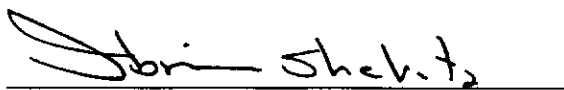


REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO AO ESFORÇO CORTANTE COM CHAPAS DE AÇO COLADAS

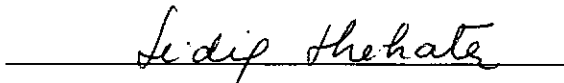
Luciana Barbosa de Freitas

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

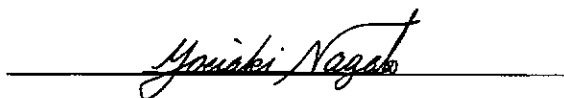
APROVADA POR:



Prof. Ibrahim Abd El Malik Shehata, Ph. D.
(Presidente)



Prof. Lídia C. Domingues Shehata, Ph. D.



Prof. Yosiaki Nagato, D.Sc.



Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 1997

FREITAS, LUCIANA BARBOSA DE

Reforço de Vigas de Concreto Armado ao Esforço Cortante
com Chapas de Aço Coladas [Rio de Janeiro] 1997.

xi, 149 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia
Civil, 1997)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1 - Reforço

2 - Chapas Coladas

I - COPPE/UFRJ

II - Título (série)

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Ibrahim, pela orientação e dedicação concedidas na elaboração deste trabalho.

À Prof. Lídia, pela contribuição nas revisões e pelas sugestões dadas no decorrer do trabalho.

Aos funcionários do Laboratório de estruturas da COPPE/UFRJ, pelo auxílio e dedicação no preparo e execução dos ensaios.

Aos colegas do grupo de ensaios, pela ajuda oferecida durante a execução do programa experimental.

Ao CNPq e CAPES pelo apoio financeiro sem o qual não seria possível a realização deste estudo.

À SIKA e à TUPI, pelo fornecimento de material necessário para a confecção das vigas ensaiadas.

Aos meus pais, pelo incentivo e pela compreensão dedicados durante os meus estudos.

Às minhas irmãs, pelo constante apoio dado no decorrer do trabalho.

A todos os amigos que cooperaram na confecção deste trabalho.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO AO ESFORÇO CORTANTE COM CHAPAS DE AÇO COLADAS

LUCIANA BARBOSA DE FREITAS

Março de 1997

Orientador: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Programa: Engenharia Civil / Estruturas

Este trabalho tem por fim o estudo do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas ao esforço cortante com estribos de chapa de aço colados à superfície da viga com resina epóxi.

Para avaliação desta técnica de reforço, procederam-se os ensaios de duas vigas de concreto armado, de seção retangular, biapoiadas, as quais foram pré-fissuradas antes da execução do reforço que foi realizado com uma das vigas submetida a um carregamento permanente e com a outra descarregada.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios, pôde-se constatar a eficiência do método proposto e verificar que o dimensionamento da viga reforçada pode ser realizado utilizando-se o modelo sugerido para tal, baseado na compatibilidade entre as deformações dos estribos internos e dos estribos de chapa.

São recomendados procedimentos para o cálculo do reforço com estribos de chapa de aço colados e cuidados práticos que devem ser tomados na aplicação dessa técnica.

Abstract of the Thesis presented to COPPE / UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.).

**STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BEAMS IN
SHEAR USING GLUED STEEL PLATES**

LUCIANA BARBOSA DE FREITAS

March of 1997

Supervisor: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Department: Civil Engineering / Structures

The objective of this work is to study the behaviour of reinforced concrete beams strengthened in shear using steel plate stirrups glued on the beam surface by epoxy resin.

To evaluate this strengthening technique, tests on two reinforced concrete beams of rectangular cross section and simply supported were carried out. The beams were precracked before their strengthening which, later on, was executed with one of the beams under the action of permanent load and the other one unloaded.

From the obtained results, it seems that the proposed method is efficient and that the design of the strengthened beam can be done using the proposed model which is based on compatibility between deformations of internal stirrups and steel plate stirrups.

Recomendations for the design of the strengthening using glued steel plate stirrups and practical procedures that should be taken during the application of this technique are presented.

NOTAÇÕES

LETRAS GREGAS

- ε_{ch} - deformação dos estribos de chapa
- ε_{sw} - deformação dos estribos internos
- ε_y - deformação específica de escoamento da armadura interna
- $\varepsilon_{y,ch}$ - deformação específica de escoamento da chapa
- θ - inclinação da biela comprimida com relação ao eixo da viga
- ρ - taxa geométrica da armadura longitudinal de tração na seção
- σ_s - tensão atuante na armadura longitudinal de tração
- $\sigma_{s,ch}$ - tensão atuante na chapa longitudinal
- $\sigma_{sw,int}$ - tensão atuante no estribo interno
- $\sigma_{sw,ch}$ - tensão atuante no estribo de chapa
- τ - tensão cisalhante nas interfaces cola-chapa e cola-concreto

LETRAS ROMANAS

- A_s - área da seção transversal da armadura longitudinal interna tracionada
- $A_{s,ch}$ - área da seção transversal da chapa longitudinal tracionada
- A_{sw}/s - área da armadura transversal (estribos internos e de chapa) por unidade de comprimento
- $A_{sw,int}/s$ - área dos estribos internos por unidade de comprimento
- $A_{sw,ch}/s$ - área dos estribos de chapa por unidade de comprimento

b	- largura da viga
b_{ch}	- largura da chapa de aço
b_r	- largura da camada de cola
d	- altura útil da viga em relação à armadura longitudinal interna
d_{ch}	- altura útil da viga em relação à chapa de aço
E_c	- módulo de elasticidade longitudinal do concreto
E_{ch}	- módulo de elasticidade longitudinal do aço da chapa
E_r	- módulo de elasticidade longitudinal da cola
f_c	- resistência do concreto à compressão
f_{ck}	- resistência característica do concreto à compressão
f_{cm}	- resistência média do concreto à compressão
f_{ct}	- resistência do concreto à tração
f_{ctm}	- resistência média do concreto à tração
f_y	- tensão de escoamento da armadura interna
$f_{y,ch}$	- tensão de escoamento da chapa de aço
f_{st}	- tensão de ruptura da armadura interna
G_r	- módulo de elasticidade transversal da cola
h	- altura da viga
M	- momento fletor atuante numa seção da viga
t_{ch}	- espessura da chapa de aço
t_r	- espessura da camada de cola
V	- esforço cortante atuante numa seção da viga
V_c	- parcela do esforço cortante resistido pelo “concreto”
V_{sw}	- parcela do esforço cortante resistido pelos estribos (internos e de chapa)
$V_{sw, int}$	- esforço cortante resistido pelos estribos internos

- $V_{sw, ch}$ - esforço cortante resistido pelos estribos de chapa
- V_R - esforço cortante resistido pela viga
- x - altura da linha neutra da seção
- y - distância da linha neutra da seção ao centroíde da seção da armadura longitudinal interna
- z - braço de alavanca da seção da viga

ÍNDICE

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO.....	01
CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	03
II.1 - Introdução.....	03
II.2 - Estudos sobre a ligação entre a chapa e o concreto.....	03
II.2.1 - Estudos realizados por Bresson.....	04
II.2.2 - Estudos realizados por Jones et al.....	06
II.2.3 - Estudos realizados por Roberts.....	12
II.2.4 - Estudos realizados por Oehlers.....	16
II.3 - Estudos sobre o comportamento de vigas reforçadas com chapas de aço coladas.....	23
II.3.1 - Estudos realizados por Bresson.....	23
II.3.2 - Estudos realizados por Swamy et al.....	27
II.3.3 - Estudos realizados por Alexandre et al.....	35
II.3.4 - Estudos realizados por Teixeira.....	37
II.3.5 - Estudos realizados por Hussain et al.....	43
II.4 - Conclusões.....	47
CAPÍTULO III - ESTUDO EXPERIMENTAL.....	49
III.1 - Introdução.....	49
III.2 - Materiais.....	50
III.2.1 - Concreto.....	50
III.2.2 - Barras de aço.....	51
III.2.3 - Chapa de aço.....	52
III.2.4 - Cola.....	52
III.3 - Projeto estrutural das vigas.....	55
III.3.1 - Características geométricas e carregamento.....	55
III.3.2 - Cálculo da resistência à flexão.....	55
III.3.3 - Cálculo da resistência ao cisalhamento.....	56
III.3.4 - Detalhamento das vigas.....	61

III.3.5	- Detalhamento da armadura de reforço ao cisalhamento.....	61
III.4	- Execução das vigas.....	63
III.5	- Instrumentação.....	63
III.5.1	- Instrumentação interna.....	63
III.5.2	- Instrumentação externa.....	64
III.5.2.1	- Instrumentação para medir deformação do concreto.....	64
III.5.2.2	- Instrumentação para medir deformação dos estribos de chapa de aço.....	64
III.5.2.3	- Instrumentação para medir flechas.....	67
III.6	- Execução do reforço.....	67
III.7	- Montagem e procedimento dos ensaios.....	71
III.8	- Resultados dos ensaios.....	74
III.8.1	- Deformação da armadura transversal.....	74
III.8.1.1	- Viga V2.....	74
III.8.1.2	- Viga V5.....	78
III.8.2	- Deformação da armadura longitudinal.....	81
III.8.3	- Flecha.....	83
III.8.4	- Deformação do concreto.....	83
III.8.5	- Abertura de fissuras.....	83
 CAPÍTULO IV - ANÁLISE DE RESULTADOS.....		87
IV.1	- Introdução.....	87
IV.2	- Análise dos resultados experimentais.....	87
IV.3	- Cálculo da resistência ao cisalhamento das vigas reforçadas com estribos de chapa colados.....	91
IV.3.1	- Resistência ao cisalhamento da viga V2 após o reforço.....	94
IV.3.2	- Resistência ao cisalhamento da viga V5 após o reforço.....	96
IV.4	- Verificação da ligação estribo de chapa-cola-concreto.....	99
IV.5	- Análise de resultados.....	103
IV.5.1	- Comparação entre resultados teóricos e experimentais.....	103
IV.5.2	- Comparação entre o reforço com estribos de chapa colados e o reforço com estribos de vergalhão colados.....	106
IV.6	- Conclusões.....	108

CAPÍTULO V - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	110
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	113
ANEXO A - ESTUDO TEÓRICO DA LIGAÇÃO CONCRETO-CHAPA-COLA.....	115
ANEXO B - RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	124
ANEXO C - FOTOGRAFIAS.....	135

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto armado são projetadas e executadas com o objetivo de atender a determinadas condições de serviço e de resistência necessárias ao seu funcionamento, considerando as finalidades para as quais foram propostas.

Erros de projeto e/ou de execução, o uso de materiais de baixa qualidade na construção das estruturas, o aumento de solicitações no decorrer da vida útil, as deteriorações ocorridas em função de acidentes ou má conservação, no entanto, podem fazer com que as estruturas de concreto não alcancem o desempenho esperado, prejudicando ou, até mesmo, impedindo o seu uso. Em tais circunstâncias, há duas soluções possíveis: demolir e reconstruir a estrutura ou, então, reforçá-la.

A escolha entre demolir e reconstruir uma nova estrutura ou reforçar a antiga depende de vários fatores importantes, tais como o custo de cada alternativa, o tempo de duração da obra, a possibilidade de interrupção do uso da estrutura e, ainda, o seu valor histórico. Geralmente, o reforço da estrutura é a opção mais econômica e ela tem se tornado cada vez mais comum nos casos em que é possível a sua execução.

Existem diversas técnicas de reforço de vigas de concreto armado, para aumento da resistência à flexão e/ou da resistência ao esforço cortante, as quais têm sido adotadas em estruturas existentes com comprovada eficácia ao longo de mais de duas décadas. Dentre elas podem-se citar: o encamisamento com concreto convencional ou com concreto projetado, a protensão externa e a colagem de chapas de aço com resina do tipo epóxi.

O reforço de vigas de concreto armado com chapas de aço coladas com resina epóxi vem sendo estudado desde o início da década de 60 e já foi utilizado com êxito em pontes e edifícios de diversos países, tais como Bélgica, França, Japão, Polônia, África do Sul e Suíça [11]. A vantagem do uso dessa técnica está na rapidez e na facilidade de sua execução e no fato da peça reforçada praticamente não sofrer alterações nas suas dimensões após o reforço.

Apesar de não ser uma técnica recente, a grande maioria dos estudos publicados sobre o reforço de vigas de concreto com chapas aço coladas tratam apenas do aumento da

resistência à flexão. Neste trabalho foi realizado um estudo teórico e experimental sobre o reforço de vigas de concreto armado ao esforço cortante adotando-se chapas de aço coladas com resina do tipo epóxi. Estas chapas foram coladas à superfície do concreto das vigas na forma de estribos, os quais foram fixados por chumbadores nas extremidades das suas pernas. A influência desse tipo de reforço sobre a carga de ruptura, as deformações da armadura interna, as flechas, a abertura de fissuras e o tipo de ruptura da viga são analisadas nesse estudo.

O capítulo II deste estudo mostra de forma resumida os resultados de algumas pesquisas publicadas sobre o reforço de vigas de concreto armado com chapas de aço coladas com resina do tipo epóxi, nas quais são analisados dois aspectos fundamentais dessa técnica: o comportamento da viga reforçada e a manutenção da ligação chapa-cola-concreto, responsável pela transmissão dos esforços atuantes na viga para a chapa. Uma análise teórica mais profunda sobre essa ligação é apresentada no anexo A.

