

EPUSP  
**IV SIMPÓSIO  
EPUSP SOBRE  
ESTRUTURAS  
DE CONCRETO**

21 a 25 de Agosto de 2000

**Apoio :**



**Realização :**



Depto. de Engenharia de Estruturas e Fundações  
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

## ANÁLISE ESTRUTURAL E APLICAÇÃO DE CONCRETOS ESPECIAIS NA REABILITAÇÃO DE PILARES E VIGAS DE CONCRETO ARMADO

João Bento de Hanai (1); Jorge Fortes Filho (2);  
Adilson Roberto Takeuti (3); Andréa Prado Abreu Reis (4)

H 233 a

(1) Professor Titular, Departamento de Engenharia de Estruturas,  
Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo  
email: [jbhanai@sc.usp.br](mailto:jbhanai@sc.usp.br)

(2) Professor da Universidade Católica de Salvador e da Universidade Estadual de Feira de Santana  
MSc Eng. Estruturas, Doutorando da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo  
email: [jfortesf@sc.usp.br](mailto:jfortesf@sc.usp.br)

(3) MSc. Engenharia de Estruturas  
Doutorando da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo  
email: [atakeuti@sc.usp.br](mailto:atakeuti@sc.usp.br)

(4) MSc. Engenharia de Estruturas  
Doutoranda da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo  
email: [apareis@sc.usp.br](mailto:apareis@sc.usp.br)

Endereço para correspondência:  
Avenida da Trabalhador São-carlense, 400 – Centro - CEP 13566-590 – São Carlos – SP - Brasil

### Resumo

Apresenta-se neste trabalho uma síntese dos resultados obtidos e do estágio de andamento de pesquisas no campo da reabilitação de estruturas de concreto, enfatizando-se aspectos relativos ao comportamento estrutural em geral, dimensionamento e aplicação de concretos especiais no reparo e no reforço de pilares e vigas de concreto armado. No caso de reparo de pilares, estuda-se o comportamento estrutural de elementos reabilitados com substituição da região deteriorada por um concreto de reparo com características mecânicas diferentes do concreto original. Empregam-se técnicas de modelagem experimental e numérica com análise não-linear de natureza física. O reforço de pilares também é abordado em pesquisa que investiga o comportamento de pilares reforçados por encamisamento, analisando-se a influência da utilização de concreto de alta resistência, fibras de aço e telas de aço soldadas, assim como o comportamento conjunto da camisa com o núcleo, os efeitos de confinamento e a ductilidade. No caso de vigas, são estudados os mecanismos básicos de transferência de esforços em vigas reabilitadas pelo acréscimo de armaduras longitudinais no bordo tracionado. São analisadas a resistência de interface entre concreto novo/concreto antigo, a eficiência de conectores especiais utilizados para combater esforços tangenciais, o efeito de ações repetidas e também o efeito de ações atuantes na peça durante a execução da reabilitação. Em relação à união concreto novo/concreto antigo, é observada a interferência da retração e da fluência em cada um dos materiais e os estados de tensões e deformações existentes na peça antes e após a reabilitação.

1108190  
131200

SYSNO	1108190
PROD	003514
ACERVO EESC	

## 1. Introdução

A pesquisa na área de Estruturas de Concreto tem passado por mudanças – pode-se dizer drásticas – nos últimos anos, principalmente tendo em vista os avanços alcançados com o desenvolvimento dos chamados concretos de alto desempenho e de outros tipos de concreto aqui genericamente classificados como *concretos especiais*.

Considerando-se que no Brasil o concreto e outros produtos à base de cimento são materiais preponderantemente empregados na Construção Civil, a pesquisa e a formação de recursos humanos nessa área são de grande importância e capazes de produzir reflexos econômicos imediatos.

Embora as estruturas de concreto sejam frequentemente vistas como permanentes, pode-se observar pelo estado da infraestrutura do País que elas não estão livres de problemas. Enquanto muitas estruturas de edifícios, obras-de-arte e outras têm se comportado bem durante sua vida útil de projeto, outras estruturas têm sofrido falhas prematuras.

Não há muitos dados quantitativos sobre o estado das construções de concreto no Brasil, mas possivelmente eles revelariam um quadro assustador. Muitos dos problemas de desempenho das construções poderiam ser evitados com materiais, técnicas, procedimentos e normas adequadas. Neste sentido, o estudo das patologias e dos processos de reabilitação e manutenção das estruturas vêm colaborar para a recuperação e a melhoria da qualidade do patrimônio existente.

As pesquisas e seus resultados parciais até agora obtidos fazem parte de um trabalho mais amplo que visa elaborar subsídios de caráter científico e tecnológico para o estabelecimento de estratégias e projetos de *reabilitação de estruturas de concreto armado*. No atual estágio, está sendo estudada a reabilitação de pilares e vigas, investigando-se — por meio de análise experimental intensiva e apoio de simulações numéricas — o comportamento desses elementos estruturais submetidos à influência de diversos fatores, combinados ou não: *a) tipos de solicitação*: compressão axial, flexo-compressão, flexão simples, pré-carregamento do elemento a ser reforçado), carregamentos de longa duração; *b) materiais*: uso de concreto de alta resistência, adição de fibras curtas de aço, emprego de telas de aço soldadas; *c) comportamento conjunto de materiais*: interação entre os diferentes tipos de materiais, tratamento das interfaces, efeito de confinamento do núcleo em pilares, variação das taxas de armadura longitudinais e transversais, resistência do cobrimento, ductilidade do conjunto; *d) efeito das deformações dependentes do tempo e da redistribuição de esforços*: pré-carregamento dos elementos, fluência e retração dos concretos empregados no elemento e no reforço.

Nos itens seguintes, apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos e do estágio de andamento de pesquisas desenvolvidas nesse campo no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

## 2. Comportamento estrutural de pilares reparados com substituição

Analisa-se o comportamento estrutural de pilares recuperados com a técnica de substituição. Neste tipo de reparo, substitui-se o concreto original deteriorado por outro concreto, dito de reparo, cujas características mecânicas são diferentes daquelas do concreto original. No Brasil, esta técnica é bastante usual no tratamento de pilares e vigas para corrigir defeitos de concretagem, tais como segregação do concreto, vazios e

juntas frias, ou ainda corrosão de armaduras seguida de fissuração e deslocamento do concreto.

A pesquisa é restrita a pilares, escolhidos por serem os elementos sobre os quais, nas estruturas convencionais de edifícios em concreto, recaem a função da condução das cargas nas vigas e lajes às fundações, e cuja ruptura é, muitas vezes, extremamente danosa à garantia do equilíbrio da construção.

Embora a técnica seja de emprego corriqueiro, os estudos a respeito do comportamento estrutural do pilar, antes e depois da reabilitação, ainda são poucos e o conhecimento do comportamento estrutural ainda é incipiente. No CEB [1993], item 7.5, com base em dois estudos experimentais apenas, realizados na Turquia, informa-se que a resistência e a rigidez do pilar recuperado diminui, no máximo, de 25% em relação ao valor do pilar original. Em VANDERLEI [1996], encontra-se estudo experimental dedicado principalmente a avaliar o desempenho de vários tipos de concretos de reparo, com algumas informações a respeito das tensões nas armaduras.

## 2.1 Descrição da Pesquisa

O principal objetivo da pesquisa é a comprovação (ou não) da seguinte tese: *“o comportamento estrutural de pilares de concreto armado é alterado de modo significativo em alguns casos de reabilitação com substituição ou remoldagem, de modo que as seções transversais não permanecem planas e ocorrem concentrações de tensões”*. A abrangência da tese está restrita aos casos em que o reparo tem características diferentes daquelas do substrato e, a princípio, aos casos estudados, pilares com seção transversal quadrada, com taxas geométricas de armadura longitudinal entre 1,4% a 3,5%, tendo um reparo com forma paralelepípedica, por ser esta a mais usual. O reparo contém uma ou duas arestas do pilar e altura inferior a 1/4 da altura deste, tem área da seção transversal entre 10% a 33% da seção do pilar e dista das extremidades do pilar mais do dobro da maior dimensão da seção transversal do pilar. Como carregamento, considerou-se apenas o caso de compressão centrada que, apesar de ocorrer raramente na prática, facilita o estudo do elemento estrutural e permite, a partir deste caso mais simples, o entendimento do comportamento estrutural de pilares submetidos a flexo-compressão.

Para analisar o comportamento estrutural do pilar recuperado, observou-se nos ensaios, durante todo o período de aplicação de carregamento, a evolução das deformações específicas nos concretos (substrato e reparo) e em cada barra de aço da armadura longitudinal, assim como a configuração de fissuras e do esmagamento nas superfícies do pilar, além do valor da força última.

