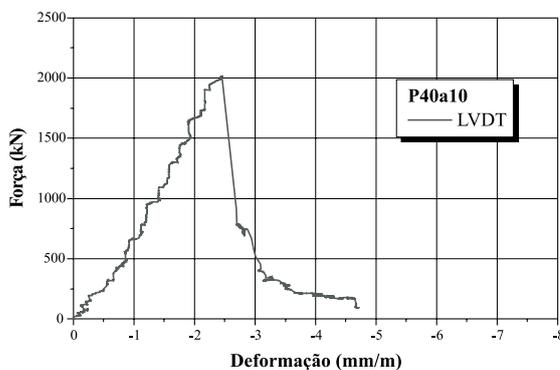


Figura 18 – Diagramas Força x Deformação do pilar P40a15

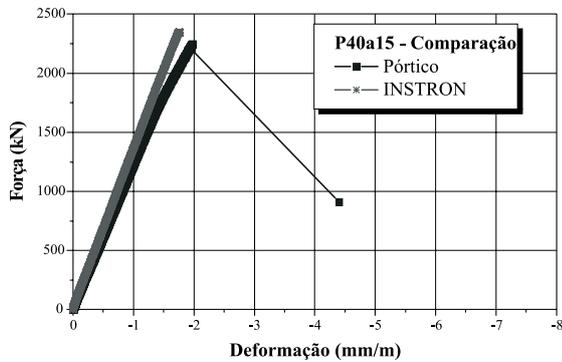


Figura 21 – Diagramas Força x Deformação do pilar P60a15

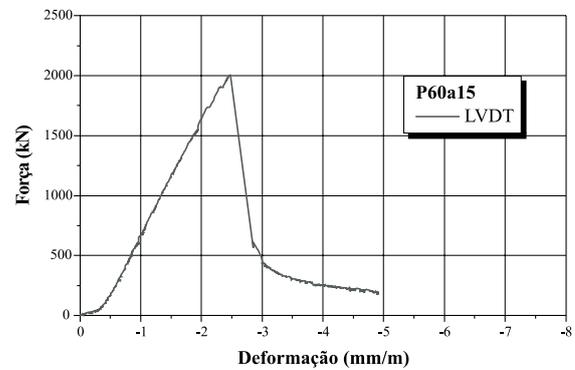


Figura 19 – Diagramas Força x Deformação do pilar P60a05

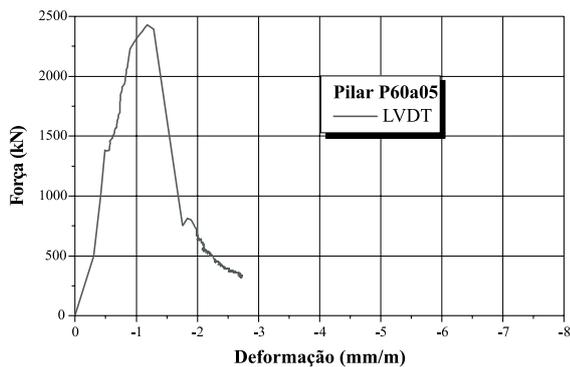


Figura 22 – Diagramas Força x Deformação do pilar P80a05

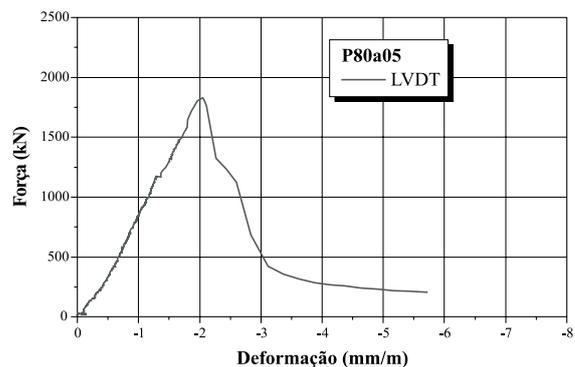


Figura 20 – Diagramas Força x Deformação do pilar P60a10

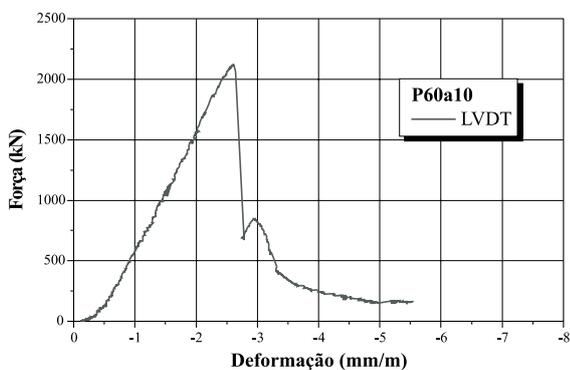


Figura 23 – Diagramas Força x Deformação do pilar P80a10

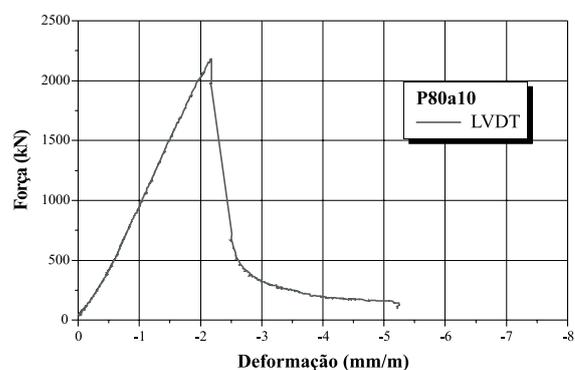
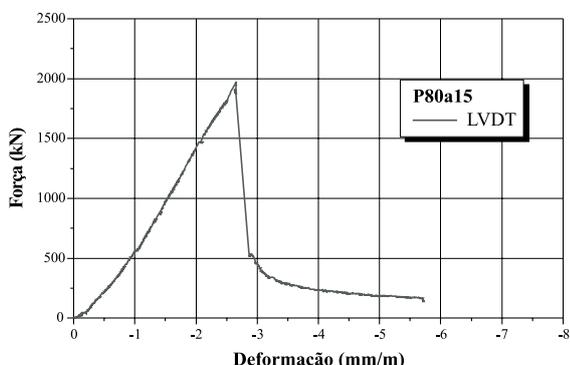


Figura 24 – Diagramas Força x Deformação do pilar P80a15



se a leitura dos relógios comparadores. Como antes do ensaio final no pórtico espacial com controle de força, este mesmo pilar foi ensaiado na máquina INSTRON, comparando-se os dois gráficos obtidos para verificar se houve perda significativa de rigidez. Constatou-se que o pilar perdeu pouco da sua rigidez de um ensaio para outro, validando assim os resultados obtidos no ensaio com controle de força.

4 Análise dos Resultados dos Ensaio

Para a análise dos resultados, foi necessário primeiramente obter alguns parâmetros para comparação dos resultados obtidos experimentalmente com os teóricos. Para o cálculo da taxa de armadura transversal, foi usada a equação 1 descrita abaixo:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s} \quad \text{(Equação 1)}$$

onde:

A_{sw} = área de aço com estribo de dois ramos;