No capítulo III é apresentado o estudo experimental realizado, o qual baseou-se nos ensaios de duas vigas de concreto armado de seção retangular, biapoiadas e com deficiência de armadura transversal. As vigas foram pré-fissuradas antes do reforço com estribos de chapa de aço colados, o qual foi realizado com uma das vigas submetida a duas cargas concentradas de 50 kN aplicadas nos terços do vão e com a outra descarregada. Nesse capítulo são descritas as condições de confecção das vigas, o detalhamento das armaduras interna e de reforço, a instrumentação das vigas, as características dos materiais adotados, os procedimentos e os resultados dos ensaios.

No capítulo IV é feita uma análise dos resultados obtidos dos ensaios das vigas, onde dois aspectos são enfocados: o comportamento das vigas antes e depois do reforço com estribos de chapa de aço colados e o estabelecimento de um modelo para cálculo da resistência ao cisalhamento das vigas reforçadas. Neste modelo foi considerado que a viga funciona segundo uma treliça, na qual a resistência dos tirantes verticais é dada pela tração suportada pela armadura transversal composta dos estribos internos e dos estribos de chapa, considerando que a tensão neles atuante é obtida a partir da compatibilidade entre as deformações desses estribos depois da viga ser novamente carregada após o reforço. É feita, ainda, uma avaliação do comportamento da ligação chapa-cola-concreto.

O quinto capítulo apresenta as conclusões tiradas neste trabalho e sugestões para trabalhos posteriores sobre o tema.

As tabelas com os resultados dos ensaios são apresentadas no anexo B, e no anexo C são mostradas algumas fotos que mostram a execução do reforço das vigas.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

II.1) INTRODUÇÃO

Os estudos sobre a técnica de reforço de estruturas de concreto armado com chapas de aço coladas à superfície destas com resina epóxi vêm sendo realizados desde meados da década de 60.

Embora, desde então, tenha havido várias publicações a esse respeito, a maioria trata apenas da sua aplicação no reforço de vigas à flexão.

Neste capítulo são apresentados os resultados de alguns estudos teóricos e experimentais publicados, grande parte abordando o reforço de vigas à flexão, nos quais diferentes aspectos foram analisados, tais como o comportamento da viga após o reforço, a eficácia dessa técnica e o funcionamento da ligação chapa-cola-concreto.

Não foram encontrados, na literatura consultada, estudos sobre reforço ao cisalhamento de vigas de concreto armado com estribos de chapa colados.

II.2) ESTUDOS SOBRE A LIGAÇÃO ENTRE A CHAPA E O CONCRETO

Ao reforçar à flexão uma viga de concreto armado com chapas de aço coladas, pretende-se aumentar a sua resistência. Ensaios realizados mostram, porém, que nem sempre há o aumento de resistência esperado, pois a viga pode romper prematuramente devido ao descolamento da chapa ou arrancamento do cobrimento de concreto, o que faz com que o reforço deixe de funcionar. O descolamento e o arrancamento ocorrem devido às tensões geradas na ligação entre o concreto e a chapa.

São resumidos a seguir alguns estudos sobre o comportamento da ligação chapa-cola-concreto.

II.2.1) ESTUDOS REALIZADOS POR BRESSON

As primeiras pesquisas de grande importância sobre o reforço de vigas de concreto armado com chapas de aço coladas foram realizadas por Jacques Bresson. Em [04], Bresson relatou os resultados de um estudo sobre a ligação entre as chapas de aço e o concreto. Este estudo englobou cinco séries de quatro ensaios de modelos compostos de duas chapas de aço coladas com resina epóxi sobre duas faces opostas de um corpo de prova de concreto de 7 x 7 x 28 cm, carregados conforme indicado na figura II.1.1.

A força de tração aplicada na extremidade da chapa foi transmitida ao corpo de prova através da camada de resina, gerando tensões cisalhantes na ligação e tensões de compressão no concreto (ver figura II.1.2). No estudo teórico sobre a tensão cisalhante desenvolvida ao longo da ligação, foram consideradas as seguintes hipóteses:

- os materiais empregados seguem a lei de Hooke;
- a resina suporta somente os esforços de cisalhamento;
- as tensões normais no concreto e no aço são uniformemente distribuídas em toda seção transversal do elemento ensaiado (são desprezadas, portanto, as tensões de tração que atuam na resina).

e chegou-se à seguinte expressão:

$$\tau(x) = \omega \cdot P \cdot \frac{\cosh(\omega \cdot x)}{\sinh(\omega \cdot L)} \quad (1)$$

onde: $\tau(x)$ é a tensão cisalhante ao longo do plano de colagem;

P é a força aplicada por unidade de largura do elemento ensaiado;

x é a distância medida a partir do início da colagem;

L é o comprimento da colagem;

$$\omega = \sqrt{\frac{G_r}{t_r} \cdot \left(\frac{1}{E_{ch} \cdot t_{ch}} + \frac{1}{E_c \cdot t_c} \right)} \quad (2)$$

G_r é o módulo de elasticidade transversal da cola;

E_{ch} é o módulo de elasticidade longitudinal do aço da chapa;

E_c é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto;

t_r é a espessura da camada de cola;

t_{ch} é a espessura da chapa de aço;

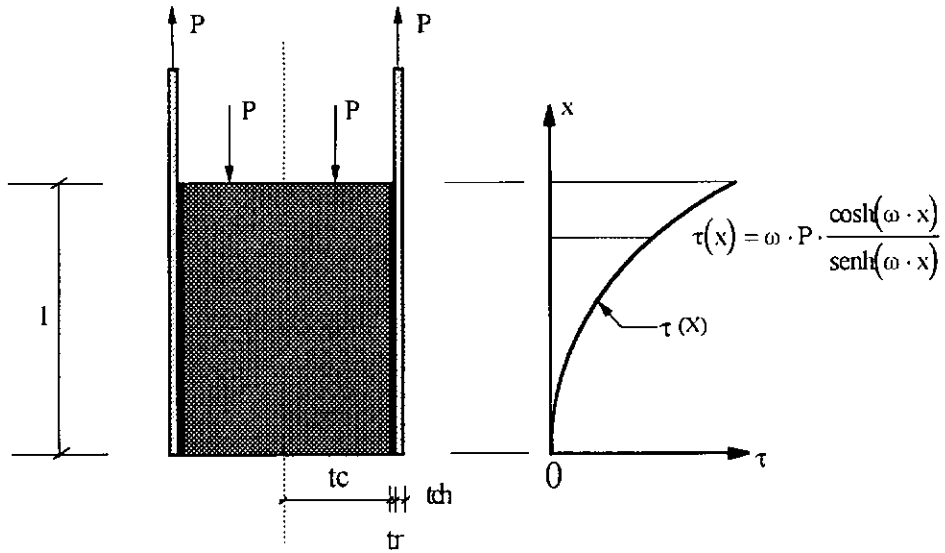


Figura II.1.1 - Distribuição teórica da tensão de cisalhamento ao longo do plano de colagem[04]

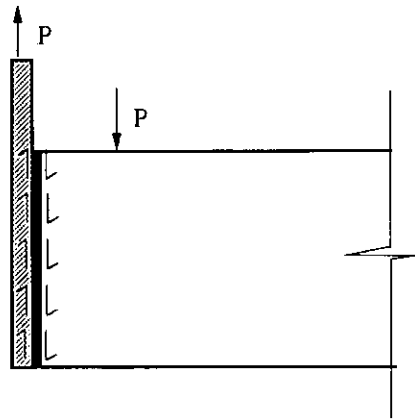


Figura II.1.2 - Transmissão da força aplicada na chapa para o concreto[04]

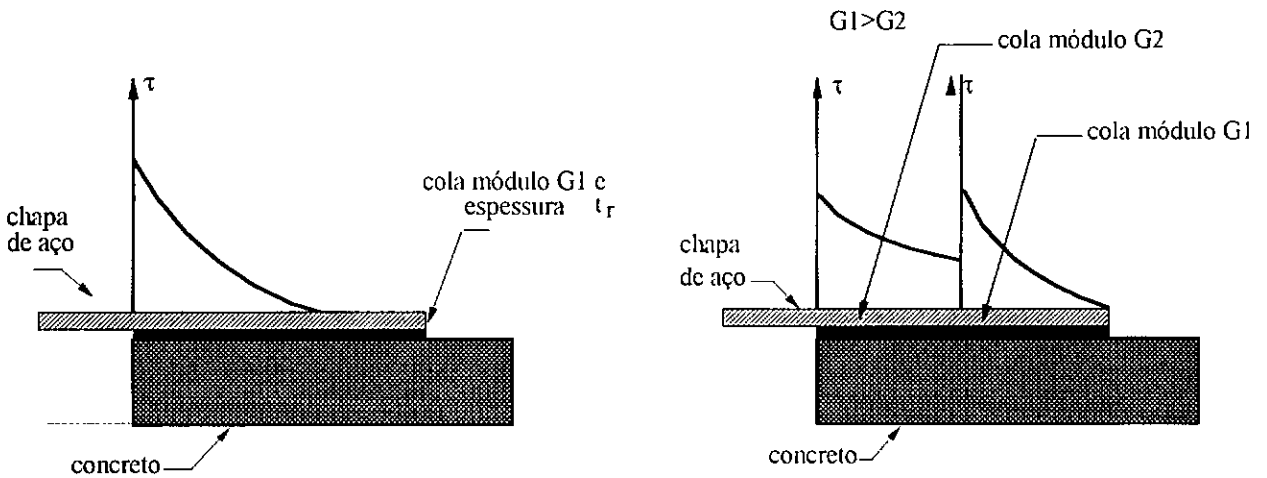


Figura II.2 - Tensões cisalhantes para os casos de uso de um único tipo de cola e dois tipos de cola[04]

t_c é a metade da espessura do corpo de prova de concreto.

Nos ensaios, para cada série foi usada uma espessura de chapa diferente (1 a 5 mm), enquanto os demais parâmetros permaneceram constantes. Bresson considerou, entretanto, que o comprimento da ligação, a espessura da camada de resina e o módulo de elasticidade transversal da resina também influenciam a resistência da ligação.

A partir desses ensaios concluiu-se, para uma mesma espessura de chapa, que a resistência da ligação aumenta à medida que o parâmetro ω diminui, o que pode ocorrer aumentando a espessura da camada de resina ou com a adoção de duas resinas diferentes para colagem da chapa, mantendo a espessura da camada de resina constante, conforme indicado na figura II.2.

II.2.2) ESTUDOS REALIZADOS POR JONES ET AL

Jones et al relataram em [11] os resultados de um estudo teórico e experimental sobre a separação e a ancoragem de chapas em vigas de concreto armado simplesmente apoiadas reforçadas à flexão por chapas de aço coladas com resina epóxi. Esse estudo foi realizado usando chapas grossas e diferentes tipos de ancoragens.

A) ESTUDO TEÓRICO

Em [11], Jones et al afirmaram que a ruptura devido à separação da chapa começa na extremidade desta, onde há uma súbita mudança na seção transversal da viga (da seção original para a seção reforçada com chapa colada). Segundo eles, nas vigas simplesmente apoiadas, essa transição geralmente ocorre numa região de esforço cortante elevado e de momento fletor baixo, mas rapidamente crescente. Essa rápida variação do momento fletor produz elevadas tensões cisalhantes nas interfaces cola-chapa e cola-concreto, podendo provocar o arrancamento da chapa.

De acordo com Jones et al, na região não afetada pelo arrancamento da chapa de uma viga de concreto armado simplesmente apoiada reforçada por chapa de aço colada na face tracionada, a tensão cisalhante nas interfaces cola-chapa e cola-concreto (ver anexo A) é dada por:

$$\tau = \frac{V \cdot A_{s, ch} \cdot y_{ch} \cdot \alpha_{ch}}{I_t \cdot b_{ch}} \quad (3)$$

onde: τ é a tensão cisalhante nas interfaces cola-chapa e cola-concreto;
 V é o esforço cortante atuante numa seção da viga;
 $A_{s, ch}$ é a área da seção transversal da chapa;
 α_{ch} é a razão entre os módulos de elasticidade da chapa e do concreto;
 y_{ch} é a distância entre o centróide da seção da chapa e a linha neutra da seção;
 b_{ch} é a largura da chapa;
 $I_t = I_c + I_{ch} \cdot \frac{E_{ch}}{E_c} + I_r \cdot \frac{E_r}{E_c}$;
 I_c é o momento de inércia da seção de concreto;
 I_{ch} é o momento de inércia da seção da chapa;
 I_r é o momento de inércia da seção da resina;
 E_c é o módulo de elasticidade do concreto;
 E_{ch} é o módulo de elasticidade do aço da chapa;
 E_r é o módulo de elasticidade da cola.

Jones et al consideraram que o arrancamento da chapa ocorre num comprimento \bar{x} , que vai da seção no início da chapa até uma seção onde a chapa e a viga funcionam completamente juntas, podendo ser aplicada a Teoria da Flexão Elástica da Resistência dos Materiais, ou seja, a expressão (3) pode ser adotada. A tensão cisalhante média nas interfaces nesse trecho (ver anexo A) é dada por:

$$\tau = \left\{ 1 + \frac{L}{\bar{x}} \right\} \cdot \frac{V \cdot y_{ch} \cdot A_{s, ch} \cdot \alpha_{ch}}{I_t \cdot b_{ch}} \quad (4)$$

onde L é a distância do eixo do apoio ao início da chapa.