O comportamento estrutural do pilar recuperado é influenciado por diversos fatores aqui denominados de intervenientes. Na pesquisa, escolheram-se como os mais importantes a posição e as dimensões da cavidade de reparo, a armadura longitudinal e a transversal, a diferença entre as características mecânicas dos concretos de reparo e de substrato (valores dos módulos de deformação longitudinal) e o valor do pré-carregamento do pilar antes da reabilitação. Outros fatores não considerados, mas que merecem estudos, são: o histórico do carregamento, a fluência e retração do concreto, técnica de execução do reparo e tipo de solicitação.

Projetaram-se pilaretes com seção transversal quadrada com 12cm de lado e altura de 95cm. Em cada pilarete existe somente uma cavidade de reparo, situada sempre à meia



altura do modelo, sendo que a seção transversal da cavidade pode ter as dimensões de 4cm x 4cm; 6cm x 6cm; 4cm x 6cm; 4cm x 12cm, e a altura é sempre igual a 25cm. As armaduras longitudinais são sempre quatro barras de diâmetros idênticos, que podem ser de 8mm, 10mm ou 12,5mm. A armadura transversal é sempre constituída de estribos de 5mm de diâmetro espaçados de 10cm, com exceção de dois modelos, destinados ao estudo do efeito da armadura transversal. Em um deles, o espaçamento é de 7,5cm e no outro de 12cm. Para estudar o efeito do alívio de carregamento antes da execução do reparo, executar-se-á um alívio de carregamento de 30% e de 60%, em modelos mantidos, durante cerca de dois meses, sob uma força de 70% aproximadamente da força última estimada de ruptura. Combinando-se estas variáveis obteve-se 32 modelos, incluindo três sem reparos para servirem de elementos de comparação.

A investigação do comportamento estrutural está sendo efetuada por meio de uma análise numérica não-linear de natureza física e de uma análise experimental. Todos os modelos estão sendo investigados com os dois tipos de análise, com exceção dos seis modelos destinados ao estudo do efeito da relação entre rigidez dos concretos do substrato e do reparo, que serão analisados apenas por método numérico, em virtude da dificuldade de fixar, antecipadamente, as relações desejadas entre os módulos de deformação longitudinal dos concretos empregados.

Considerou-se que o concreto de reparo contribui efetivamente para a resistência da seção transversal do pilar e que tem resistência mecânica e módulo de deformação longitudinal de valor maior do que o do concreto original, como é usual nas recuperações.

## 2.2 Modelagem Numérica

A modelagem foi realizada com o Método dos Elementos Finitos, empregando-se o programa "Ansys", versão 5.4. Foi utilizado o elemento finito tridimensional SOLID45, um elemento de forma paralelepípedica, que pode ser degenerado em uma forma piramidal, com um nó em cada vértice e três graus de liberdade de deslocamento por nó, podendo-se implementar a simulação de comportamento não-linear de natureza física e geométrica.

Para os resultados apresentados neste artigo, modelaram-se os materiais com diagramas tensão/deformação seguindo-se o preconizado na NBR-6118/79. O critério de resistência utilizado foi o de von Mises, por não se ter conseguido impor simultaneamente um diagrama não-linear e um critério de resistência no programa. No caso de pilares submetidos predominantemente à compressão centrada, em que a tensão vertical de compressão é muito maior do que todas as outras tensões, os resultados obtidos com o emprego do critério de resistência de von Mises ou com o de Mohr-Coulomb fornecem valores numéricos semelhantes. O aço foi modelado como um material elasto-plástico com encruamento isotrópico, tendo como um critério de plastificação o critério de resistência de von Mises, com valor de tensão de escoamento igual a 500MPa.

Nas duas modelagens, a numérica e a física, considerou-se que nenhuma das duas extremidades dos modelos sofrem deslocamentos, a menos do deslocamento vertical da extremidade superior, devido à aplicação do carregamento.

## 2.3 Modelagem física

Por meio da realização de ensaios experimentais, está se observando o comportamento dos modelos durante o carregamento, inclusive após a ruína, com atenção especial ao

aparecimento de fissuras e esmagamentos de concreto e a eficiência da interface entre os concretos do substrato e do reparo.

Os modelos são concretados na posição horizontal, em fôrma de madeira, vibrados em mesa vibratória, com a futura cavidade de reparo ocupada por poliestireno expandido, a qual é posicionada na única face exposta do modelo. No terceiro dia após a concretagem, a cura é encerrada. No quarto dia, o poliestireno expandido é retirado, a superfície da cavidade é apicoada e limpa com jato de ar sob pressão. Entre o quinto ao sétimo dia de idade do substrato, a superfície da cavidade é limpa novamente com ar sob pressão e depois saturada com água, sendo o concreto de reparo lançado quando a superfície apresenta-se seca e sem brilho. No dia do ensaio, o substrato tem entre 14 a 16 dias de idade e o reparo de 6 a 9 dias.

As deformações de cada barra da armadura longitudinal são medidas por meio de extensômetros elétricos, posicionados na seção à meia altura do modelo. No meio de cada um dos ramos do estribo situado à meia altura do modelo há um extensômetro elétrico. Em cada face vertical do modelo, é instalado um defletômetro, que permite medir os deslocamentos em um trecho de 55cm à meia altura do modelo.

O ensaio é realizado em uma máquina servo-hidráulica, com capacidade de carga estática de 2500kN. O carregamento é aplicado por meio de um deslocamento com velocidade controlada do pistão de 0,003mm/s, sendo que na descarga impõe-se 0,005mm/s, apenas para diminuir o tempo de descarregamento. Um sistema de coleta automática de dados registra, a cada 2 segundos, o valor da força atuante, do deslocamento do pistão e as leituras dos defletômetros e dos extensômetros elétricos.

## 2.4 Alguns Resultados

Para apresentar alguns resultados de ensaios numéricos e experimentais, escolheu-se o modelo armado com 4 barras de 10mm e reparo com seção transversal de 4cm x 12cm.

Iniciando-se com a modelagem numérica, apresentam-se os diagramas das tensões verticais para o modelo e para a faixa à meia altura do pilar obtidos na análise numérica (vide Fig. 1). Para o concreto de substrato estabeleceu-se uma tensão de ruptura igual a 15MPa e para o concreto de reparo a tensão de 30MPa. A grande diferença entre as resistências visa a evidenciar melhor o comportamento estrutural do pilar recuperado. A extremidade superior do pilar foi submetida a um deslocamento vertical igual a 0,196cm para baixo, que corresponde a uma deformação específica média de 0,207%. O pilar foi modelado em 2.020 elementos finitos (180 na região de reparo), resultando em 2.710 nós.

Note-se que as barras das armaduras, situadas no reparo, estão submetidas a tensões da ordem de 250MPa, bem inferiores às tensões nas armaduras situadas no substrato, que são da ordem de 440MPa. Isto é devido, em parte, ao fato de que o concreto do substrato já atingiu o valor máximo da resistência de compressão, de modo que todo acréscimo de carregamento tem de ser absorvido pela armadura, enquanto que o concreto do reparo está submetido a tensões máximas de compressão de próximas de 24MPa, ainda distante da tensão de resistência máxima de compressão de 30MPa.

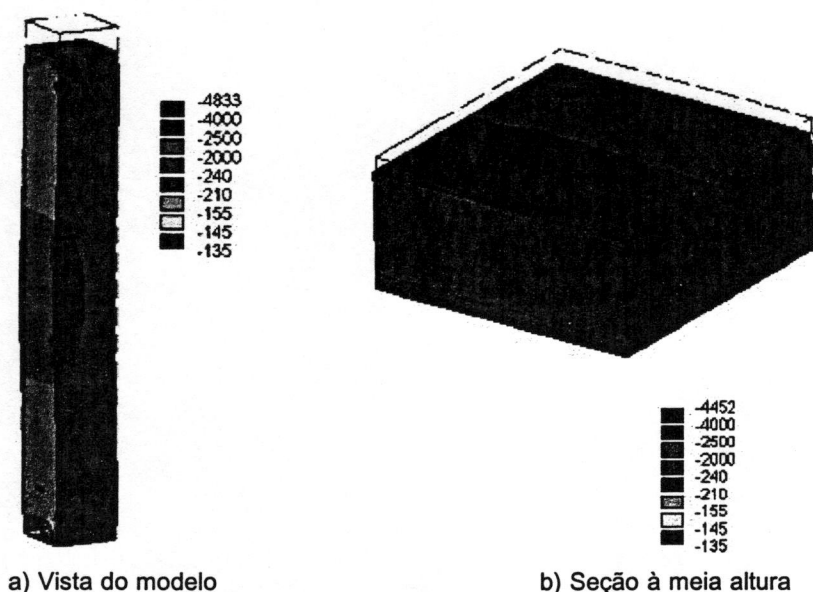


Fig. 1 – Distribuição das tensões normais verticais.

Dos resultados da modelagem física, apresentam-se os gráficos das deformações específicas no aço, média dos valores das barras 1 e 2 e das barras 3 e 4 (Fig. 2) e nas faces do concreto em relação à força aplicada (Fig. 3).