b_w = menor dimensão do pilar;

s = espaçamento entre estribos;

Para o cálculo da força última resistente usando a seção transversal do núcleo, foi usada a equação 2:

$$F_{un} = (A_{cn} - A_s)f_c + A_s f_y \quad \text{(Equação 2)}$$

onde:

A_{cn} = Área do núcleo de concreto delimitado pelos estribos;

A_s = Área de armadura longitudinal;

f_c = Resistência média do concreto; e

f_y = Resistência média de escoamento do aço.

A força última resistente usando a seção transversal total foi calculada usando a equação 3:

$$F_u = (A_c - A_s)f_c + A_s f_y \quad \text{(Equação 3)}$$

onde:

A_c = Área da seção transversal total do pilar;

A_s = Área de armadura longitudinal;

f_c = Resistência média do concreto; e

f_y = Resistência média de escoamento do aço.

A tabela 1 mostra a relação entre os resultados experimentais da primeira etapa de ensaios e os teóricos para os pilares, além da relação entre a força experimental obtida nos ensaios e a força teórica calculada com a equação 2 e com a equação 3.

Percebe-se que quando os resultados experimentais são comparados com as forças teóricas calculadas com a seção transversal total, os fatores, na sua maioria menores que 1, indicam valores contra a segurança.

Quando se considera apenas a seção do núcleo, a análise

Figura 25 – Forma geral de ruína dos pilares ensaiados na primeira etapa



fornece resultados experimentais acima dos teóricos. Isto significa claramente que para valores do cobrimento de armadura da ordem de 2cm, esta parte da seção transversal não contribui para a seção resistente do pilar.