Como os comprimentos L e \bar{x} são geralmente da mesma ordem de grandeza, a expressão (4) indica que há um aumento considerável na tensão cisalhante média na região de arrancamento da chapa.

As tensões cisalhantes atuantes nas interfaces cola-chapa e cola-concreto produzem esforços verticais no centróide da seção da chapa e da camada de cola que tendem a provocar o arrancamento da chapa (ver anexo A). Considerando que as tensões cisalhantes nas interfaces são constantes na região de arrancamento, como assumido na expressão (4), Jones et al

concluíram que a força de arrancamento gerada por elas atua na extremidade da chapa e o seu valor na interface cola-concreto é dado por:

$$P = \frac{V \cdot y_{ch} \cdot A_{s, ch} \cdot \alpha_{ch}}{I_t} \cdot \left(t_r + \frac{t_{ch}}{2} \right) \cdot \left\{ 1 + \frac{L}{\bar{x}} \right\} \quad (5)$$

onde: t_{ch} é a espessura da chapa;
 t_r é a espessura da camada de cola.

Esta expressão sugere que a força de arrancamento é reduzida pela diminuição de $A_{s, ch}$, t_{ch} , t_r e L e pelo aumento de \bar{x} . As dimensões L e t_r são geralmente impostas por considerações práticas e devem ser mantidas tão pequenas quanto possível. O valor de \bar{x} é difícil de determinar; no entanto, de acordo com Jones et al, a adoção de uma cola com um módulo de elasticidade baixo produz um valor de \bar{x} elevado. Portanto, a forma mais efetiva de reduzir a força de arrancamento é diminuir a espessura e a área da seção transversal da chapa na extremidade desta.

De acordo com Jones et al, quando são usadas chapas grossas, ocorre uma ruptura por separação da chapa, antes que haja o escoamento da armadura. Segundo ele, um elemento de concreto situado à esquerda da seção onde a chapa começa (seção A-A - figura A.2) estará sujeito a um esforço cortante e a um momento fletor e um elemento similar situado à direita dessa seção será submetido também à força de arrancamento. Portanto, o elemento à direita é crítico e quando a tensão de tração principal que atua nele excede a resistência à tração do concreto, uma fissura diagonal superficial é formada. Essa fissuração aumenta o efeito da força de arrancamento e a fissura se estende rapidamente até o nível da armadura longitudinal interna da viga e então ao longo desta armadura. Em seguida, ocorre uma separação do cobrimento do concreto limitado por essa fissura e a chapa, aliviando a força de arrancamento atuante na sua extremidade, a qual passa a atuar em outro ponto (extremidade da porção de concreto separado), mais distante do apoio da viga, aumentando o valor de L , o que, de acordo com a expressão (5), gera uma força de arrancamento maior do que a que atuou na extremidade da chapa, provocando a formação de uma nova fissura. O processo repete-se rapidamente ao longo do comprimento da chapa, provocando o arrancamento do cobrimento do concreto da superfície da viga.

B) ESTUDO EXPERIMENTAL

Jones et al desenvolveram um programa experimental com o objetivo de estudar o problema de ruptura súbita da viga devido à separação da chapa. Foram ensaiadas sete vigas de concreto armado (F31 a F37) reforçadas à flexão por chapas de aço coladas com resina epóxi, todas elas projetadas de forma a terem a mesma resistência teórica, assumindo que não houvesse separação da chapa.

As vigas, todas de seção retangular, com dimensões 155 x 255 x 2500 mm, foram ensaiadas simplesmente apoiadas sobre um vão de 2300 mm, com cargas concentradas aplicadas nos terços do vão. Elas foram armadas com três barras longitudinais de 20 mm de diâmetro e estribos de 6 mm de diâmetro distribuídos a cada 75 mm no vão de cisalhamento. Dados sobre o detalhamento do reforço das vigas são apresentados na figura II.3.

A armadura interna e de reforço apresentaram módulo de elasticidade de 200 GPa e tensão de escoamento e resistência à tração dadas na tabela II.1.

Tabela II.1 - Propriedades do aço da armadura interna e de reforço

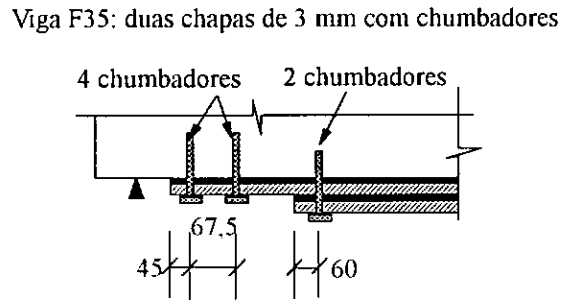
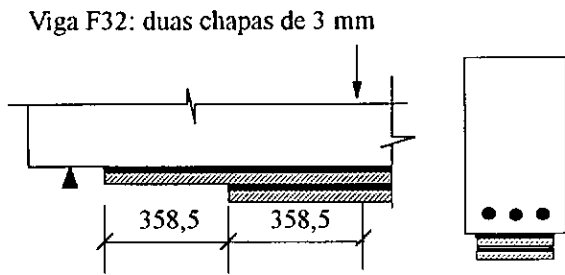
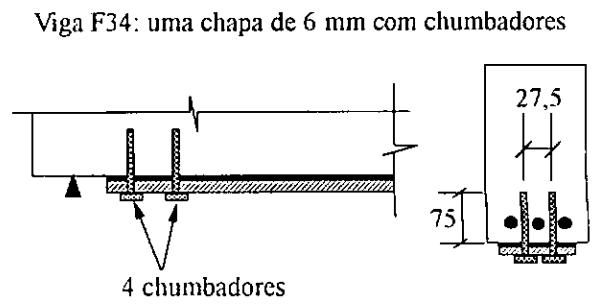
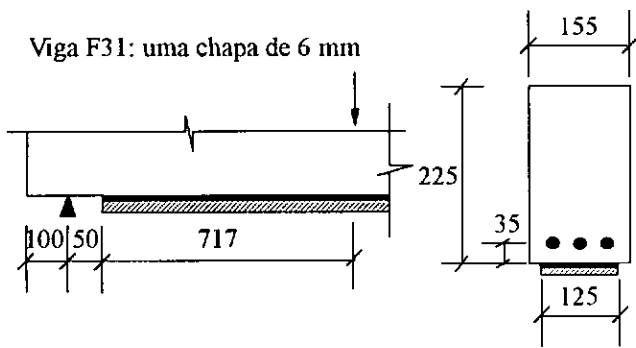
	Tensão de escoamento (MPa)	Resistência à tração (MPa)
Barra de 20 mm	430	585
Barra de 6 mm	324	475
Chapa de 6 mm	246	339
Chapa de 3 mm	263	363

O concreto adotado apresentou resistência à compressão média, obtida de ensaios com corpos de prova cúbicos, de 53,6 MPa e resistência à tração média de 3,55 MPa.

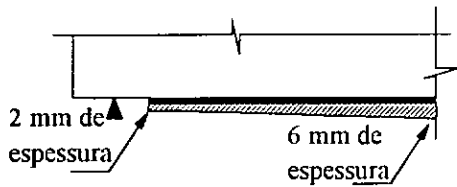
As chapas foram coladas com uma camada de resina epóxi de 1,5 mm, cuja resistência à tração era de 7,82 MPa e o módulo de elasticidade igual a 278,9 MPa.

Nas vigas F34 e F35 foram usados chumbadores de 6mm de diâmetro para fixar as chapas na viga, os quais penetraram 75 mm nesta. Cada parafuso era capaz de resistir a um esforço cortante de 5,4 kN.

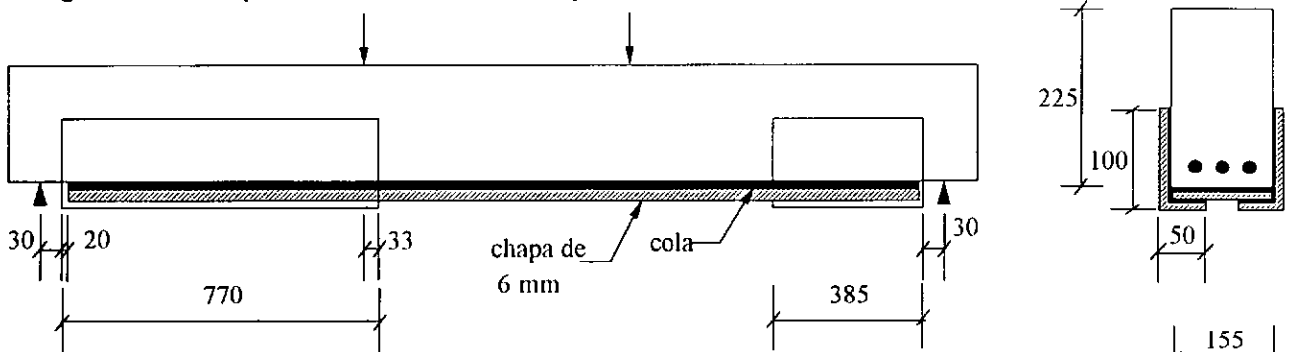
Nos ensaios foram obtidas as cargas e os modos de ruptura apresentados na tabela II.2. A resistência teórica para todas as vigas reforçadas, assumindo que a viga e a chapa trabalham juntas, foi 283 kN. Para a viga sem reforço, a resistência teórica e a carga de ruptura experimental foram, respectivamente, 202 kN e 210 kN.



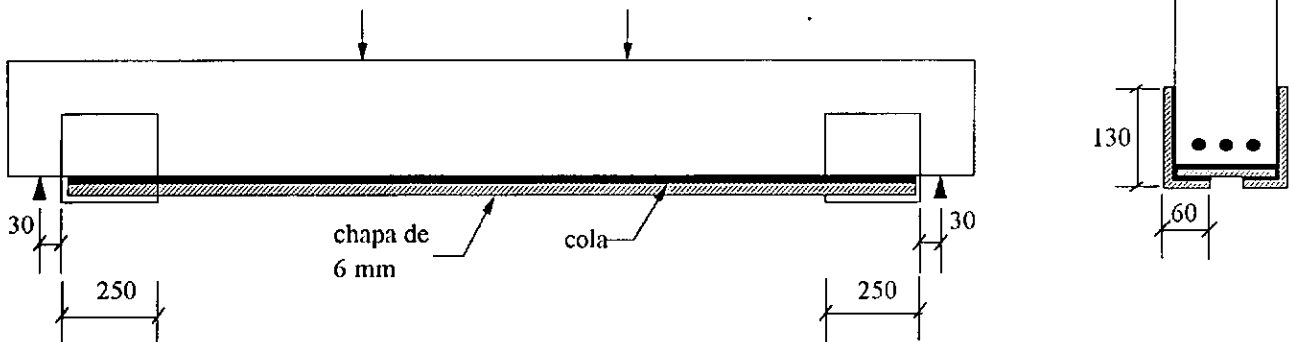
Viga F33: uma chapa de espessura variável



Viga F36: uma chapa de 6 mm ancorada com chapa em forma de "L"



Viga F37: uma chapa de 6 mm ancorada com chapa em forma de "L"



Dimensões em mm

Figura II.3 - Detalhamento do reforço das vigas [11]

A viga F31, reforçada com uma chapa de espessura constante, sem o uso de ancoragem nas extremidades, foi usada como base para comparação com as vigas F32 a F37, onde diferentes sistemas de ancoragem foram adotados. A percentagem de aumento da carga de ruptura das vigas F32 a F37 em relação à viga F31 é dada, também, na tabela II.2. Nessa tabela é dada, ainda, a percentagem de aumento ou diminuição da carga de ruptura das vigas F31 a F37 em relação à viga sem reforço.

Tabela II.2 - Resultados dos ensaios

Viga	Carga de ruptura (kN)	% acima da carga de ruptura da F31	% acima da carga de ruptura da viga sem reforço	Modo de ruptura
F31	182	-	-13,3	separação da chapa
F32	208	14,3	-1,0	separação da chapa interna
F33	191	4,9	-9,1	separação da chapa
F34	221	21,4	+5,2	descolamento da chapa seguido de esmagamento do concreto
F35	227	24,7	+8,1	descolamento da chapa seguido de esmagamento do concreto
F36	285	56,6	+35,8	escoamento do aço e esmagamento do concreto
F37	283	55,5	+34,8	escoamento do aço e esmagamento do concreto

Desses resultados, Jones et al concluíram que o tipo de detalhamento adotado para ancoragem da extremidade da chapa tem influência na carga e no modo de ruptura da viga. Verificou-se que o aumento na carga de ruptura de vigas com chapa de espessura variável ou com chapas de comprimentos diferentes (F32 e F33) em relação à viga com chapa de espessura constante (F31) foi pequeno, e que para as vigas com esses três tipos de detalhamento a carga de ruptura foi inferior à da viga sem reforço. Essas vigas (F31 a F33) romperam prematuramente, de forma súbita, devido à separação da chapa, antes que houvesse o escoamento da armadura.

De acordo com Jones et al, o uso de chumbadores não evitou o descolamento da chapa, mas impediu a sua completa separação do concreto, levando a uma resistência até 8% maior do que a da viga sem reforço (F34 e F35). A adição de chapas em forma de "L" coladas

nas extremidades das chapas longitudinais foi o sistema de ancoragem mais eficiente, tendo permitido que o escoamento do aço da chapa e que a resistência teórica fossem atingidos, propiciando um ganho de resistência de até 35,8% em relação à viga sem reforço (F36 e F37).