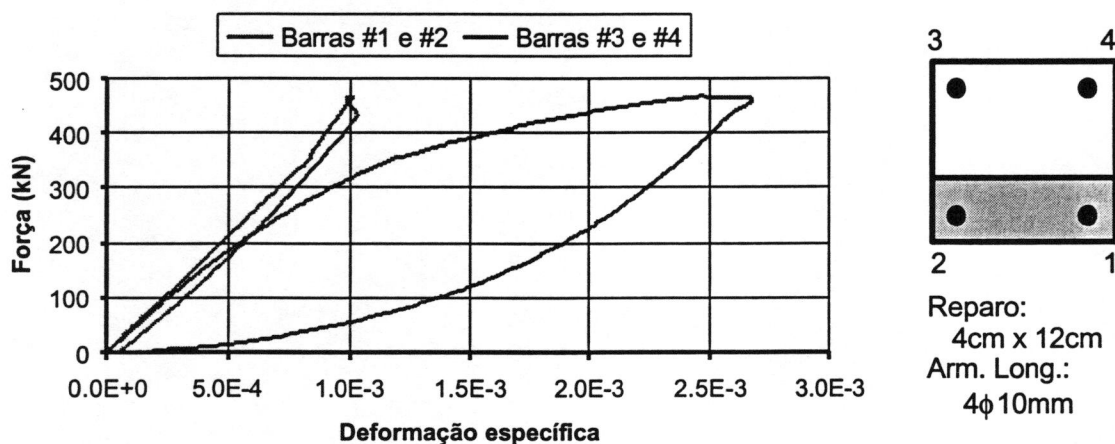


Fig. 2 – Evolução das deformações específicas nas barras das armaduras longitudinais.

Observando-se a Fig. 2, nota-se que as barras longitudinais, que transpõem a cavidade de reparo (numeradas 1 e 2), ficam submetidas a deformação específica menor do que a das barras distantes do reparo. Esta variação da tensão nas barras da armadura longitudinal é restrita ao trecho do pilar onde ocorre a influência da existência do reparo, um trecho com altura de duas vezes aproximadamente a altura do reparo.

Analisando-se a evolução das deformações nas superfícies de concreto do modelo (Fig. 3), constata-se que a face com o reparo deforma-se bem menos do que a face distante do reparo, resultado que pode ser intuído da evolução das deformações nas armaduras longitudinais. Devido à simetria, as deformações das faces B e D deveriam ser iguais, isto é, suas respectivas curvas (linhas mais finas na Fig. 3) deveriam ser coincidentes; entretanto imperfeições inevitáveis, ainda que pequenas, no modelo e no ensaio e o fato

singular, ocorrido logo no início do ensaio, de quebra de quina do modelo, impediram a ocorrência desta igualdade.

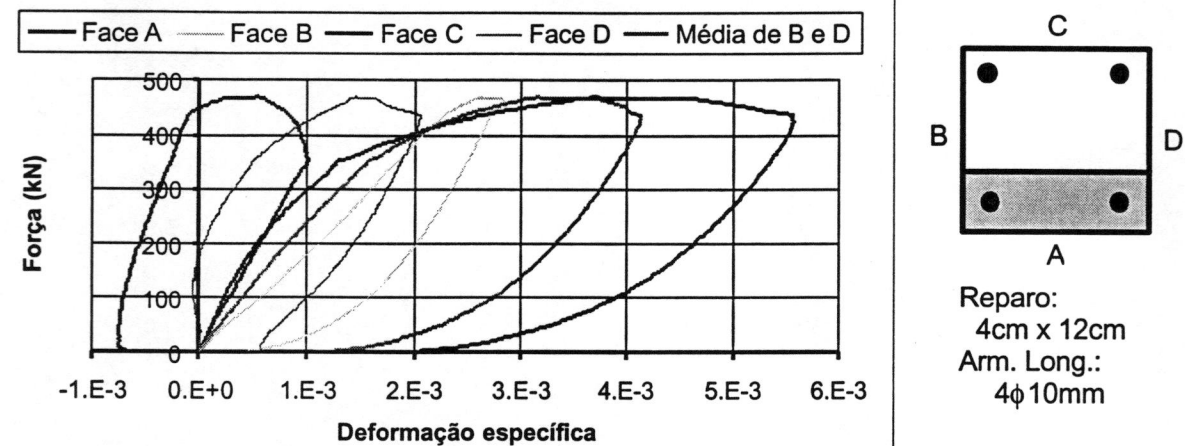


Fig. 3 – Evolução das deformações específicas nas faces do modelo.

## 2.5 Comportamento Estrutural do Pilar Recuperado

Dos resultados até agora obtidos em modelagens físicas, cerca de vinte, e de poucas modelagens numéricas, tecem-se alguns comentários a respeito do comportamento estrutural de pilares recuperados com substituição.

A característica mais significativa é uma alteração no caminho das forças, com desvio da trajetória das tensões verticais em direção à região do reparo, devido à diferença entre os valores dos módulos de deformação longitudinal dos concretos existentes nesta região, resultando em uma distribuição não uniforme das tensões normais nas várias seções transversais do pilar que interceptam o reparo.

Para analisar a distribuição das deformações específicas na direção vertical, considere-se a seção transversal do pilar que intercepta o reparo à meia altura. Nas proximidades da interface entre o substrato e o reparo, devido à diferença dos módulos de deformação longitudinal dos concretos, os valores das deformações específicas variam significativamente entre dois pontos próximos, sendo que a variação torna-se menor conforme os pontos considerados sejam tomados mais distantes da interface dos concretos. Observando-se este comportamento das deformações específicas, constata-se que um plano, superfície com uma única inclinação, não pode acompanhar todas as inclinações que a função da deformação específica vertical apresenta na seção transversal do pilar; portanto, não é mais válida a aplicação da hipótese Bernouilli em vários casos de pilares reparados com substituição. A hipótese de Bernouilli a que se refere acima, muito empregada no cálculo de pilares e outras peças de concreto, é que seções planas de concreto armado, quando íntegras, permanecem planas após a deformação.

A variação das tensões pode ser abrupta ou não, a depender da quantidade e disposição da armadura longitudinal, pois esta absorve parcela considerável do esforço solicitante externo, amenizando a variação das tensões nos concretos.



No caso de ações solicitantes com valores elevados, para as quais parte do concreto do substrato está submetida a valores de tensões de compressão próximas ou iguais ao da tensão limite de esmagamento, todo o acréscimo de carregamento tem de ser resistido pela armadura, o que ocorre antes no substrato do que no reparo, devido à menor resistência daquele, resultando em tensões de compressão maiores nas barras de armadura situadas no substrato do que nas barras situadas no interior do reparo. Desde que a influência do reparo está restrita a uma região do pilar, a tensão de compressão em todas as barras é igual em local distante do reparo, assim, conclui-se que a tensão de compressão nas barras varia ao longo do seu comprimento.

Outra consequência da inserção do reparo é o surgimento de tensões de tração e de cisalhamento na região do reparo e proximidades, devido à perturbação nas deformações e tensões verticais. Os valores destas tensões, em peças de concreto simples, foram estudados e apresentados em FORTES & HANAI [1998].

### 3. Reforço de pilares por encamisamento com concreto de alto desempenho

#### 3.1 Descrição dos ensaios

Em pesquisa realizada por TAKEUTI (1999), foram ensaiadas 4 séries de modelos, perfazendo no total 18 ensaios de pilares solicitados à compressão axial, sendo 11 pilares de referência e 7 pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho, conforme consta do resumo apresentado na Tabela 1.

TABELA 1: Descrição das séries

SÉRIES	MODELOS
1: utiliza-se uma camisa de reforço com espessura de 3cm e 1 ou 2 camadas de telas soldadas, sem adição de fibras.	S1C1R e S1C2R: pilares de referência (15x15)cm. S1C1S e S1C2S: pilares reforçados (21x21)cm.
2: utiliza-se uma camisa de reforço com espessura de 4cm e 1 ou 2 camadas de telas soldadas, sem adição de fibras.	S2C1R e S2C2R: pilares de referência (15x15)cm. S2C1S e S2C2S: pilares reforçados (23x23)cm.
3: utiliza-se uma camisa de reforço de concreto de alta resistência com fibras metálicas e de espessura de 4cm.	S3C1S: utiliza só armadura longitudinal sem qualquer tipo de armadura transversal (23x23)cm; S3C2S: utiliza 1 camada de tela soldada (23x23)cm; S3C3S: utiliza armadura transversal mínima para pilares (23x23)cm.
4: trata-se de uma série complementar de pilares (15x15)cm de concretos de resistência $f_{cm} = 25$ e 35 MPa, com o objetivo de observar o comportamento de concretos com resistência próxima aos limites do concreto de alta resistência.	S4C1R/S4C2R: utilizam concreto de resistência $f_{cm} = 25$ MPa. S4C3R/S4C4R: utilizam concreto de resistência $f_{cm} = 35$ MPa.