Na figura 25 pode-se ver a forma de ruptura de um dos pilares ensaiados. Como é mostrado, não há destacamento do cobrimento antes da ruptura.

COLLINS et al.[5] propõe um coeficiente K_3 , multiplicando a parcela resistente do concreto, para se levar em conta a seção transversal total do pilar, sendo a fórmula descrita da seguinte maneira:

$$F_{u,teo} = K_3(A_c - A_s)f'_c + A_s f_y \quad \text{(Equação 4)}$$

onde:

$$K_3 = 0,6 + \frac{10}{f'_c} \quad \text{para } f'_c \text{ em MPa. (Equação 5)}$$

Na tabela 2 pode ser vista uma análise entre os valores obtidos para a força resistente teórica, utilizando o coeficiente K_3 proposto por [5], com os resultados experimentais.

A formulação indicada por [5] é baseada na determinação da resistência à compressão do concreto determinada por meio de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm. Como nos ensaios realizados para determinação da resistência média à compressão (f_{cm}) usaram-se corpos-de-prova de 10cm x 20cm, faz-se um ajuste em f_{cm} multiplicando-o pelo coeficiente 0,95, que é para se levar em consideração a diferença das dimensões dos corpos-de-prova.

Para a segunda etapa de ensaios, agora com espessura maior do cobrimento de armadura foram feitas as seguintes análises. Na tabela 3, mostram-se os resultados experimentais dos pilares, a força última teórica calculada com a seção do núcleo delimitado pelos estribos, e a relação entre o resultado experimental e o teórico.

Pode-se perceber que a relação entre a força última obtida nos ensaios e a força última teórica considerando apenas a seção do núcleo teve uma relação bem superior a 1, indicando que neste caso o cobrimento pode ter contribuído para a formação da seção resistente.

Na figura 26 pode ser visto a ruína típica dos pilares ensaiados nesta segunda etapa.

Tabela 1 – Análise Teórica dos Resultados dos Ensaios

Pilar	Vf (%)	ρ_w (%)	$0,9f_{cm}$ (MPa)	$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{u,teo}$ (kN)	$F_{u,exp}/F_{u,teo}$	$F_{un,teo}$ (kN)	$F_{u,exp}/F_{un,teo}$
P1a15-1	0,25	0,55	73	2.453	3.383	0,73	2.303	1,07
P1a15-2	0,25	0,55	79	2.714	3.621	0,75	2.451	1,11
P1a10-1	0,25	0,82	77	2.581	3.539	0,73	2.400	1,08
P1a10-2	0,25	0,82	77	2.304	3.539	0,65	2.400	0,96
P1a05-1	0,25	1,63	73	2.291	3.371	0,68	2.295	1,00
P1a05-2	0,25	1,63	73	2.449	3.371	0,73	2.295	1,07
P2a15-1	0,50	0,55	65	2.208	3.061	0,72	2.103	1,05
P2a15-2	0,50	0,55	65	1.827	3.061	0,60	2.103	0,87
P2a15-1r	0,50	0,55	60	1.840	2.871	0,64	1.985	0,93
P2a15-2r	0,50	0,55	60	1.841	2.871	0,64	1.985	0,93
P2a10-1	0,50	0,82	72	2.911	3.346	0,87	2.280	1,28
P2a10-2	0,50	0,82	72	3.028	3.346	0,91	2.280	1,33
P2a05-1	0,50	1,63	70	2.491	3.264	0,76	2.229	1,12
P2a05-2	0,50	1,63	70	2.554	3.264	0,78	2.229	1,15
P3a15-1	1,00	0,55	69	2.509	3.244	0,77	2.217	1,13
P3a15-2	1,00	0,55	69	2.360	3.244	0,73	2.217	1,06
P3a10-1	1,00	0,82	59	2.373	2.821	0,84	1.954	1,21
P3a10-2	1,00	0,82	59	2.164	2.821	0,77	1.954	1,11
P3a05-1	1,00	1,63	62	2.333	2.962	0,79	2.041	1,14
P3a05-2	1,00	1,63	62	2.454	2.962	0,83	2.041	1,20
P4a15-1	0,75	0,55	72	2.584	3.342	0,77	2.277	1,14
P4a15-2	0,75	0,55	72	2.609	3.342	0,78	2.277	1,15
P4a10-1	0,75	0,82	78	2.603	3.573	0,73	2.421	1,08
P4a10-2	0,75	0,82	78	2.598	3.573	0,73	2.421	1,07
P4a05-1	0,75	1,63	68	2.222	3.190	0,70	2.183	1,02
P4a05-2	0,75	1,63	68	2.199	3.190	0,69	2.183	1,01