Foram, ainda, feitas as seguintes observações:

- O tipo de ancoragem não teve influência na flecha relativa às cargas de serviço e todas as vigas com chapas coladas tiveram um aumento da rigidez em torno de 60% em relação à viga sem reforço.

- A ductilidade das vigas próximo às cargas de ruptura foram afetadas pelos tipos de ancoragem adotados. As vigas F31 a F33 (vigas sem ancoragem nas extremidades) apresentaram pouca ductilidade em relação a viga sem reforço, enquanto que as vigas F34 a F37 (vigas com ancoragem nas extremidades) tiveram uma ductilidade igual ou melhor do que a da viga sem reforço.

- Para as cargas baixas, os valores experimentais e teóricos (baseados no comportamento elástico) da deformação ao longo da chapa foram bem próximos. Com o aumento da carga, as deformações experimentais fora da zona de ancoragem tenderam a ser maiores do que as previstas, enquanto na zona de ancoragem os valores experimentais tenderam a ser menores do que os teóricos. Próximo à carga de ruptura, a deformação da chapa na zona de ancoragem diminuiu, coincidindo com um aumento do movimento da chapa em relação ao concreto.

- Tensões cisalhantes muito elevadas foram produzidas na zona de ancoragem, próximo à extremidade das chapas, com um valor limite de aproximadamente $\sqrt{2}f_{ct}$. As tensões cisalhantes experimentais, obtidas a partir das deformações medidas, não apresentaram uma relação consistente com os valores teóricos (equação (4)), tendo a razão entre o valor experimental e o teórico dessas tensões nas vigas que romperam antes de atingir a carga de ruptura variado entre 1,63 e 4,10.

II.2.3) ESTUDOS REALIZADOS POR ROBERTS

De acordo com Roberts [14], as soluções teóricas (baseadas na Teoria da Elasticidade) para determinação da concentração de tensões normais e cisalhantes na camada de resina de vigas de concreto armado reforçadas por chapas de aço coladas com resina epóxi fornecem resultados razoavelmente acurados. Estas soluções têm sido validadas pela

comparação com resultados obtidos de soluções numéricas (método dos elementos finitos) e com dados disponíveis de ensaios de vigas reforçadas.

Segundo Roberts, as soluções teóricas e numéricas para previsão das tensões normais e cisalhantes na camada de cola de vigas reforçadas, submetidas a momento fletor e a esforço cortante, indicam as características mostradas na figura II.4. A tensão cisalhante é nula na extremidade livre e atinge o valor máximo próximo a essa extremidade, a uma distância aproximadamente igual à espessura da camada de cola. Tensões normais significativas, também, são confinadas a um pequeno comprimento na extremidade da chapa, o qual depende da rigidez do concreto, da chapa e da cola.

Os estudos teóricos mostraram que as concentrações de tensões na camada de cola na extremidade da chapa dependem significativamente da rigidez axial e de cisalhamento da camada de cola, da espessura da chapa e da distância da extremidade da chapa ao apoio. Portanto, as concentrações de tensões podem ser reduzidas de forma significativa com a adoção de resinas mais flexíveis, a redução da espessura da chapa e, para vigas biapoiadas, com o término da chapa o mais próximo possível do apoio.

Apesar de possibilitar o cálculo manual, as soluções teóricas são, geralmente, consideradas muito complexas e trabalhosas para o uso em projetos de engenharia. Em [14], Roberts propôs um procedimento teórico simplificado para previsão da concentração de tensões na camada de cola da viga reforçada, que reduz a complexidade do cálculo manual a um nível aceitável. Este procedimento é aproximado, porém, apresentou resultados compatíveis com soluções teóricas mais rigorosas e resultados de ensaios de vigas reforçadas.

A análise feita por Roberts foi realizada em três estágios. No primeiro estágio, as tensões foram determinadas considerando que a viga e a chapa funcionam totalmente juntas. No segundo e terceiro estágios, esta análise foi modificada levando em conta as condições de contorno reais das extremidades da chapa de aço. A solução completa foi obtida pela superposição dos resultados obtidos nos três estágios. Roberts chegou, então, às expressões de tensões na camada de cola na extremidade da chapa apresentadas abaixo:

- Tensão cisalhante máxima:

$$\tau_{\max} = \left\{ V_0 + M_0 \cdot \left\{ \frac{K_s}{E_{ch} \cdot b_{ch} \cdot t_{ch}} \right\}^{1/2} \right\} \cdot \frac{b_{ch} \cdot t_{ch} \cdot y_{ch}}{I \cdot b_r} \quad (6)$$

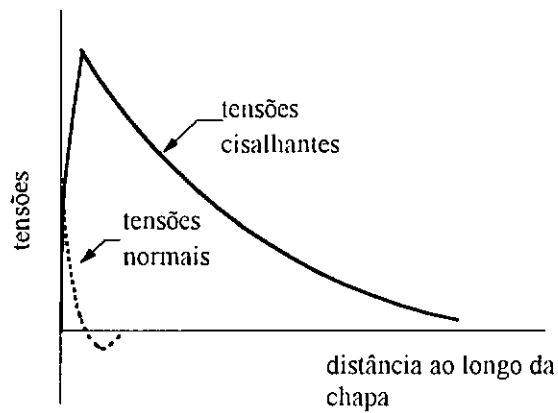


Figura II.4 - Distribuição de tensões normais e cisalhantes na extremidade da chapa segundo Roberts [14]

- Tensão normal máxima:

$$\sigma_{\max} = \tau_{\max} \cdot t_{ch} \cdot \left\{ \frac{K_N}{4 \cdot E_{ch} \cdot I_{ch}} \right\}^{1/4} \quad (7)$$

onde: $K_s = G_r \cdot \frac{b_r}{t_r}$

$$K_N = E_r \cdot \frac{b_r}{t_r}$$

$$I = \frac{E_c \cdot b \cdot x^3}{3 \cdot E_{ch}} + A_s \cdot y^2 + b_{ch} \cdot t_{ch} \cdot y_{ch}^2$$

$$x = \frac{-B + (B^2 + 4AC)^{1/2}}{2A}$$

$$A = \frac{E_c \cdot b}{2 \cdot E_{ch}} ; \quad B = A_s + b_{ch} \cdot t_{ch} ; \quad C = d \cdot A_s + d_{ch} \cdot b_{ch} \cdot t_{ch}$$

G_r é o módulo de elasticidade transversal da cola;

E_r é o módulo de elasticidade longitudinal da cola;

E_c é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto;

E_{ch} é o módulo de elasticidade longitudinal da chapa de aço;

b_r é a largura da camada de cola;

b é a largura da viga;

b_{ch} é a largura da chapa de aço;

t_r é a espessura da camada de cola;

t_{ch} é a espessura da chapa de aço;

x é a altura da linha neutra da seção;

A_s é a área da seção transversal armadura longitudinal interna tracionada;

y é a distância entre o centróide da seção da armadura longitudinal interna e a linha neutra da seção;

y_{ch} é a distância entre o centróide da seção chapa e a linha neutra da seção;

d é a altura útil da viga em relação à armadura longitudinal interna;

d_{ch} é a altura útil da viga em relação à chapa de aço;

I_{ch} é o momento de inércia da seção da chapa de aço;

V_0 é o esforço cortante na extremidade da chapa;

M_0 é o momento fletor a uma distância $(d + d_{ch})/2$ da extremidade da chapa;

Roberts determinou a distribuição de tensões normais e cisalhantes para a viga F31 ensaiada por Jones et al [11] e verificou que houve uma relação satisfatória entre os valores calculados pelo método proposto e os valores experimentais. Na comparação deste procedimento simplificado com a solução teórica mais rigorosa também foi verificada concordância entre os resultados.

Baseado na distribuição de tensões previstas, Roberts concluiu que o descolamento da chapa ou o arrancamento do cobrimento do concreto ocorre devido à combinação das tensões cisalhantes e normais. A partir dos resultados dos ensaios de Jones et al [11], ele concluiu ainda que é provável que a falha da camada de resina ocorra para tensões cisalhantes entre 3 e 5 N/mm² combinadas com tensões normais entre 1 e 2 N/mm². Estes limites, entretanto, dependerão da resistência da cola e do concreto e do método de preparação das superfícies a serem coladas.

II.2.4) ESTUDOS REALIZADOS POR OEHLERS

No estudo sobre vigas de concreto armado reforçadas à flexão por chapas de aço coladas, Oehlers [13] investigou o descolamento da chapa induzido pelo aumento da curvatura da viga, chamado descolamento devido à flexão, que é caracterizado pela separação gradual da chapa. O estudo incluiu o efeito das forças cisalhantes sobre este tipo de descolamento até a formação das fissuras diagonais. Conseqüentemente, os resultados dessa pesquisa podem ser aplicados a vigas nas quais a carga de projeto é menor do que a carga que causa as fissuras diagonais.

De acordo com Oehlers, as concentrações de tensões nas extremidades da chapa, que são induzidas pela descontinuidade desta, dependem do carregamento externo, do comportamento não-linear do aço, da cola e do concreto e dos efeitos das fissuras de flexão nessa região. Uma análise que considerasse todas essas variáveis seria muito complexa; portanto, neste estudo foi idealizado, primeiramente, um modelo teórico baseado em materiais isotrópicos no qual os diferentes parâmetros que causam o descolamento foram isolados. Esses parâmetros foram usados para projetar 57 vigas de concreto armado reforçadas com chapas coladas. Tendo por base os resultados dos ensaios, os efeitos de cada causa de descolamento foram quantificados e o modelo matemático foi ajustado de forma a levar em consideração todos os efeitos não-lineares. Obteve-se, então, uma expressão matemática para previsão do

momento fletor na extremidade da chapa que provoca o descolamento devido ao aumento da curvatura da viga.

A) MODELO TEÓRICO

Numa viga não fissurada reforçada com chapa colada sujeita a flexão pura surge a distribuição de forças dada na figura II.5. Considerando que a espessura da chapa é muito menor do que a altura da viga, de acordo com Oehlers, a distribuição das tensões normais ao longo da interface chapa-concreto depende apenas da espessura da chapa, como mostrado na figura II.6. Essa distribuição pode ser induzida por duas causas: o momento M_c e a força F_c gerados pela curvatura da chapa (como ocorreria se a chapa fosse fletida e, então, colada) e as forças P_l e F_l geradas pela deformação longitudinal da viga (como ocorreria se uma deformação horizontal uniforme fosse aplicada entre as seções A-A e B-B, localizadas em regiões da viga onde a distribuição de deformações longitudinais é linear).

A distribuição de tensões de descolamento dada na figura II.6 foi obtida da análise pelo método dos elementos finitos das duas causas de descolamento: a curvatura da chapa e a deformação longitudinal da viga. Pode ser visto na figura II.6 que apesar das duas distribuições de tensões terem a mesma forma, as tensões se distribuem sobre comprimentos de chapa diferentes, porém, as posições da tensão de tração máxima nos dois casos são coincidentes.

tensões de descolamento devido à deformação longitudinal da viga

A tensão de descolamento máxima, σ_l , que é induzida pela deformação longitudinal da viga, ϵ_l , foi determinada a partir da condição de equilíbrio:

$$P_l \cdot \frac{t_{ch}}{2} = F_l \cdot (k_1 \cdot t_{ch}) \quad (8)$$

Onde: $P_l = E_{ch} \cdot \epsilon_l \cdot b_{ch} \cdot t_{ch} = E_{ch} \cdot (y_{ch} \cdot \phi) \cdot b_{ch} \cdot t_{ch}$

$$F_l = S_l \cdot (k_2 \cdot t_{ch}) \cdot b_{ch} \cdot \sigma_l$$

k_1 e k_2 são constantes;

t_{ch} é a espessura da chapa de aço;

b_{ch} é largura da chapa de aço;

E_{ch} é o módulo de elasticidade longitudinal da chapa de aço;

y_{ch} é a distância entre o centróide da seção chapa e a linha neutra da seção;

ϕ é a curvatura da viga;

S_l é a razão entre as tensões de descolamento devido à deformação longitudinal da viga média e máxima na região de tração;

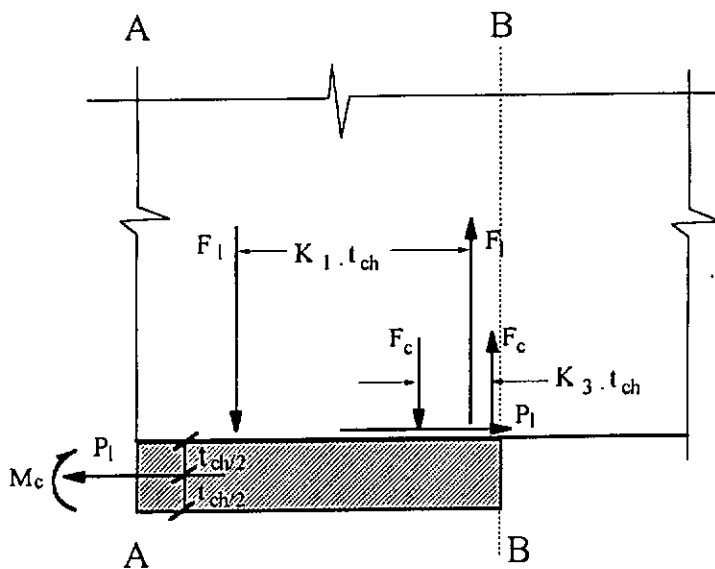


Figura II.5 - Forças atuantes na extremidade da chapa provocadas pela deformação longitudinal da viga e pela curvatura da chapa [13]