O ensaio das séries foi feito com o controle de deslocamento do topo da peça, utilizando-se a máquina de ensaio servo-hidráulica INSTRON modelo 8506, com controle digital por computador, com capacidade máxima de 2500 kN e espaço de ensaio de (822x514x4000) mm. A medição das deformações foi feita por meio de extensômetros elétricos, com o emprego do sistema de aquisição de dados SYSTEM 5000, da Measurements Group.

### 3.2 Resultados experimentais

A partir dos dados obtidos pelo sistema de aquisição, foram elaboradas planilhas e em seguida diagramas força x deslocamento para cada modelo ensaiado (Fig.s 4 e 5).

Nos gráficos dos pilares de referência (Fig. 4), verifica-se que os modelos de uma mesma classe de resistência apresentaram comportamento semelhante. Verifica-se também a influência da resistência do concreto no comportamento dos modelos, salientando-se que os modelos com a maior resistência do concreto apresentam uma queda mais acentuada na força residual do que os modelos de menor resistência.

No caso dos pilares reforçados, pode-se constatar na Fig. 5 o comportamento semelhante dos modelos reforçados com uma camada de tela soldada, nos quais se verifica uma queda acentuada da força residual. O mesmo ocorreu no modelo S3C1S, que não apresentava armadura transversal de reforço, mas conta com concreto com fibras de aço na camisa.

Nos pilares reforçados com duas camadas de telas observou-se um comportamento semelhante para todos, notando-se que ocorreu uma queda menos acentuada em relação aos modelos com uma camada de tela, o que evidencia a influência direta da armadura transversal no comportamento mais dúctil dos modelos. Apesar da máquina de ensaios ter-se desligado automaticamente (por procedimento de segurança) no final do ensaio do modelo S3C3S, verifica-se que provavelmente seria um modelo mais dúctil em relação aos modelos com duas camadas, devido à maior taxa de armadura transversal.

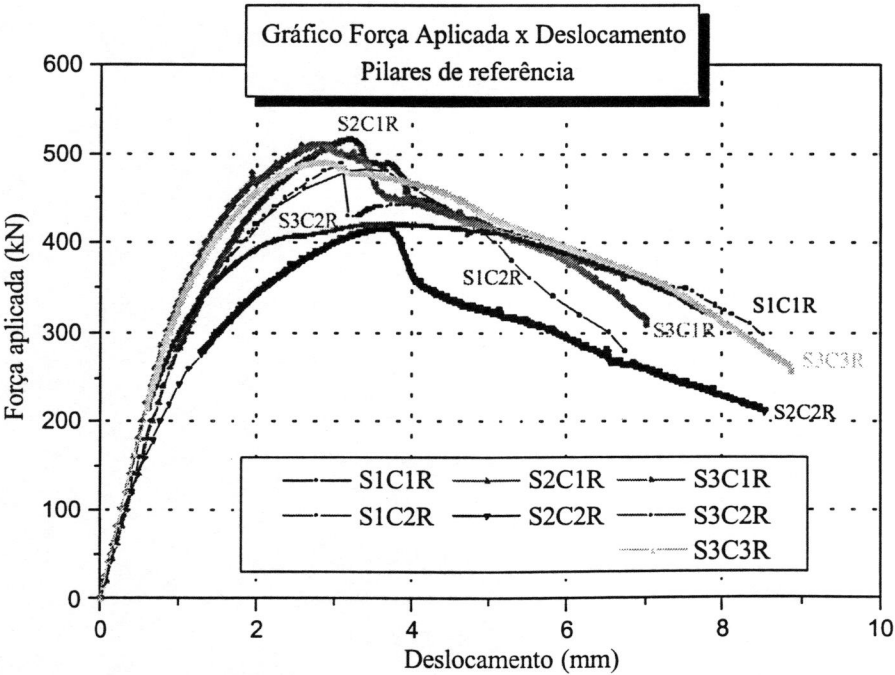


Fig. 4 - Diagrama força x deslocamento dos pilares de referência

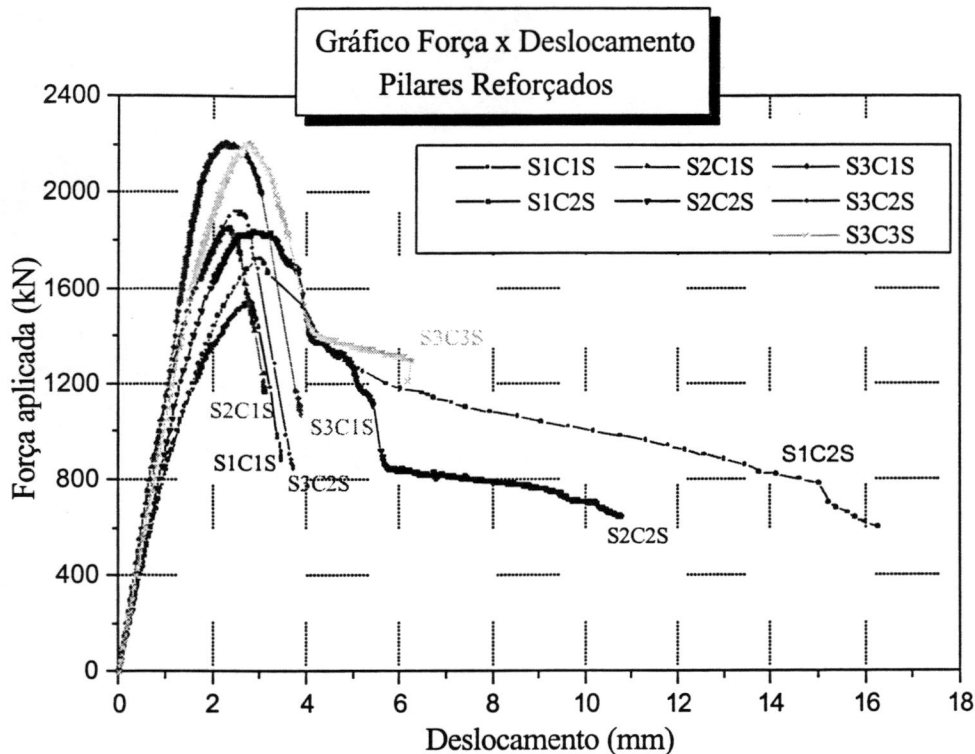


Fig. 5 - Diagrama força x deslocamento dos pilares reforçados

### 3.3 Capacidade resistente

Para determinar a capacidade resistente dos pilares reforçados, utilizou-se a equação de equilíbrio das forças verticais, supondo-se a perfeita solidariedade entre o concreto e a armadura:

$$F_u = A_{ccad}f_{ccad} + A_c f_{cnu} + A_{sb}f_{yb} + A_{st}f_{yt} \quad (\text{Equação 1})$$

onde:

$F_u$  = capacidade resistente do modelo;

$A_{ccad}$  = área de concreto da camisa de reforço;

$f_{ccad}$  = resistência à compressão do concreto da camisa de reforço;

$A_c$  = área de concreto do pilar original;

$f_{cnu}$  = resistência à compressão do concreto do pilar original;

$A_{sb}$  = área das armaduras longitudinais do pilar original e camisa de reforço, considerando só as barras de aço;

$f_{yb}$  = resistência do aço medida no gráfico tensão x deformação das barras de aço;

$A_{st}$  = área das telas de reforço no sentido longitudinal;

$f_{yt}$  = resistência do aço medida no gráfico tensão x deformação das telas de aço.

No caso de uso de concreto de alta resistência na camisa de reforço, conforme outros estudos realizados, pode-se também considerar apenas a área confinada pela armadura transversal de reforço:

$$F_{un} = A_{cconf}f_{ccad} + A_c f_{cnu} + A_{sb}f_{yb} + A_{st}f_{yt} \quad (\text{Equação 2})$$

onde  $A_{cconf}$  é a área confinada da camisa, delimitada pela armadura transversal de reforço.

Alguns autores recomendam considerar para a estimativa da capacidade resistente do pilar reforçado apenas a área da camisa. Tratando-se de um concreto de alta resistência, somente a área confinada pelos estribos da camisa foi computada:

$$F_{camisa} = A_{cconf}f_{ccad} + A_{sb}f_{yb} + A_{st}f_{yt} \quad (\text{Equação 3})$$

Ainda pode-se considerar o efeito de confinamento produzido pelas armaduras transversais e longitudinais na capacidade resistente. O efeito de confinamento nos pilares reforçados foi calculado conforme os modelos de CUSSON & PAULTRE(1993), SAATACIOGLU & RAZVI(1992) e FRANGOU et al.(1995). Todos estes modelos levam em consideração as características das armaduras longitudinais e transversais, sendo que os valores obtidos devido ao confinamento dos pilares é avaliado considerando a distribuição de pressões laterais  $f_l$  produzidas pelas armaduras as quais são ilustradas na Fig. 6.