Tabela 2 – Análise Teórica Segundo COLLINS et al.(1993)

Pilar	Taxa de Fibra (%)	$0,95_{f_{cm}}$ (MPa)	K_3	$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{u,teo}$ (kN)	$F_{u,exp}/F_{u,teo}$
P1a15-1	0,25	77	0,730	2.453	2.730	0,90
P1a15-2	0,25	83	0,720	2.714	2.881	0,94
P1a10-1	0,25	81	0,723	2.581	2.828	0,91
P1a10-2	0,25	81	0,723	2.304	2.828	0,82
P1a05-1	0,25	77	0,730	2.291	2.720	0,84
P1a05-2	0,25	77	0,730	2.449	2.720	0,90
P2a15-1	0,50	68	0,747	2.208	2.527	0,87
P2a15-2	0,50	68	0,747	1.827	2.527	0,72
P2a15-1r	0,50	63	0,758	1.840	2.405	0,77
P2a15-2r	0,50	63	0,758	1.841	2.405	0,77
P2a10-1	0,50	76	0,732	2.911	2.707	1,08
P2a10-2	0,50	76	0,732	3.028	2.707	1,12
P2a05-1	0,50	74	0,736	2.491	2.655	0,94
P2a05-2	0,50	74	0,736	2.554	2.655	0,96
P3a15-1	1,00	73	0,737	2.509	2.643	0,95
P3a15-2	1,00	73	0,737	2.360	2.643	0,89
P3a10-1	1,00	62	0,762	2.373	2.374	1,00
P3a10-2	1,00	62	0,762	2.164	2.374	0,91
P3a05-1	1,00	66	0,753	2.333	2.464	0,95
P3a05-2	1,00	66	0,753	2.454	2.464	1,00
P4a15-1	0,75	76	0,732	2.584	2.704	0,96
P4a15-2	0,75	76	0,732	2.609	2.704	0,97
P4a10-1	0,75	82	0,722	2.603	2.851	0,91
P4a10-2	0,75	82	0,722	2.598	2.851	0,91
P4a05-1	0,75	72	0,739	2.222	2.606	0,85
P4a05-2	0,75	72	0,739	2.199	2.606	0,84
P3p10-2	0,50	54	0,785	2.391	2.197	1,09

Figura 26 – Aspecto da ruína do pilar ensaiado na segunda etapa

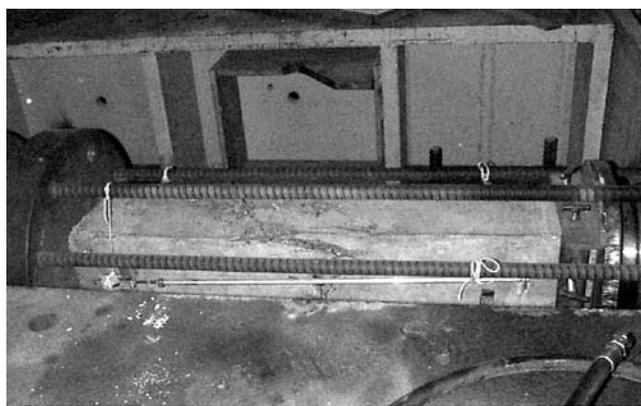


Tabela 3 – Resumo dos Ensaios dos Pilares

Pilar	Taxa de Fibras	$0,9_{fcm}$ (MPa)	Estribos	Acn (cm ²)	$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{u,teo}$ (kN)	$F_{u,exp}$ / $F_{u,teo}$
P40a05	0,51%	59	Ø6,3c/05	103,45	2.384	1.114	2,14
P40a10	0,51%	59	Ø6,3c/10	103,45	2.022	1.114	1,82
P40a15	0,51%	59	Ø6,3c/15	103,45	2.244	1.114	2,01
P60a05	0,76%	64	Ø6,3c/05	103,45	2.429	1.154	2,11
P60a10	0,76%	64	Ø6,3c/10	103,45	2.121	1.154	1,84
P60a15	0,76%	64	Ø6,3c/15	103,45	2.007	1.154	1,74
P80a05	1,02%	68	Ø6,3c/05	103,45	1.830	1.199	1,53
P80a10	1,02%	68	Ø6,3c/10	103,45	2.184	1.199	1,82
P80a15	1,02%	68	Ø6,3c/15	103,45	1.973	1.199	1,65

Da mesma forma foram comparados os resultados experimentais com aqueles calculados segundo a indicação de COLLINS et al.[5], como mostra a tabela 4.