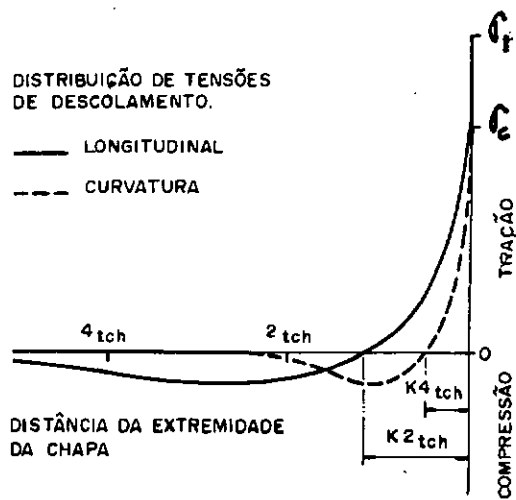


Figura II.6 - Distribuição de tensões normais na extremidade da chapa segundo Oehlers [13]

Substituindo P_1 e F_1 na expressão (8), obteve-se a tensão de descolamento máxima devida à deformação axial da viga:

$$\sigma_1 = k_1 \cdot E_{ch} \cdot y_{ch} \cdot \phi \quad (9)$$

Sendo: $k_1 = (2 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot S_1)^{-1}$

tensões de descolamento devido à curvatura da chapa

A tensão de descolamento máxima, σ_c , que é induzida pela curvatura da chapa foi determinada a partir de:

$$M_c = F_c \cdot (k_3 \cdot t_{ch}) \quad (10)$$

Onde: $M_c = (EI)_{ch} \cdot \phi = E_{ch} \cdot \frac{b_{ch} \cdot t_{ch}^3}{12} \cdot \phi$

$$F_c = S_c \cdot (k_4 \cdot t_{ch}) \cdot b_{ch} \cdot \sigma_c$$

k_3 e k_4 são constantes;

$(EI)_{ch}$ é a rigidez à flexão da chapa;

S_c é a razão entre as tensões de descolamento devido à curvatura da chapa média e máxima na região de tração;

Substituindo M_c e F_c na expressão (10), obteve-se a tensão de descolamento máxima devida à curvatura da chapa:

$$\sigma_c = k_c \cdot E_{ch} \cdot t_{ch} \cdot \phi \quad (11)$$

Sendo: $k_c = (12 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot S_c)^{-1}$

resistência ao descolamento

Considerando que as posições das tensões de descolamento máximas devidas à deformação longitudinal da viga, σ_1 , e à curvatura da chapa, σ_c , coincidem, o descolamento da chapa ocorre, segundo Oehlers, quando a soma dessas tensões atinge a resistência à tração do concreto:

$$\sigma_1 + \sigma_c = f_{ct} \quad (12)$$

Substituindo (9) e (11) na expressão (12) e fazendo $\phi = M/EI$, obteve-se a expressão do momento atuante na extremidade da chapa que provoca o descolamento da mesma:

$$M = \frac{(EI) \cdot f_{ct}}{k_c \cdot E_{ch} \cdot t_{ch} + k_l \cdot E_{ch} \cdot y_{ch}} \quad (13)$$

onde: (EI) é a rigidez à flexão da viga, considerando a seção fissurada com chapa;

f_{ct} é a resistência à tração do concreto.

B) ESTUDO EXPERIMENTAL

Para adaptação do modelo teórico, foram considerados os resultados experimentais de 57 vigas de concreto armado, simplesmente apoiadas, com o comprimento variando entre 1650 a 2500 mm, a altura de 150 a 240 mm e a largura de 120 a 125 mm. As armaduras internas inferior e superior foram compostas de duas barras cujos diâmetros variaram de 12 a 20 mm e de 10 a 12 mm, respectivamente, e os seus cobrimentos de 10 a 50 mm. A maioria das chapas foram coladas na região de momento constante e tiveram comprimento variando de 600 a 1400 mm. A largura da chapa foi igual à largura da viga, exceto em quatro vigas que tiveram larguras de chapa de 25, 50, 75 e 100 mm. A espessura das chapas variou entre 2 a 15 mm.

As vigas foram ensaiadas até a ruptura. A primeira fissura a ser formada foi uma fissura de flexão adjacente à extremidade da chapa, o aumento na curvatura que ela causou induziu à formação de uma fissura de descolamento da chapa no nível da armadura interna. O momento sob o qual esta fissura de descolamento se estendeu através da largura da viga foi considerado como momento de descolamento de serviço (M_s). Incrementos posteriores na carga provocaram o aumento da curvatura da viga e a propagação da fissura de descolamento da chapa, além de formar novas fissuras de flexão na extremidade da fissura de descolamento. Com o subsequente aumento da carga aplicada, houve uma rápida propagação da fissura de descolamento e a formação de novas fissuras de flexão, o que continuou até a ruptura por descolamento da chapa.

A deformação longitudinal das chapas aumentou quase linearmente com o aumento da carga até quando houve a rápida propagação de fissuras; a partir daí ocorreu uma redução na deformação das chapas. O momento sob o qual essa redução ocorreu foi considerado o momento de descolamento último (M_u).

C) MOMENTO DE DESCOLAMENTO ÚLTIMO

Com base nos resultados dos ensaios, Oehlers adaptou a expressão (13) de forma a levar em consideração o comportamento não-linear das vigas reforçadas por meio dos valores das constantes k_1 e k_c . A expressão (13) foi transformada para:

$$k_s = \frac{1}{k_c} - \frac{k_1}{k_c} \cdot k_6 \quad (14)$$

onde: $k_s = \frac{M \cdot E_{ch} \cdot t_{ch}}{(EI) \cdot f_{ct}}$ e $k_6 = \frac{M \cdot E_{ch} \cdot y_{ch}}{(EI) \cdot f_{ct}}$

Os valores k_5 e k_6 foram obtidos a partir dos resultados experimentais. Fazendo uma regressão linear dessas variáveis determinaram-se as constantes $k_1=0,0083$ e $k_c=0,603$. Como o valor de k_1 é muito menor do que o de k_c foi adotado $k_1=0$; a partir daí, obteve-se $k_c=0,474$. Oehlers propôs, então, a seguinte expressão para o momento de descolamento último:

$$M_U = \frac{(EI) \cdot f_{ct}}{0,474 \cdot E_{ch} \cdot t_{ch}} \quad (15)$$

Apenas as vigas com chapas de largura menor do que a largura da viga e as com chapas terminando no vão de cisalhamento tiveram resistências que divergiram da teórica dada pela expressão (15).

D) MOMENTO DE DESCOLAMENTO EM SERVIÇO

A expressão para momento de descolamento em serviço, obtida da mesma forma que o momento último, proposta por Oehlers foi:

$$M_S = \frac{(EI) \cdot f_{ct}}{0,827 \cdot E_{ch} \cdot t_{ch}} \quad (16)$$

Somente as vigas com chapas terminando no vão de cisalhamento apresentaram valores de resistência ao descolamento que divergiram do previsto pela expressão (16).

E) APLICAÇÃO A PROJETOS

Como os resultados obtidos para vigas com a largura da chapa menor do que a da viga foram a favor da segurança, as expressões (15) e (16) poderiam ser utilizadas nesse caso.

No caso de chapas terminando no vão de cisalhamento, entretanto, a expressão (15) fornece valores contra a segurança. Para uso em projetos, Oehlers sugeriu novas expressões de momento de descolamento último e em serviço considerando que o momento a uma distância $1,2 \times d$ (d é a altura útil da viga) da extremidade da chapa não excedem os valores característicos dados abaixo:

$$M_U = \frac{(EI) \cdot f_{ct}}{0,901 \cdot E_{ch} \cdot t_{ch}} \quad (17)$$

$$M_S = \frac{(EI) \cdot f_{ct}}{1,860 \cdot E_{ch} \cdot t_{ch}} \quad (18)$$

Nas vigas carregadas com carga de até 60% de sua resistência à flexão, a pré-fissuração e a pré-curvatura da chapa não afetaram a resistência ao descolamento. Portanto, as expressões (17) e (18) podem ser aplicadas ao reforço de estruturas existentes fissuradas e carregadas, e não é necessário fletir a chapa antes da colagem para ajustá-la à superfície da viga.

As expressões obtidas indicaram que a resistência ao descolamento depende da rigidez à flexão da seção fissurada, da resistência à tração do concreto, da espessura da chapa e do módulo de elasticidade do aço da chapa.

II.3) ESTUDOS SOBRE O COMPORTAMENTO DE VIGAS REFORÇADAS COM CHAPAS DE AÇO COLADAS

II.3.1) ESTUDOS REALIZADOS POR BRESSON

Com base em seus estudos anteriores, Bresson faz em [05] um resumo sobre a técnica de reforço estrutural de vigas com chapas de aço coladas. Segundo ele, as vigas de concreto com chapas coladas funcionam da mesma forma que as vigas de concreto armado ou protendido convencionais, ou seja, o aço trabalhando geralmente em tração e o concreto em compressão, sendo a ligação entre o concreto e a chapa assegurada pela camada de cola existente entre essas partes.

Conforme visto anteriormente, no ponto onde é aplicada força de tração numa chapa colada à superfície do concreto atuam tensões cisalhantes na ligação chapa-cola-concreto que se distribuem ao longo do comprimento de colagem como indicado na figura II.1.1, apresentando um valor máximo neste ponto e anulando-se a uma pequena distância do ponto de aplicação da força. Essas tensões podem provocar a ruptura da ligação, impedindo o funcionamento da chapa.

De acordo com Bresson, a resistência da ligação chapa-cola-concreto deve ser limitada em função do material que apresenta a menor resistência ao cisalhamento. Desde que a cola seja escolhida adequadamente, dos três elementos o concreto é o que apresenta a menor resistência e, portanto, a tensão de cisalhamento na ligação deve ser limitada de acordo com este material. Quando estas tensões atingem um valor limite, ocorre uma ruptura do tipo frágil, devendo-se, por essa razão, evitar que esta tensão seja atingida.

Para fins práticos, Bresson sugeriu que a tensão cisalhante na ligação fosse limitada a um valor admissível, bem inferior a tensão que provoca a ruptura da ligação.

Segundo Bresson, as vigas reforçadas à flexão com chapas de aço coladas à face tracionada destas funcionam conforme o esquema mostrado na figura II.7. O primeiro diagrama de tensões representa a viga durante o reforço, quando ela está sujeita somente à ação da carga permanente e a armadura longitudinal interna apresenta uma tensão σ_{s1} . Após o reforço a viga é sujeita à ação da carga acidental, que produz uma tensão σ_{s2} na armadura longitudinal interna e uma tensão σ_{ch} na chapa que foi colada, conforme indicado no segundo diagrama. As tensões apresentadas pela viga reforçada são dadas pela soma desses dois diagramas, que corresponde ao terceiro diagrama de tensões mostrado na figura II.7. Observa-se que nesses diagramas foi

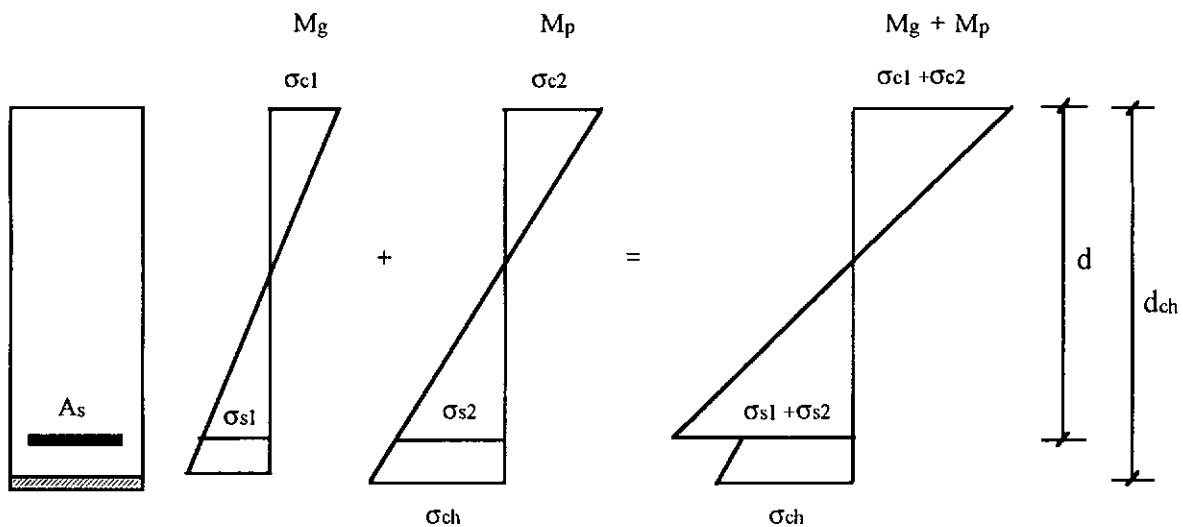


Figura II.7 - Diagramas de tensões da viga reforçada à flexão com chapa de aço colada [05]