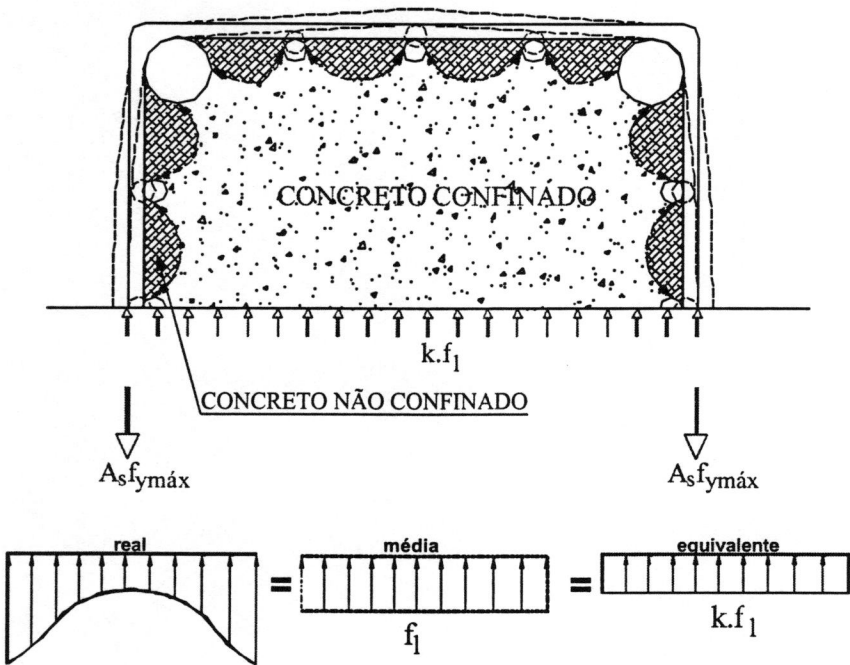


Fig. 6 - Configuração da pressão lateral

Resolveu-se adotar duas áreas de concreto confinado, conforme Fig. 7, sendo a primeira considerando-se o efeito da armadura de reforço (Área 1) e a outra considerando-se o confinamento da armadura do pilar original (Área 2).

Os valores obtidos pelo efeito de confinamento, exercido pelas armaduras transversais e longitudinais existentes nos pilares, foram somados com o valor da capacidade resistente obtida pelo modelo de cálculo considerando a área delimitada pela armadura transversal, sendo que os valores obtidos pelo modelo de SAATACIOGLU & RAZVI (1992) apresentaram melhor desempenho que os demais.

Os valores obtidos pelas quatro hipóteses de cálculo são apresentados na Fig. 8, onde constam também as relações entre valores teóricos e experimentais.



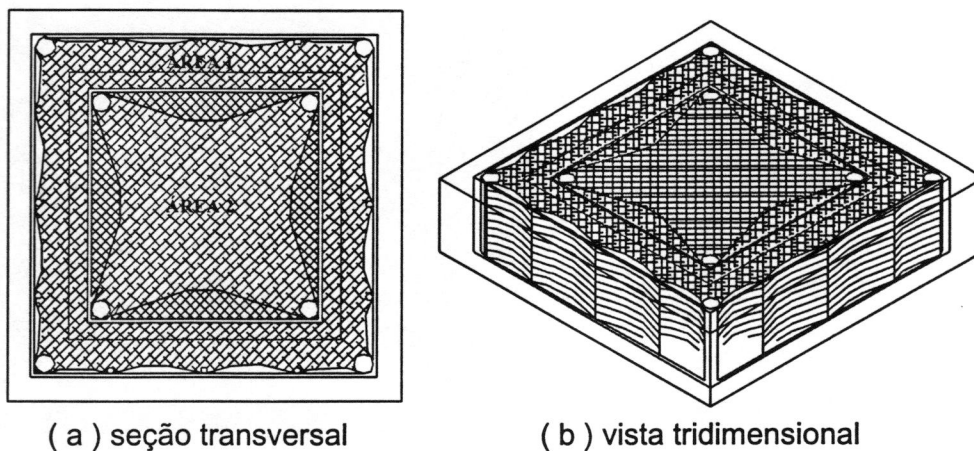


Fig. 7 - Áreas de confinamento adotadas para o pilar reforçado

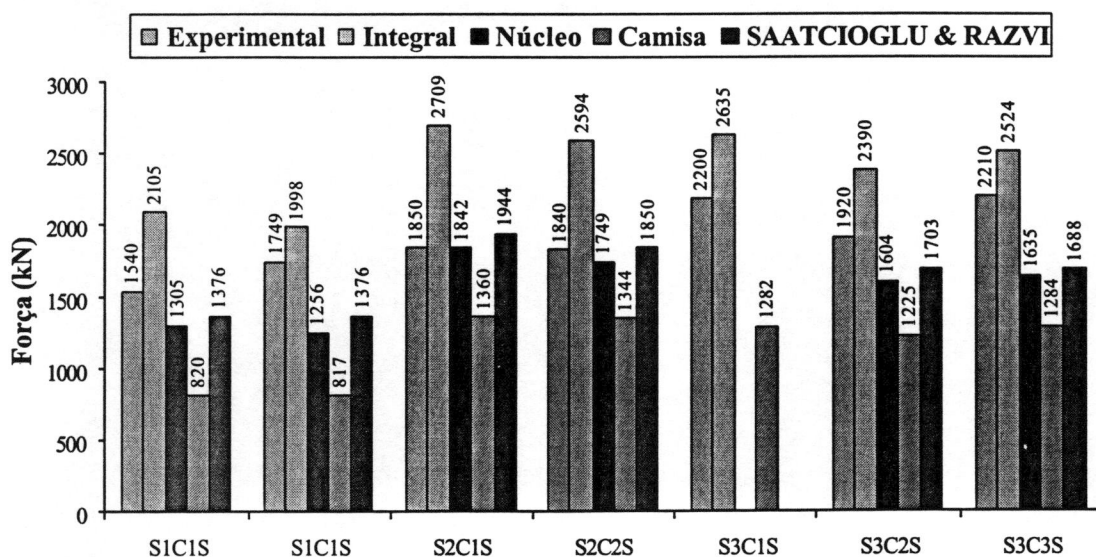


Fig. 8 - Resultados teóricos e experimentais da capacidade resistente dos modelos reforçados

Os resultados mostram que ao considerar a seção integral do pilar reforçado, os valores são superiores aos valores experimentais em todos os casos. Quando se considera apenas a área delimitada pela armadura transversal de reforço, os valores são inferiores aos experimentais, porém mais próximos que os obtidos considerando a seção integral. A terceira hipótese de cálculo apresenta valores muito menores que os experimentais em cerca de 50 a 60%. Aparentemente os melhores resultados foram obtidos pelo modelo considerando o efeito de confinamento.

#### 4. Estudo dos mecanismos de transmissão de esforços em vigas reforçadas por meio de adição de armaduras

##### 4.1 Descrição dos ensaios

Foram ensaiadas sete vigas com seção transversal T, de 320 cm de comprimento e vão livre de 300 cm. Três peças, denominadas VA, foram reforçadas por barras de aço convencionais adicionadas ao banzo tracionado e envolvidas por argamassa de alto

desempenho. Outras três, denominadas VC, foram reforçadas fixando-se uma chapa de aço com conectores metálicos na região tracionada, utilizando também uma camada de argamassa de alto desempenho. Foi ensaiada ainda uma viga monolítica VM<sup>1</sup>, com armadura semelhante à das peças VA. Para determinar a capacidade portante da peça ideal, calculou-se a resistência teórica de uma viga de mesmas dimensões do elemento reforçado, porém armada de maneira convencional (estribos envolvendo toda armadura longitudinal).

Na Tabela 2 encontram-se resumidas as características gerais das vigas e da condição inicial de cada ensaio e na Fig. 9 ilustra-se as dimensões e detalhamento das armaduras empregadas nas vigas ensaiadas.

Tabela 2 - Características gerais das vigas e condição inicial de ensaio

Viga	A <sub>slr</sub>	Reforço	Condição de ensaio
VM	3φ16 - 1=317	Sem argamassa e sem fibras de aço	Monolítica, sem dano
VA-1	3φ16 - 1=317	Argamassa sem fibras de aço	Sem dano
VA-2	3φ16 - 1=280	Argamassa com fibras de aço	Sem dano
VA-3	3φ16 - 1=317	Argamassa com fibras de aço	Viga VA-1 reabilitada
VC-1	e=95 - 1=317	Argamassa e conector tipo 1	Sem dano
VC-2	e=95 - 1=280	Argamassa e conector tipo 1 e 2	Sem dano
VC-3	e=95 - 1=317	Argamassa e conector tipo 1 e 2	viga VC-1 reabilitada

Deve-se observar que as vigas VC tiveram altura total menor para que a posição do centro de gravidade da chapa, em relação à mesa de concreto, fosse igual à da armadura longitudinal do reforço usada nas vigas VA.