A adição de fibras ao concreto diminui a resistência à compressão, mas como as taxas de fibras usadas para execução do concreto dos pilares ficaram nos limites inferiores indicadas pela literatura técnica, não houve diferenciação de uma resistência ou outra, em função da adição de fibras, tanto nos ensaios da primeira etapa quanto nos ensaios da segunda etapa, sendo necessário um número maior de ensaios para a indicação de outro coeficiente no lugar de K3 para o cálculo da força resistente, considerando a seção transversal total e para que fosse levada em conta a adição de fibras ao concreto.

5 Conclusão

- Percebeu-se nos ensaios das duas etapas em que consiste esta pesquisa, que o cobrimento não é destacado antes da ruína. As fibras fizeram um elo de ligação não permitindo a ruptura do cobrimento com uma força menor que a de ruína;
- Apenas o núcleo dos pilares, delimitado pelos estribos, formou a seção resistente aos esforços normais de compressão. Nos pilares feitos com concreto de alta resistência com fibras metálicas a conclusão não foi diferente, ou seja, apenas o núcleo da seção transversal contribuiu para absorver a força atuante. Isto aconteceu para os pilares cujos cobrimentos das armaduras tinham espessura da ordem de 2cm.
- Quando o cobrimento da armadura foi aumentado para 5cm, pôde-se perceber que não mais só o núcleo contribuiu para a formação da seção resistente do pilar, mas uma parcela do cobrimento também contribuiu para a resistência do pilar à força última.
- Não houve destacamento do cobrimento antes da ruptura do pilar, o que reforça a idéia da participação deste na seção resistente. Portanto, indica-se o uso de cobrimentos de armadura mais espessos na

construção de pilares de concreto de alta resistência com adição de fibras.

6 Agradecimentos

À FAPESP, à CAPES, à ENGEMIX, à Camargo Correa Cimentos, à Belgo-Bekaert, ao LE-EESC-USP, ao LEM-USP.

7 Bibliografia

- [01] AGOSTINI, L.R.S.(1992). Pilares de concreto de alta resistência. São Paulo. Tese (Doutorado) - EPUSP.
- [02] BJERKELI, L.; TOMASZEWICZ, A.; JENSEN, J.J.(1990). Deformation properties and ductility of high-strength concrete. In: HESTER, W. T., ed. Detroit, ACI, p.215-238 (SP-121).
- [03] COLLINS, M.P.; MITCHELL, D.; MacGREGOR, J.G.(1993). Structural design considerations for high-strength concrete. Concrete International, v.15, n.1, p.27-34.
- [04] CUSSON, D.; PAULTRE, P.(1994). High-strength concrete columns confined by rectangular ties. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.120 n.3, p.783-804, Mar.
- [05] GUIMARÃES, A.E.P.(1999). Análise de pilares de concreto de alta resistência com adição de fibras metálicas submetidos à compressão centrada. São Carlos . Tese (Doutorado) - EESC - USP.
- [06] HELENE, P.R.L.(1999). Transferência de tecnologia. téchn. n.39, p.14-17.
- [07] LANGLOIS, Y.; PAULTRE, P.(1996). Rôle de l'enrobage de béton et effet des fibres métalliques sur le comportement des poteaux en BHP. Sherbrooke, Canadá, Université de Sherbrooke. (Rapport de recherche, SMS-96/02).

- [08] LEVESQUE, Y.(1998). Étude de la ductilité des poteaux en béton armé a haute performance avec fibres métalliques. Sherbrooke, Canadá. Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées – Université de Sherbrooke.
- [09] LIMA, F.B. et al.(1999). Axially loaded HPC columns. In: II International Conference on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures, Proceedings June 1-4, Gramado, 1999.
devem ser apresentadas de forma itemizada.