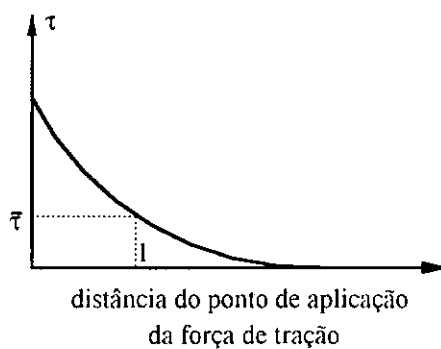
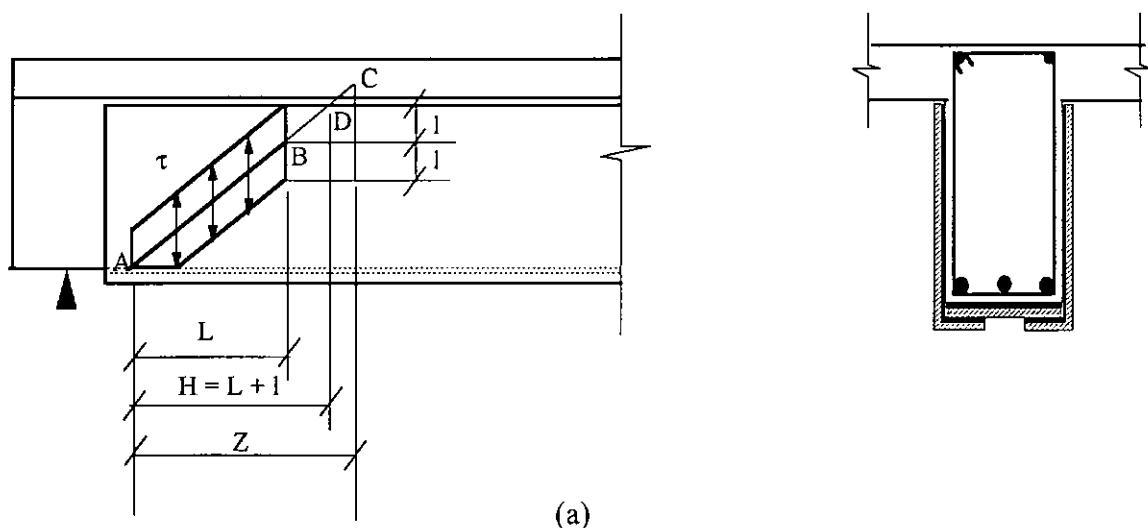


Figura II.8 - Funcionamento da viga reforçada ao cisalhamento com chapa de aço colada na lateral da viga [05]

assumida uma distribuição linear de tensões conforme era adotado na época em que esse trabalho foi realizado, quando o dimensionamento de seções de concreto armado era feito considerando o comportamento do material na fase elástica e tensões admissíveis bem abaixo da resistência à compressão do concreto e da tensão de escoamento do aço. A possibilidade de reforço de vigas à flexão com o uso de chapas de aço coladas, de acordo com Bresson, é limitada pelas seguintes relações:

$$\begin{aligned}\sigma_{s1} + \sigma_{s2} &\leq \sigma_{s, adm} \\ \sigma_{ch} &\leq \sigma_{ch, adm} \\ \sigma_{c1} + \sigma_{c2} &\leq \sigma_{c, adm}\end{aligned}\quad (19)$$

onde: $\sigma_{s, adm}$ e $\sigma_{ch, adm}$ são as tensões admissíveis na armadura longitudinal interna e na chapa, respectivamente;
 σ_{c1} e σ_{c2} são tensões atuantes na face mais comprimida do concreto devido às cargas permanente e acidental, respectivamente;
 $\sigma_{c, adm}$ é a tensão de compressão admissível no concreto.

A tensão de cisalhamento na ligação entre a chapa e o concreto (τ) é dada por:

$$\tau = \frac{V}{b_{ch} \cdot d_{ch}} \quad (20)$$

onde: V é o esforço cortante atuante na seção do início da chapa;
 b_{ch} é a largura da chapa de aço;
 d_{ch} é a altura útil da viga em relação à chapa de aço (ver figura II.7).

Essa tensão, conforme dito anteriormente, deve ser inferior à tensão cisalhante admissível na ligação.

Em [05], Bresson propôs que o aumento da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado fosse propiciado com a colagem de chapas em forma de “L”, como está indicado na figura II.8. Para a análise desse tipo de reforço, ele adotou o modelo de treliça com diagonais inclinadas a 45°, considerando que o esforço cortante devido à carga permanente (V_1) é totalmente resistido pelos estribos internos, enquanto que o esforço cortante devido à

carga acidental (V_2) é repartido entre os estribos internos e as chapas, proporcionalmente as áreas das seções transversais dessas armaduras num comprimento z , correspondente ao braço de alavanca da seção composta (viga+chapa):

$$V_2 = (A_{sw,int} + A_{sw,ch}) \cdot \sigma_{s2} \quad (21)$$

com $\sigma_{s2} \leq \sigma_{s, adm} - \sigma_{s1}$

$$\sigma_{s2} \leq \sigma_{ch, adm}$$

onde: $A_{sw,int}$ é a área da seção transversal dos estribos internos distribuídos na distância z ;

$A_{sw,ch}$ é a área da seção transversal da chapa de reforço numa distância z ;

σ_{s2} é a tensão nas duas armaduras devida à carga acidental;

σ_{s1} é a tensão nos estribos internos devida à carga permanente;

$\sigma_{s, adm}$ e $\sigma_{ch, adm}$ são as tensões admissíveis nos estribos internos e na chapa, respectivamente

Segundo Bresson é necessário, ainda, limitar a tensão de cisalhamento na ligação entre a chapa e o concreto de forma a evitar a ruptura desta. Considerando que, num comprimento z , a fissura AC inclinada a 45° seja “costurada” pelas chapas coladas nas faces da viga somente no comprimento AB, obtido a partir da limitação das tensões cisalhantes ao redor do plano fissurado AC para o valor de tensão admissível $\bar{\tau}$ (ver figura II.8.a), Bresson propôs a seguinte verificação:

$$V_{2,ch} \leq 2 \cdot \bar{\tau} \cdot l \cdot L$$

$$V_{2,ch} = 2 \cdot t_{ch} \cdot L \cdot \sigma_{s2} \quad (22)$$

$$L = h_{ch} - l$$

onde: $V_{2,ch}$ é a parcela da força cortante devida à carga acidental resistida pela chapa de aço;

$\bar{\tau}$ é a tensão de cisalhamento admissível na ligação entre a chapa e o concreto;

l é o comprimento a partir do ponto onde é aplicada a força de tração na chapa no qual as tensões cisalhantes na ligação são superiores às admissíveis (ver figura II.8);

t_{ch} é a espessura da chapa de aço;

h_{ch} é a altura da chapa de aço;

II.3.2) ESTUDOS REALIZADOS POR SWAMY ET AL

Em [15], Swamy et al relataram os resultados de um estudo experimental sobre o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão por chapas de aço coladas nas suas faces tracionadas. Este estudo objetivou verificar a influência da espessura da chapa e da camada de cola, da adoção de camadas de chapa, do local das emendas nas chapas e da presença de concentrações de tensões na camada de cola.

O estudo compreendeu os ensaios de 24 vigas (numeradas de 201 a 224) com seção transversal 155x255 mm e 2500 mm de comprimento. A armadura longitudinal interna de todas as vigas foi composta de três barras de 20 mm a uma altura útil de 220 mm e estribos com diâmetro de 6 mm distribuídos a cada 75 mm no vão de cisalhamento. As vigas foram biapoioadas, com vão de 2300 mm e submetidas a duas cargas concentradas aplicadas nos terços do vão. Para o reforço das vigas foram adotadas chapas com espessura de 1,5 mm; 3 mm e 6 mm.

O concreto adotado para fabricação das vigas apresentou resistência à compressão média aos 28 dias, obtida a partir de ensaios com corpos de prova cilíndricos, variando entre 63 e 73 MPa, resistência à tração na flexão variando entre 5,45 e 5,68 MPa, módulo de elasticidade médio de 36 GPa e coeficiente de Poisson de 0,16. A armadura interna e de reforço apresentaram tensão de escoamento e resistência à tração dadas na tabela II.3.

Tabela II.3 - Propriedades do aço da armadura interna e de reforço

	Tensão de escoamento (MPa)	Resistência à tração (MPa)
Barras longitudinais	425	507
Estribos	250	336
Chapa de 1,5mm	236	310
Chapa de 3 mm	258	316
Chapa de 6 mm	248	308

A colagem das chapas foi feita com resina epóxi com resistência à tração em torno de 15 MPa e coeficiente de Poisson de 0,33. O módulo de elasticidade da resina foi de 2,1 GPa. Outros dados sobre o reforço das vigas constam da tabela II.4.

Tabela II.4 - Dados sobre o reforço

	Espessura de cola (mm)	Espessura de chapa(mm)	Camadas de chapas	Posição das emendas das chapas	% pré_carga
201	-	-	-	-	-
202	3,0	-	-	-	-
203	1,5	1,5	1	-	-
204	1,5	3,0	1	-	-
205	1,5	6,0	1	-	-
206	1,5	1,5	2 ⁽¹⁾	-	-
207	3,0	1,5	1	-	-
208	3,0	3,0	1	-	-
209	3,0	6,0	1	-	-
210	3,0	6,0	1	-	-
211	3,0	1,5	1	no meio do vão	-
212	3,0	1,5	1	nas seções de aplicação de carga	-
213	3,0	1,5	2	no meio do vão	-
214	3,0	1,5	2	nas seções de aplicação de carga	-
215	3,0	3,0	1	no meio do vão	-
216	6,0	1,5	1	-	-
217	6,0	3,0	1	-	-
218	6,0	6,0	1	-	-
219	6,0	6,0	1	-	-
220	2,8	1,5	1	-	-
221	3,0 ⁽²⁾	1,5	1	-	-
222	3,0	1,5	1	-	50
223	3,0	1,5	1	-	90
224	3,0	3,0	1	-	50

(1) A segunda camada de chapa terminou a 380 mm da extremidade da primeira chapa.

(2) Chanfro em "V" na face tracionada da viga para formar concentrações de tensões nas seções de aplicação de carga.

As vigas 201 e 202, sem reforço, foram usadas como vigas de controle. Na viga 202 foi aplicada uma camada de cola de 3mm de espessura, sem a colocação de chapa, para estudar o efeito da cola. Nas vigas reforçadas, para cada espessura de cola utilizada (em geral, 1,5mm; 3mm e 6mm) foram adotadas uma camada de chapa de 1,5mm; 3mm e 6mm, todas

com largura constante de 125mm (largura da viga=155 mm). Nas vigas 206, 213 e 214 foram adotadas duas camadas de chapa de 1,5mm de espessura para comparação com vigas com uma camada de chapa de 3mm. As vigas 211, 213 e 215 apresentaram emendas no meio do vão e as vigas 212 e 214 emendas nas seções de aplicação das carga. Na viga 221 realizou-se um chanfro na face tracionada da viga nas seções dos pontos de aplicação das cargas para produzir concentração de tensões. As vigas 222 a 224 foram pré-carregadas, fissuradas e descarregadas a 50%, 90% e 50% de sua resistência à flexão teórica antes da colagem das chapas.

As superfícies das chapas e das vigas foram convenientemente preparadas e receberam uma camada de cola. Essas superfícies foram, então, mantidas pressionadas uma contra a outra durante o período de cura da cola que foi de 14 dias. Após este período, as vigas foram ensaiadas e a partir dos resultados desses ensaios foram tiradas as seguintes conclusões sobre o efeito das chapas coladas:

- Efeito sobre a carga para a qual a primeira fissura de flexão ocorre

A carga experimental da primeira fissura de flexão foi obtida visualmente e a teórica foi calculada com base na seção não-fissurada equivalente à composta por dois materiais, concreto e chapa de aço, e considerando a resistência à tração do concreto obtida dos ensaios. A relação entre as cargas da primeira fissura de flexão experimental e teórica da viga sem chapa e da viga com chapa foi em média de 1,12 e 1,38, respectivamente. O aumento que ocorreu na carga da primeira fissura de flexão com a adoção de chapas de aço coladas indicou que a chapa e a cola provocam um efeito enrijecedor na viga.

Observou-se ainda que a carga da primeira fissura de flexão para vigas reforçadas com chapa de 1,5mm de espessura aumentou com o incremento da espessura da camada de cola. Para vigas com chapas mais grossas (3mm e 6mm), entretanto, houve uma pequena diminuição na carga da primeira fissura de flexão quando a espessura da camada de cola foi aumentada.

O uso de camadas de chapas, emendas nas chapas e chanfros na viga tiveram efeitos desprezíveis sobre a carga de primeira fissura.

- Efeito sobre as deformações da estrutura

A flecha da viga no meio do vão diminuiu com o uso das chapas coladas. Para uma mesma espessura de cola, a deformação da chapa e a flecha das vigas reforçadas, medidas no meio do vão, diminuíram conforme a espessura da chapa foi aumentada. A proporção da redução da deformação da chapa e da flecha variou para as diferentes espessuras de chapa

adotadas e também com o nível de carregamento aplicado. As deformações da armadura interna e da chapa e a flecha no meio do vão também sofreram redução com o aumento da espessura da camada de cola, porém não na mesma proporção que ocorreu quando a espessura da chapa foi aumentada.

A redução na flecha e nas deformações da armadura interna e da chapa produzida pelo aumento da espessura da cola é menor quando a espessura da chapa também aumenta.

O efeito enrijecedor das chapas coladas teve maior influência sobre a redução das deformações da armadura interna e da chapa do que na redução da flecha.