## 4.2 Resultados dos ensaios

Após a análise dos resultados obtidos nos ensaios, pôde-se constatar os aspectos comentados a seguir.

### 4.2.1 Quanto às deformações das armaduras longitudinais

Para as vigas reabilitadas de maneira geral, as deformações para a armadura do substrato e do reforço foram proporcionais aos respectivos braços de alavanca, ou seja, as peças reforçadas funcionaram como vigas monolíticas. Em relação às deformações obtidas para uma seção a 50cm do apoio (ver Fig.s 11 e 12), observou-se:

- a) alterações na concavidade das curvas para todas as vigas reforçadas;
- b) diferenças entre as deformações na face superior e inferior da chapa de aço.

Acredita-se que as alterações na concavidade da curva tenha sido provocadas por causa da evolução de fissuras devida aos esforços de cisalhamento e de flexão. Já as diferenças entre deformações na face superior e inferior da chapa de aço podem ter sido causadas pela flexão da chapa devida ao surgimento de deslocamento relativo entre chapa de aço e argamassa de reforço.

<sup>1</sup> A viga monolítica constituiu um modelo de referência pois não possuía junta de concretagem, todavia, não correspondia à viga de resistência ideal porque os estribos não foram prolongados de modo a envolver a armadura mais tracionada.

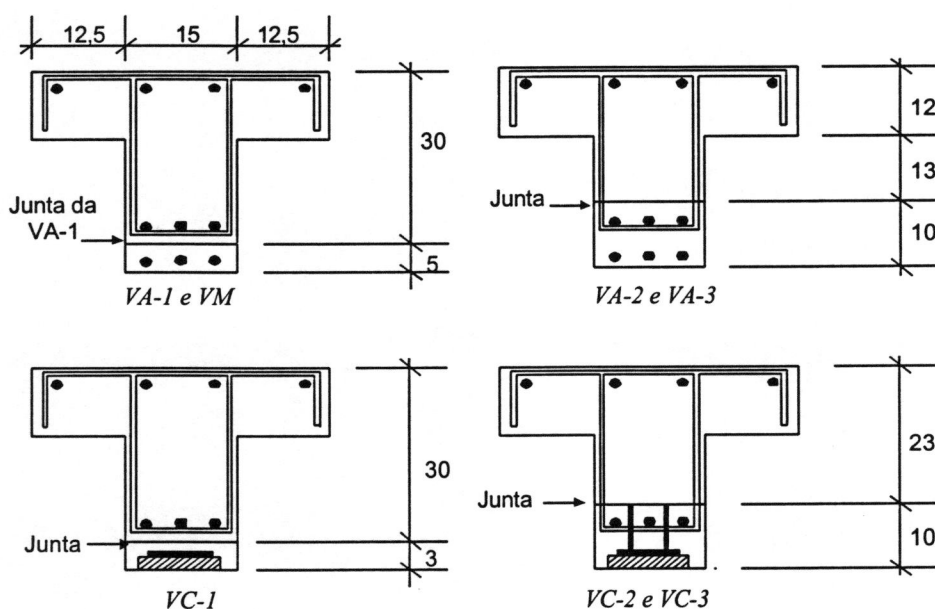
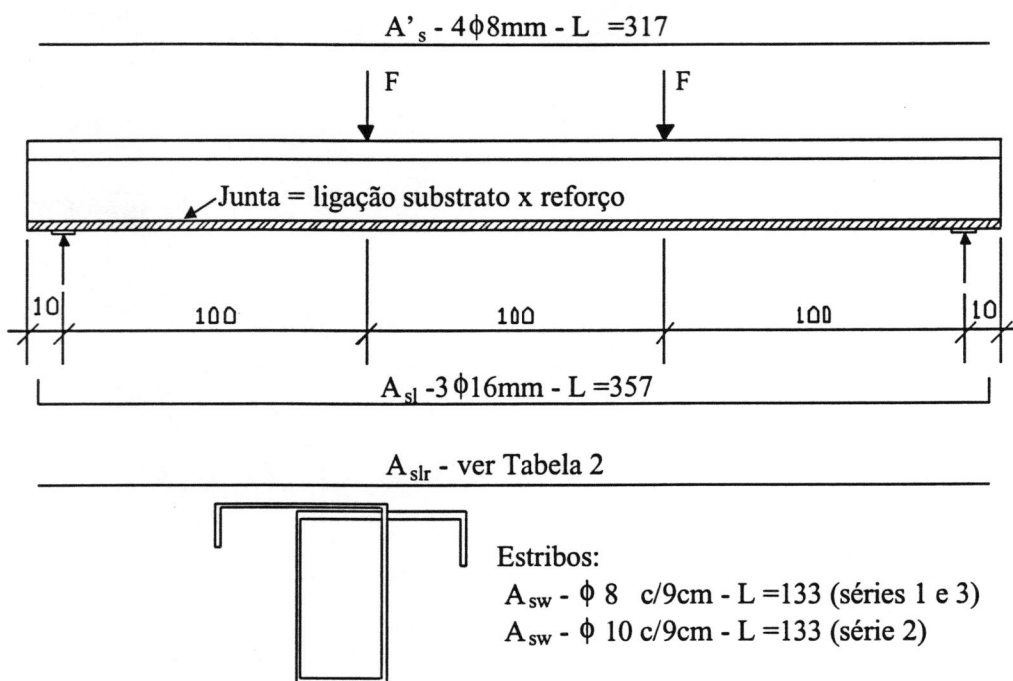


Fig. 9 - Dimensões da seção transversal e detalhamento das armaduras

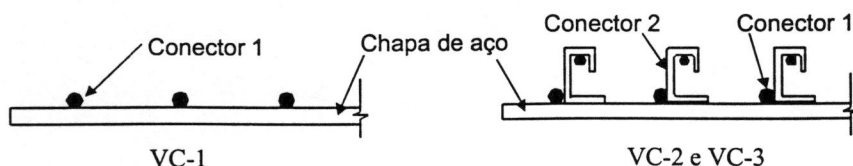


Fig. 10 - Conectores de aço empregados nas vigas tipo VC

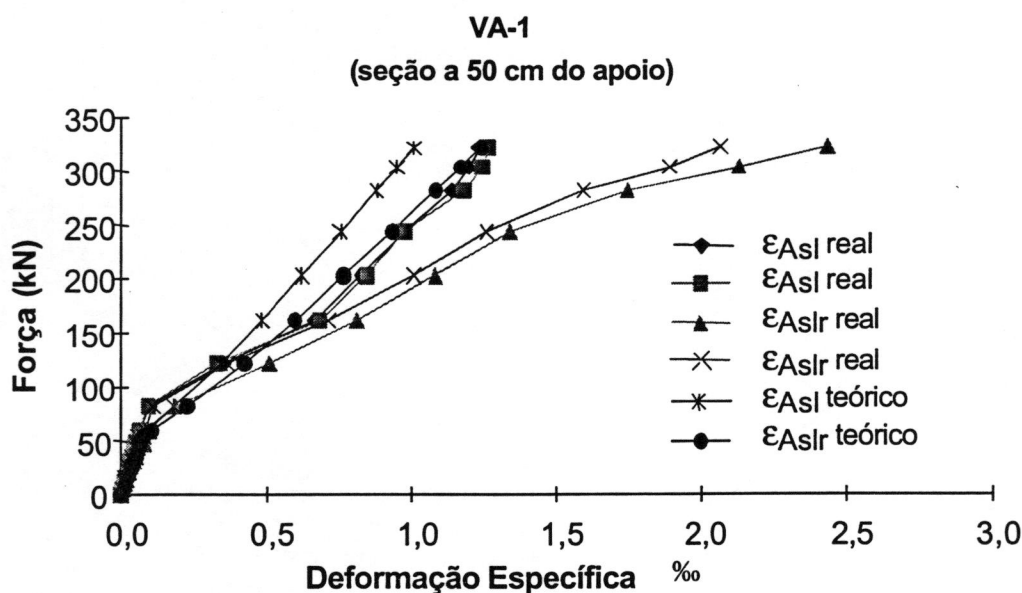


Figura 11: Deformações<sup>2</sup> nas armaduras longitudinais x força aplicada (viga VA-1)