- Efeito sobre a ação composta

O enrijecimento da viga causado pelas chapas coladas reduziu as deformações de toda estrutura em todos os níveis de carga até a ruptura, confirmando a ação composta entre chapa, armadura interna e concreto. Em termos gerais, a rigidez à flexão das vigas reforçadas com chapas coladas foi maior que a da viga sem reforço em todos os níveis de carga.

- Efeito sobre a carga de serviço

As cargas de serviço experimentais das vigas reforçadas foram obtidas a partir das cargas lidas para os valores de flecha, deformação da armadura interna, rotação nos apoios e nas seções de aplicação das cargas e abertura máxima de fissuras iguais aos apresentados pela viga sem reforço (viga 211) na carga de 100 kN, correspondente à carga de serviço dada pela norma inglesa para o cálculo de estruturas de concreto armado.

Devido à redução da deformação da armadura interna, da abertura de fissuras e da flecha, fatores que limitam as condições de serviço, as vigas reforçadas puderam atingir cargas de serviço mais elevadas do que as vigas sem reforço. Em geral, a carga de serviço aumentou com o aumento da espessura da chapa e da camada de cola.

A percentagem de aumento na carga de serviço experimental das vigas reforçadas em relação à viga sem reforço (100 kN) para cada uma das condições de serviço, para diferentes espessuras de chapa e de camada de cola, são dadas na tabela II.5.

Esses resultados mostraram que a carga de serviço das vigas reforçadas com chapas coladas aumenta com o aumento da espessura da chapa e da camada de cola. Os fatores mais influenciados por este tipo de reforço foram a deformação da armadura interna e a abertura máxima de fissuras, podendo ser visto a partir das cargas de serviço limitadas por esses dois parâmetros, que estes sofrem grande redução após o reforço.

Tabela II.5 - Aumento na carga de serviço das vigas reforçadas

	espessura da chapa		
	1,5mm	3,0mm	6,0mm
espessura de cola	1,5 a 6,0 mm	1,5 a 6,0 mm	1,5 a 6,0 mm
flecha	4 a 11%	10 a 26%	30 a 36%
rotação	6 a 17%	23 a 37%	38 a 56%
abertura de fissura máxima	37 a 53%	38 a 60%	70 a 99%
deformação da armadura interna	16 a 43%	50 a 72 %	70 a 110%

Essas conclusões são válidas, também, para vigas com chapas emendadas, com concentração de tensões e pré-fissuradas.

A relação entre as cargas de serviço experimental e teórica (calculada segundo a norma inglesa) para as vigas com chapas de 1,5mm e 3mm variaram, respectivamente, de 1,32 a 1,46 e 1,02 a 1,26. Já nas vigas com chapas de 6mm, essa relação variou de 0,72 a 0,85, o que ocorreu porque estas vigas não alcançaram a carga de ruptura à flexão, rompendo prematuramente devido ao arrancamento do cobrimento do concreto.

- Efeito sobre a carga de ruptura

As vigas com chapas de 1,5mm e 3mm alcançaram cargas de ruptura de 10 a 16% maiores do que as das vigas sem chapa. Devido à sua ruptura prematura, as vigas com chapas de 6mm apresentaram uma carga de ruptura de 5 a 16% menor do que a da viga sem chapa.

Esses resultados são válidos, também, para as vigas com camadas de chapa, com emendas nas chapas, com concentrações de tensões na camada de cola e pré-fissuradas.

A relação entre os valores teóricos (obtidos segundo a norma inglesa) e experimentais da carga de ruptura por flexão das vigas reforçadas com chapas coladas de 1,5mm foi em média 1,06 e das vigas com chapas coladas de 3mm foi 0,97. Para vigas com chapas de 6mm esse valor foi de 0,67.

Verificou-se que desde que a viga não apresente modo de ruptura que não o de flexão, os métodos convencionais são capazes de prever a resistência à flexão de vigas reforçadas com chapas coladas.

- Modos de ruptura

Todas as vigas com chapas de 1,5mm romperam por flexão, havendo escoamento da armadura interna e da chapa, seguido do esmagamento do concreto. Em nenhuma das vigas houve sinais de descolamento entre a chapa e a cola ou o concreto.

Nas vigas com chapas de 3mm, a armadura longitudinal interna e a chapa escoaram antes da ruptura e as vigas quase atingiram a sua resistência à flexão, quando houve um início de arrancamento do cobrimento do concreto no nível da armadura longitudinal interna. Esse arrancamento em alguns casos foi precedido por uma fissura diagonal que se estendeu da seção de aplicação da carga até a extremidade da chapa.

As vigas com chapas de 6mm romperam por arrancamento do cobrimento no nível da armadura interna, antes que a chapa e a armadura interna entrassem em escoamento. Não houve sinal de descolamento da chapa nem de fissuração na camada de cola antes da ruptura.

Com base nos resultados obtidos experimentalmente, Swamy et al concluíram que, desde que a cola e a técnica de colagem sejam adequadamente escolhidos, a ação composta entre a viga e a chapa de aço é assegurada até a ruptura. Porém, existe uma espessura de chapa limite além da qual ocorre uma ruptura frágil da viga devido à ruptura da ligação entre a chapa e a cola ou concreto ou a um arrancamento do cobrimento da armadura interna, sem que a viga alcance a sua resistência à flexão. Para evitar a ruptura frágil e prematura da viga, ele sugeriu dois critérios de projeto; o primeiro é que a relação entre a largura e a espessura da chapa não seja menor do que 50 e o segundo é que a altura da linha neutra não seja maior do que 0,4 vezes a altura útil.

Em [16], Swamy et al avaliaram a aplicabilidade da técnica de chapas coladas no reforço à flexão de vigas de concreto armado estruturalmente danificadas que tenham sido carregadas a proporções significativas de suas resistências e que, conseqüentemente, estejam substancialmente fissuradas. Nesta análise, foram verificados os efeitos do reforço com chapas de aço coladas no comportamento estrutural de: (1) vigas estruturalmente danificadas que foram descarregadas e então reforçadas; (2) vigas com deformações substanciais que foram reforçadas enquanto permaneciam sob carga constante.

Nesse estudo foram adotadas chapas relativamente finas para o reforço das vigas, de forma a assegurar uma ruptura dútil e evitar o arrancamento da chapa. Foi realizada uma avaliação das tensões na interface de acordo com o que foi descrito em [11] (ver item II.2.2), a

partir do que se obteve um fator de segurança contra o arrancamento de 1,97 para o carregamento último e 3,0 para o carregamento de serviço.

Swamy et al analisaram os resultados dos ensaios de nove vigas de seção transversal retangular 155 x 255 mm e 2500 mm de comprimento, armadas com três barras longitudinais de 20 mm a uma altura útil de 220 mm e estribos de 6 mm distribuídos a cada 75 mm nos vãos de cisalhamento. As vigas foram ensaiadas biapoiadas, com um vão de 2300 mm e duas cargas concentradas nos seus terços.

O concreto usado nas vigas apresentou resistência à compressão média aos 28 dias, dada pelo ensaio com corpos de prova cúbicos, de 50 MPa, resistência à tração de 4,5 MPa e módulo de elasticidade de 30,7 GPa. A tensão de escoamento e a resistência à tração da armadura longitudinal foram, respectivamente, 430 MPa e 585 MPa e para os estribos esses valores foram, respectivamente, 325 MPa e 475 MPa.

No reforço das vigas foram adotadas chapas de 1,5 mm de espessura com tensão de escoamento e resistência à tração de 245 MPa e 340 MPa, respectivamente. A resina epóxi usada na colagem das chapas tinha uma resistência à compressão de 45 MPa, resistência à tração variando entre 6,5 MPa e 13,5 MPa e módulo de elasticidade entre 1 GPa e 2 GPa.

As vigas foram nomeadas F01, F02, F11 a F14 e F22 a F24. A viga F01 não foi reforçada e a viga F02 tinha apenas uma camada de adesivo de 3 mm de espessura. As demais vigas foram reforçadas com uma chapa de 1,5 mm colada por uma camada de adesivo de 1,5 mm de espessura.

As vigas F01, F02 e F11 formaram a série I e serviram como vigas de controle. As vigas da série II (F12, F13 e F14) foram carregadas a 30%, 50% e 70% de sua resistência à flexão (carga de ruptura da viga F01), respectivamente, descarregadas e então reforçadas. Na série III (F22, F23 e F24), as vigas foram carregadas da mesma forma que as da série II, tendo sido as cargas mantidas constantes durante o reforço e o período de cura da resina.

Após um período de duas semanas de cura da resina, as vigas das séries I e II foram carregadas de zero até a ruptura. As cargas das vigas da série III, mantidas constantes durante a cura do adesivo, foram aumentadas até a ruptura.

Com base nos resultados dos ensaios, Swamy et al verificaram que o reforço à flexão de vigas intensamente danificadas, que tenham sido carregadas a até 70% de sua resistência à flexão e descarregadas antes da realização do reforço, não provocou efeitos adversos sobre o comportamento à flexão das vigas. Apesar de bastante fissuradas, essas vigas apresentaram um pequeno aumento na rigidez em relação à viga F11 (reforçada antes de ser carregada), que

pode ser atribuído ao enchimento das fissuras pela resina e ao efeito de restrição das chapas sobre as fissuras existentes. Estes efeitos foram mais pronunciados para cargas maiores do que a previamente aplicada durante a fissuração das vigas.

Swamy et al observaram que nas vigas danificadas e reforçadas sob ação de um carregamento elevado (até 70% de sua carga de ruptura) houve deformações e abertura de fissuras um pouco maiores do que na viga F11. Essas vigas apresentaram deformações devido à fluência durante o período de cura da resina, porém, em carregamentos posteriores, todas as vigas recuperaram parte da rigidez e apresentaram deformações e abertura de fissuras menores do que as vigas de controle sem chapa. Portanto, o reforço com chapas coladas de vigas severamente danificadas sob ação de um carregamento elevado é estruturalmente eficiente e pode produzir na viga condições de rigidez e resistência melhores do que as da viga original sem reforço.

A partir dos resultados dos ensaios, Swamy et al tiraram, ainda, as seguintes conclusões sobre vigas de concreto armado estruturalmente danificadas por cargas de até 70% das suas resistências últimas e reforçadas à flexão por chapas de aço coladas, estando a viga descarregada ou sob ação de um carregamento constante:

- As chapas de aço externas são capazes de restringir a abertura de fissuras de flexão e permitem uma elevada transferência de tensões entre as fissuras, resultando num melhor desempenho do concreto na zona tracionada. Portanto, uma rigidez global mais elevada pode ser obtida pelo reforço com chapas coladas, mesmo em vigas danificadas, em relação a vigas de concreto armado convencional projetadas para atingir a mesma resistência à flexão.
- Desde que convenientemente escolhida, a resina epóxi é capaz de garantir a ação conjunta entre a viga e a chapa em vigas de concreto armado estruturalmente danificadas e reforçadas à flexão por chapas de aço coladas.
- O uso de uma resina epóxi flexível evita a sua fissuração antes da ruptura da viga, fazendo com que a resina atue não apenas como agente transmissor de tensões, mas também como participante na resistência estrutural do sistema viga-chapa.
- A deformação de escoamento e as propriedades plásticas das chapas devem ser selecionadas de forma a possibilitar o total aproveitamento das chapas adicionadas, mesmo nos casos em que elas se tornam ativas somente para cargas maiores do que a aplicada antes do reforço ser realizado.
- As tensões na zona de ancoragem das chapas, em vigas substancialmente fissuradas, podem ser avaliadas pelo método proposto em [11]. De acordo com este método, as vigas descritas

por Swamy et al não sofreriam ruptura por arrancamento da chapa, o que foi confirmado pelos modos de ruptura verificados (escoamento da armadura longitudinal interna e das chapas, seguido de esmagamento do concreto).

- A resistência à flexão de vigas de concreto armado estruturalmente danificadas, reforçadas com chapas coladas com resina epóxi pode ser prevista satisfatoriamente por meio dos métodos convencionais indicados em Normas de cálculo para estruturas de concreto armado.

II.3.3) ESTUDOS REALIZADOS POR ALEXANDRE ET AL

Alexandre et al [01] relataram os resultados de uma análise experimental do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com o uso de diferentes técnicas: concreto projetado, reforço com vergalhões colados com resina epóxi, reforço com chapas de aço coladas com resina epóxi.

Foram ensaiadas quinze vigas de concreto armado com seção transversal retangular 100 mm x 300 mm e 2000mm de comprimento, apoiadas sobre um vão de 1850 mm e sujeitas a duas cargas concentradas aplicadas a 775 mm de cada apoio.

A armadura longitudinal interna das vigas V1 a V12 foi composta de duas barras longitudinais de 8mm de diâmetro. As vigas V13 a V15 apresentaram, além desta armadura, duas barras longitudinais de 10mm.

Todas as vigas foram armadas com estribos internos de 5 mm distribuídos a cada 100 mm ao longo do vão.

As vigas V5, V6, V11, V13, V14 e V15 não foram reforçadas e foram usadas para comparação com as vigas reforçadas, sendo que as vigas V5, V6 e V11 tiveram armadura interna igual à das vigas reforçadas (2 ϕ 8mm) e as vigas V13 a V15 foram armadas com barras longitudinais internas equivalentes à armadura total da viga após o reforço, armadura existente mais reforço (2 ϕ 8mm + 2 ϕ 10mm).