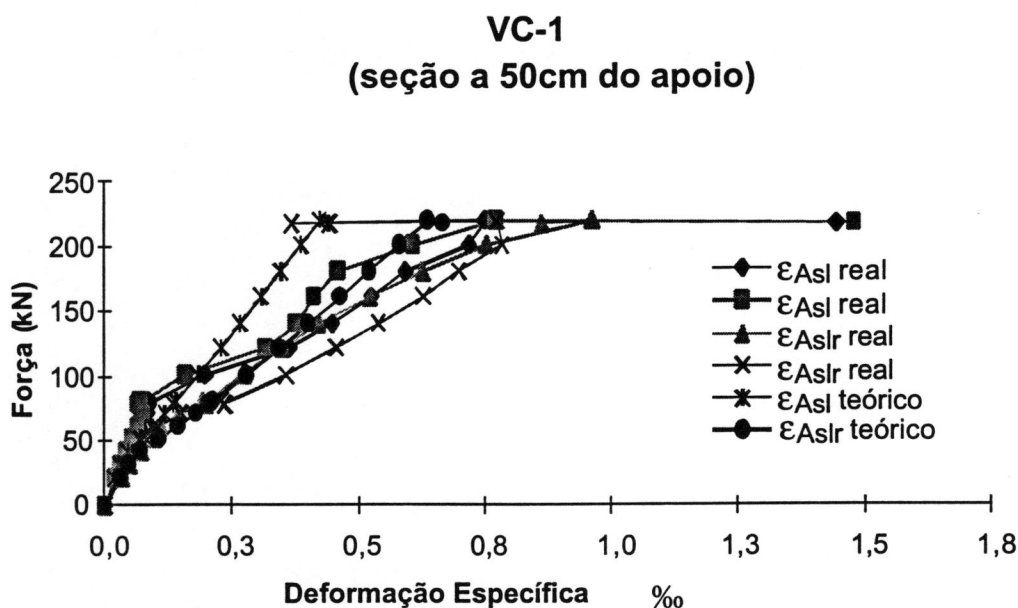


Fig. 12 - Deformações nas armaduras longitudinais x força aplicada (viga VC-1)

#### 4.2.2 Quanto aos deslocamentos verticais

Observando a rigidez das peças reforçadas em função de seus deslocamentos verticais, mais especificamente das flechas, constata-se que no início do carregamento, as vigas com chapas de aço apresentavam uma rigidez maior. Entretanto, foram as vigas pré-danificadas (VA-3 e VC-3) que apresentaram rigidez maior (ver Fig.13).

Dos resultados obtidos, pode-se dizer ainda que provavelmente os conectores metálicos interferem na rigidez da peça.

<sup>2</sup> Os extensômetros 13 a 18 referem-se a leitura das deformações nas armaduras longitudinais do reforço e do substrato. Os extensômetros 30 a 34 referem-se a leitura das deformações nos conectores metálicos tipo 2.



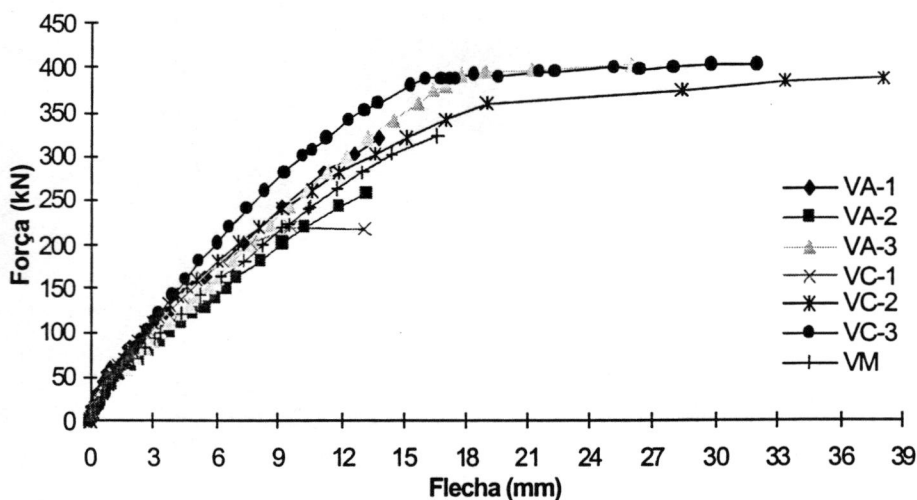


Fig. 13 - Força x flecha

#### 4.2.3 Quanto aos conectores metálicos

O dimensionamento destes dispositivos foi feito seguindo as recomendações do PCI (Precast Concrete Institute). Tais conectores foram utilizados com a finalidade de impedir os deslocamentos verticais e horizontais, que podem surgir na ligação reforço/substrato e também de melhorar a ancoragem da chapa de aço na estrutura. O objetivo foi alcançado, conforme se observa na Fig. 14; pois as maiores deformações ocorreram nos conectores situados mais próximos da extremidade da chapa (extensômetro 30), diminuindo na direção do interior da viga (extensômetro 34).

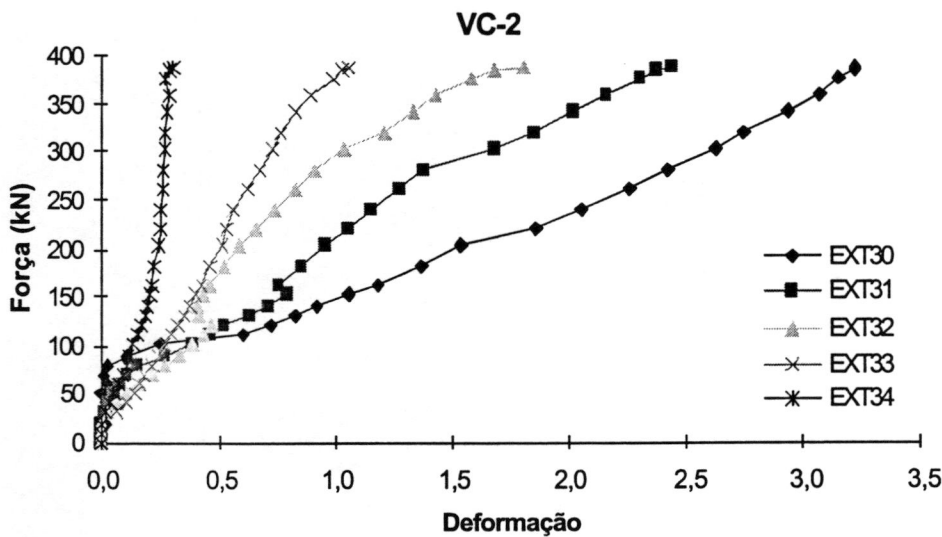


Fig. 14 - Força x deformação nos conectores

#### 4.2.4 Quanto à fissuração e ruptura

A fissuração das peças reforçadas foi bastante influenciada pela resistência do substrato, do reforço, qualidade de aderência e tipo de traço usado. Para as peças que possuíam fibras de aço na argamassa de reforço, observou-se uma fissuração mais intensa porém com fissuras de abertura menor.

O colapso prematuro ocorreu nas peças que não tinham fibras de aço (no caso das vigas tipo VA), nas que não tinham conectores metálicos (no caso das vigas tipo VC) e na viga VA-2 que apresentou falha de ancoragem. Em relação à comparação entre a força de ruptura real,  $F_{real}$ , e a prevista,  $F_{prev}$ , calculada sem e com coeficientes de segurança, pode-se dizer que quando a armadura de flexão escoava, o parâmetro  $F_{prev1}$  apresentava diferenças desprezíveis em relação a  $F_{real}$  e o parâmetro  $F_{prev2}$  apresentava uma resistência estimada a favor da segurança.

Tabela 3 – Resultados obtidos e comparação com estimativas teóricas

Viga	Força de ruína (kN)			$F_{real}/F_{prev}$		$F_{serv}$ (kN)	Modo de ruína
	$F_{real}$	$F_{prev1}$	$F_{prev2}$	$F_{prev1}$	$F_{prev2}$		
VM	320	305	273	1,05	1,17	195	Fissura horizontal na interface substrato/reforço e escoamento de $A_{slr}$
VA-1	320	408	286	0,78	1,12	204	Perda de aderência entre as camadas substrato/reforço
VC-1	230	382	269	0,60	0,86	192	Perda de aderência entre as camadas substrato/reforço
VA-2	260	369	273	0,70	0,95	195	Deficiência de ancoragem da armadura principal
VC-2	390	402	280	0,97	1,39	200	Escoamento da armadura de flexão e descolamento parcial da chapa de aço
VA-3	404	388	293	1,04	1,38	209	Escoamento da armadura de flexão e esmagamento do concreto comprimido
VC-3	407	404	277	1,01	1,47	198	Escoamento da armadura de flexão e esmagamento do concreto comprimido
$F_{real}$ - força de ruína experimental; $F_{prev1}$ - força de ruína calculada pela NBR-6118 utilizando os valores experimentais da resistência dos materiais; $F_{prev2}$ - força de ruína calculada pela NBR-6118 utilizando os valores característicos para as resistências dos materiais e os respectivos coeficientes de segurança ( $\gamma_s = 1,15$ ; $\gamma_c = 1,40$ e $\phi = 0,85$ – efeito Rüsck); $F_{serv}$ - força de serviço obtida dividindo-se $F_{prev2}$ por 1,4;							

#### 4.2.5 Conclusões parciais

Quanto as vigas já ensaiadas, pode-se concluir que:

- a) os reforços estudados foram eficientes quando se utilizou fibras de aço na argamassa de alto desempenho para as vigas tipo VA, e quando se utilizou conectores metálicos tipo 2 soldados na chapa de aço para as vigas tipo VC;
- b) as fibras de aço não aumentaram a resistência a fissuração das peças;
- c) a fissuração preexistente antes da execução do reforço não interferiu na resistência final da peça;
- d) mesmo não alterando a capacidade portante da peça, é importante reparar as fissuras existentes para que a durabilidade da peça não seja afetada;
- e) é possível obter aderência razoável entre concreto antigo e argamassa de reforço sem usar pontes de aderência;
- f) é possível substituir a resina epóxi pela argamassa de alto desempenho quando se vai ligar a chapa de aço ao substrato.

#### 4.3 Proposta de novos estudos

A partir da identificação das lacunas de conhecimento, ou seja, o que ainda não se sabe e o que está e/ou parece incompleto a respeito de reforço estrutural de vigas, estabeleceu-se que seria interessante analisar melhor os seguintes aspectos:

- a) eficiência das técnicas de reabilitação mais utilizadas na prática (reforço por encamisamento) e a forma de torná-las mais confiáveis para solucionar um caso específico;
- b) influência das deformações dependentes do tempo, tais como a retração e fluência, na região recuperada e no elemento estrutural como um todo;
- c) mecanismos de resistência e da transferência de esforços entre a região recuperada e o substrato;
- d) descontinuidades provocadas pela reabilitação nos estados de tensão e deformação da estrutura;
- e) efeito de ações já atuantes (pré-carregamento) na peça durante a execução da reabilitação;
- f) efeito das ações cíclicas (repetidas) e do processo de fadiga no comportamento da região recuperada e da estrutura de maneira geral.

Em relação ao reforço por encamisamento, propõe-se estudar três casos de reforços de vigas distintos. No primeiro, tenta-se aumentar a resistência ao momento fletor da viga adicionando-se mais barras de aço ao bordo tracionado da peça. No segundo caso, faz-se o reforço da viga mediante aumento da altura da seção transversal acrescentando-se concreto na face superior. Desta forma, aumenta-se o braço de alavanca do momento resistente e, conseqüentemente, a capacidade portante da viga. O último caso engloba tanto o reforço ao momento fletor quanto ao esforço cortante simultaneamente. É importante ressaltar que as peças a serem reforçadas já devem estar pré-danificadas para simular uma situação real. Sendo assim, os objetos principais dos novos estudos serão:

- I. Vigas reforçadas por adição de armaduras longitudinais envolvidas por argamassa de alto desempenho no bordo tracionado;
- II. Vigas reforçadas por adição de concreto ou argamassa de alto desempenho ao bordo comprimido;
- III. Vigas reforçadas concomitantemente aos esforços de flexão e cisalhamento por adição de armaduras longitudinais e transversais e concreto ou argamassa de alto desempenho.

Para visualizar melhor como cada um dos parâmetros analisados irão se inter-relacionar, apresenta-se, na Fig. 15 um organograma de como os estudos deverão ser articulados.

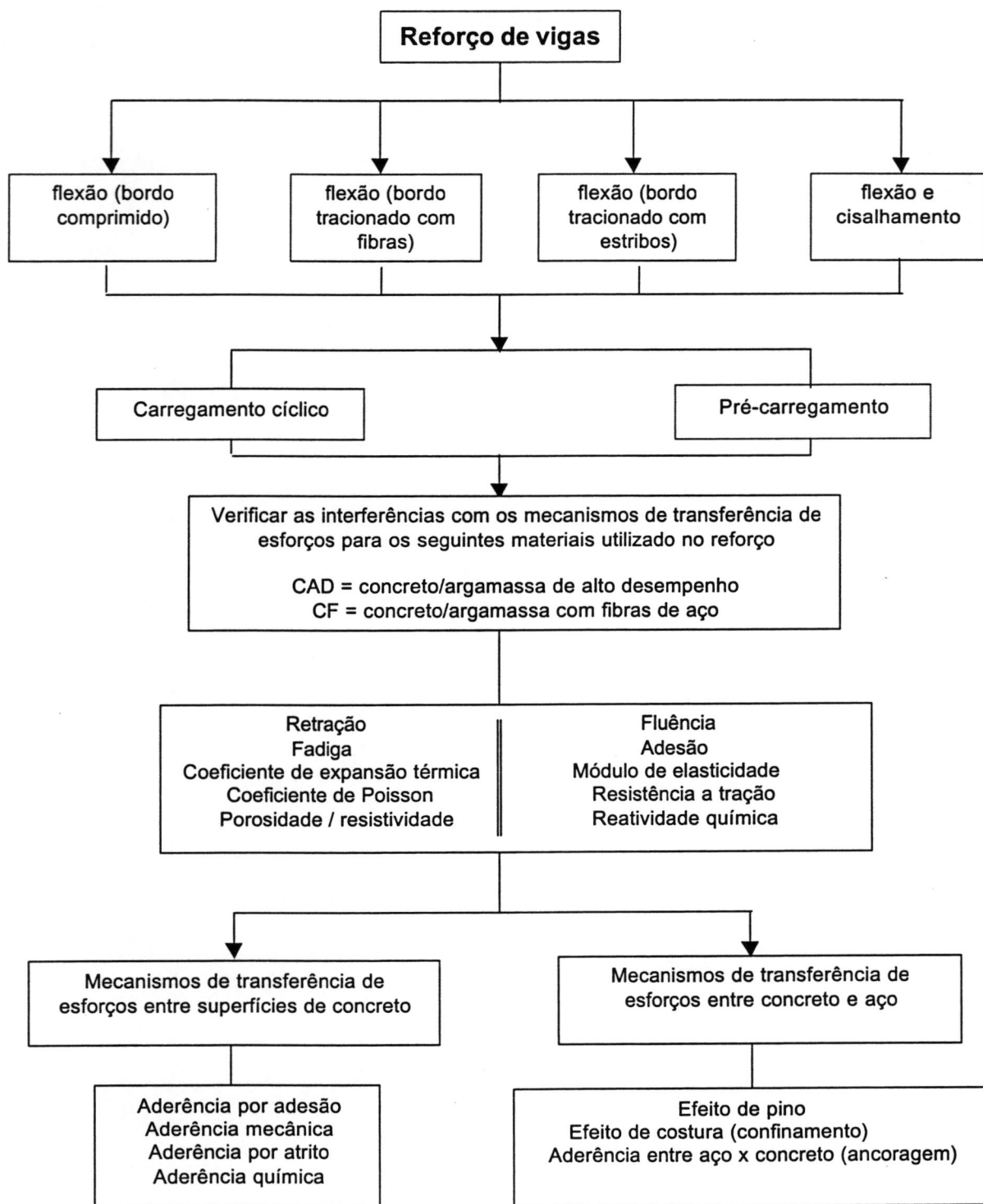


Fig. 15 – Organograma de pesquisas sobre reforço de vigas



## 5. BIBLIOGRAFIA

ANSYS (1997). Versão 5.4. Houston, US.

CANOVAS, M. F. (1988). **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo, Pini.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETON (1983). **Bulletin D'Information Nº 162: Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (Redesign)** Lausanne. p. 288.

CUSSON, D. ; PAULTRE, P. (1993). **Confinement model for high-strength concrete tied columns**. University of Sherbrooke, SMS-93/02, October, 54p.

FORTES F., J.; HANAI, J. B. de (1998). Análise não-linear de pilar de concreto reparado submetido à compressão centrada. **1st International Conference on the Behaviour Damaged Structures**. In: Anais DAMSTRUC'98, em CD-ROM. Rio de Janeiro - Brasil.

FRANGO, M.; PILAKOUTAS, K; DRITSOS, S.E. (1995). **Structural repair/strengthening of R.C. columns**. Construction and Building Materials. v. 9, n.5, p.259-265.

REIS, A.P.A. (1998). **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho**. São Carlos, Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SAATCIOGLU, M.; RAZVI, S. R. (1992). **Strength and ductility of confined concrete**. Journal of Structural Engineering, v. 118, n. 6, p.1590-1607.

TAKEUTI, A. R. (1999). **Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

VANDERLEI, E. (1996). **Reparo de pilares de concreto armado com remoldagem da seção transversal**. Dissertação de Mestrado, Publicação E.DM 007/96, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168p.

AGRADECIMENTOS: Os autores agradecem à FAPESP e ao PICD-CAPES, pelo apoio financeiro a pesquisa e pela concessão de bolsas de estudo; à Jeruelplast, pela doação de espaçadores; à Camargo Correia Cimentos SA., pela doação de sílica ativa; à Reax, pela doação de aditivo.