Em V1, V3 e V9, o reforço foi feito com chapas de aço de 3,8 mm de espessura cobrindo toda a largura da viga, coladas por uma camada de resina epóxi ao longo da extensão desta. A chapa da viga V1 teve chumbadores penetrando 100 mm na viga e espaçados de 125 mm ao longo de 625 mm a partir da face do apoio. Na viga V3, a chapa foi presa por chapas transversais em forma de “U” coladas às faces laterais da viga, distribuídas a cada 150 mm ao

longo de um comprimento de 600 mm a partir da extremidade da chapa. Em V9 não foi adotado nenhum dispositivo para fixação da chapa.

A armadura longitudinal interna das vigas sem reforço e das vigas reforçadas com chapas coladas, bem como a armadura de reforço e a altura útil dessas vigas após a execução deste são resumidas na tabela II.6.

Tabela II.6 - Dados das vigas

Viga	d(cm)	Armadura interna	Tipo de reforço	Armadura de reforço
V5, V6, V11	27,6	2 ϕ 8 mm	-	-
V13, V14, V15	25,8	2 ϕ 8 mm + 2 ϕ 10 mm	-	-
V1, V3, V9	29,7	2 ϕ 8 mm	chapa colada	chapa de 3,8 mm

O concreto usado para a fabricação das vigas apresentou resistência à compressão determinada através de ensaios com corpos de prova cilíndricos variando entre 21,2 e 28,1 MPa. A tensão de escoamento média apresentada pela armadura interna foi de: 637 MPa; 685 MPa e 660 MPa para as barras de 10 mm, 8 mm e 5 mm, respectivamente. A tensão de ruptura média destas mesmas barras foi de: 865 MPa, 758 MPa e 769 MPa.

As tensões médias de escoamento e de ruptura da chapa adotada para reforço das vigas V1, V3 e V9 foram iguais a 253 MPa e 353 MPa, respectivamente.

A resina epóxi adotada para a colagem das chapas apresentou resistência à compressão de 402 MPa, resistência à tração de 4,7 MPa e resistência ao cisalhamento de 1,2 MPa.

Antes da realização do reforço, a viga V1 foi submetida à carga de serviço e depois descarregada de forma a simular uma estrutura em uso. As demais vigas foram reforçadas antes da aplicação da carga. Todas as vigas foram carregadas de zero até a ruptura.

A partir dos resultados obtidos puderam ser feitas as seguintes observações:

- Quanto à carga de ruptura

As vigas reforçadas com chapa colada romperam com carga maior do que a teórica (calculada de acordo com a teoria de dimensionamento à flexão reta de uma seção retangular,

considerando a distribuição de tensões no concreto dada pelo diagrama parábola-retângulo), exceto a V9, que apresentou uma carga 23% inferior à prevista. Esta viga rompeu prematuramente devido ao arrancamento do cobrimento do concreto. Esse problema foi resolvido com o uso de chumbadores e chapas laterais. Observou-se na viga V3 que, quando ocorreu o arrancamento da primeira chapa lateral, houve uma sobrecarga nas outras chapas, ocorrendo arrancamentos sucessivos que provocaram a ruptura frágil da viga.

- Quanto à flecha

As vigas com chapas coladas apresentaram grandes deformações em relação às vigas reforçadas com as outras técnicas analisadas (concreto projetado e reforço com vergalhões colados com resina epóxi) até a carga de serviço; a partir daí elas passaram a ter deformações menores.

- Quanto à fissuração

As vigas reforçadas com chapa colada apresentaram um excelente comportamento quanto à abertura de fissuras; não tendo sido observado o aparecimento de fissuras de flexão nestas vigas, somente ocorrendo fissuras de cisalhamento nas regiões próximas aos apoios, onde não se contava com a presença das chapas. Quando essas fissuras se formaram, as vigas romperam com pequenos acréscimos de carga.

II.3.4) ESTUDOS REALIZADOS POR TEIXEIRA

Teixeira[17] estudou o comportamento de vigas de concreto armado danificadas pelo esforço cortante, reforçadas estruturalmente com chapas de aço coladas.

Neste trabalho foram confeccionadas três vigas de concreto armado (V1, V2, V3) com seção transversal retangular 150x450 mm e 6500 mm de comprimento. As vigas tiveram um vão de 4800 mm, com um balanço de 1200 mm em uma das extremidades.

As vigas foram projetadas para romper por cisalhamento. Elas foram armadas com cinco barras longitudinais de 16 mm a uma altura útil de 400 mm, correspondente a uma taxa de armação $\rho=1,66\%$ e a uma carga resistente de 146 kN. Foram adotados, ao longo de todo o comprimento das vigas, estribos de 6,3 mm espaçados de 200 mm, correspondentes a uma taxa de armação transversal $\rho_w=0,22\%$ e a uma carga resistente de 123 kN.

O concreto utilizado na confecção das vigas apresentou resistência à compressão e resistência à tração, dadas por ensaio com corpos de prova cilíndricos, variando de 31,3 MPa a 36,4 MPa e 3,7 MPa a 3,3 MPa, respectivamente. O aço adotado nas barras longitudinais e nos estribos apresentou tensão de escoamento média de 529 MPa e 702 MPa, respectivamente.

O sistema de carga adotado foi formado por três cargas concentradas iguais, duas no vão interno e uma na extremidade do balanço, conforme ilustrado na figura II.9. Esse sistema gerou quatro regiões passíveis de apresentar fissuras de cisalhamento (regiões I, II, III e IV).

A viga V1 foi ensaiada cinco vezes (ensaios 1A a 1E), sendo que nos quatro primeiros ensaios as regiões I a IV foram fissuradas, uma em cada ensaio. No ensaio 1A, as regiões II a IV foram reforçadas com estribos externos, e quando a viga foi carregada, surgiram fissuras de cisalhamento na região I. Nos ensaios 1B, 1C e 1D, apenas as regiões II, III e IV, respectivamente, não foram reforçadas com estribos externos, as demais foram; quando a viga foi carregada, em cada um desses ensaios, houve a fissuração da região não reforçada. No ensaio 1E, a região II foi reforçada com chapa de aço colada nas faces laterais da viga com resina epóxi. Os tipos do reforço adotados em cada ensaio são dados na tabela II.7.

Tabela II.7 - Características das diferentes regiões da viga V1, para cada ensaio

ENSAIO	REGIÃO I	REGIÃO II	REGIÃO III	REGIÃO IV
1A	sem reforço	estribos externos	estribos externos	estribos externos
1B	estribos externos	sem reforço	estribos externos	estribos externos
1C	estribos externos	estribos externos	sem reforço	estribos externos
1D	estribos externos	estribos externos	estribos externos	sem reforço
1E	sem reforço	chapa de aço sem chumb.	estribos externos	estribos externos

Os estribos externos foram compostos de duas pernas com 12,7 mm de diâmetro espaçados de 280 mm. Esses estribos foram pré-tracionados usando torquímetro. Dois níveis de pré-tração diferentes foram aplicados: no ensaio 1B, 30 N/m e nos demais, 70 N/m.

No ensaio 1E foi adotado outro tipo de carregamento, dado por uma carga concentrada P aplicada na extremidade do balanço e outra P/2 aplicada na extremidade da região IV. Para esse carregamento, não foi gerado esforço cortante na região I. Nesse ensaio, o trecho do balanço (região II) foi reforçado com duas chapas de aço de 1 mm de espessura,

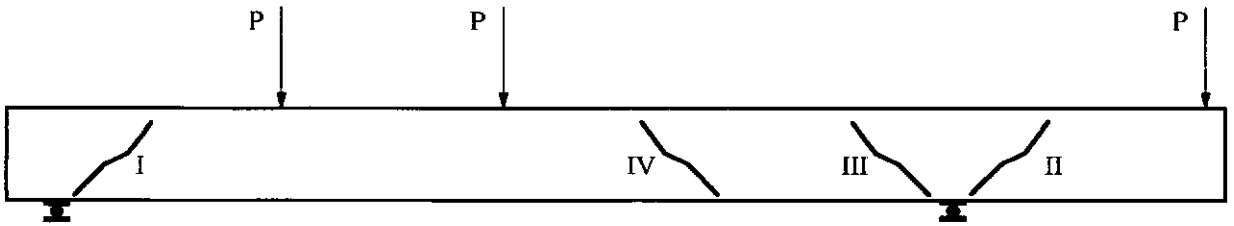


Figura II.9 - Esquema de carga das vigas e regiões de fissuração de cortante [17]

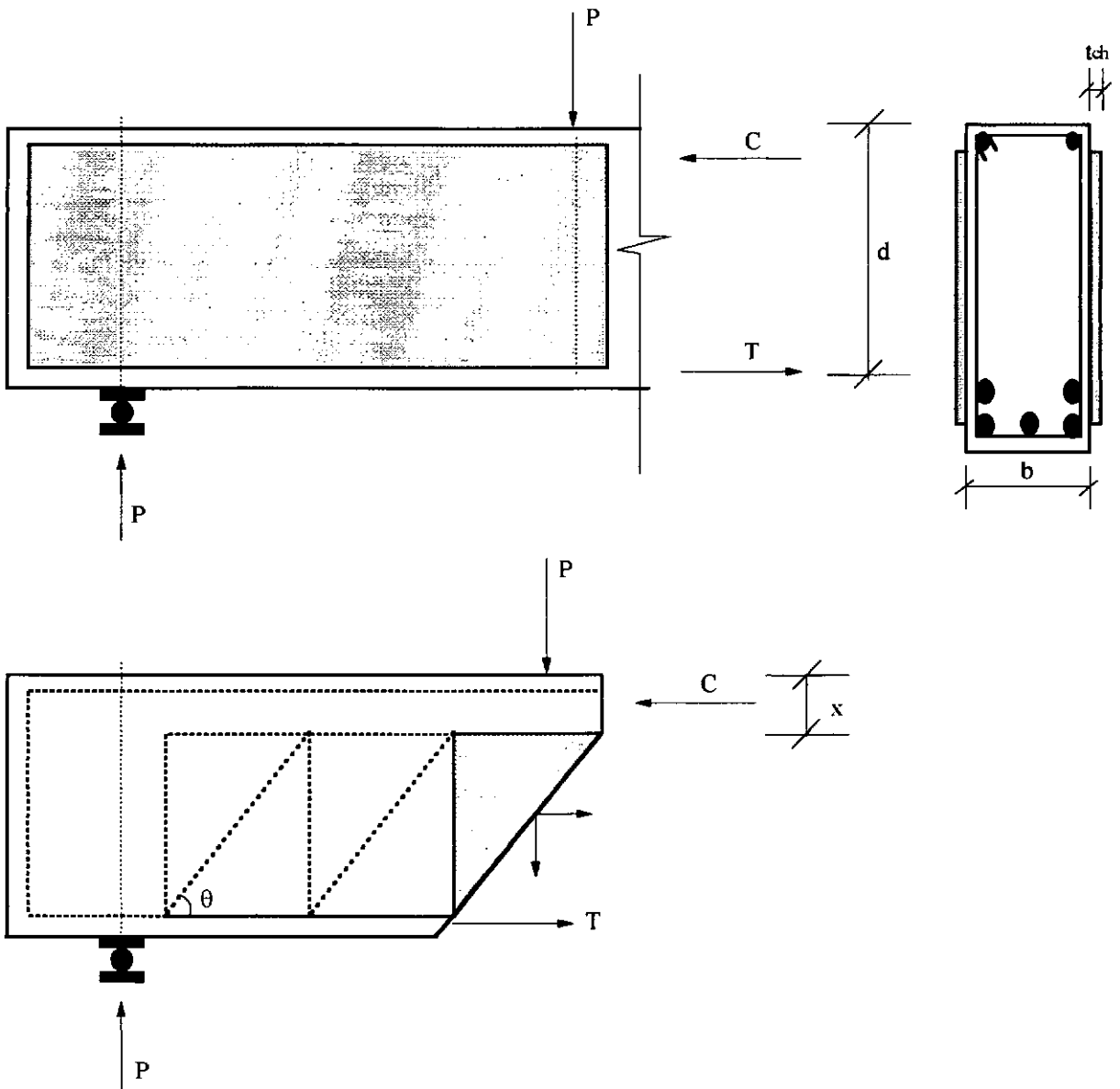


Figura II.10 - Modelo estático para análise do reforço ao cisalhamento com chapa de aço colada [17]

400 mm de altura e 1000 mm de comprimento, coladas nas faces laterais da viga por uma camada de resina de 1 mm de espessura.

A viga foi carregada até 120 kN nos ensaios 1 B a 1D, e até 140 kN no ensaio 1A. No ensaio 1E, houve a ruptura brusca da ligação entre o concreto e a chapa na carga de 100 kN.

Na viga V2, a região II foi reforçada com chapas de aço coladas nas faces laterais da viga e as demais regiões foram reforçadas com estribos externos da mesma forma que na viga V1, evitando a ruptura dessas regiões e possibilitando a análise do comportamento da região do balanço reforçada com a chapa colada. O reforço foi executado com a viga ainda íntegra.

O detalhamento dos estribos externos e da chapa foi igual ao adotado na viga V1, com a diferença de que, nesse caso, a chapa foi fixada na viga por quatro chumbadores de expansão de 6,3 mm de diâmetro dispostos nos cantos desta.

A viga V2 foi carregada até a carga de 140 kN.

A viga V3 foi ensaiada duas vezes (ensaios 3A a 3B). No ensaio 3A, as regiões II a IV foram reforçadas com estribos externos e a viga foi carregada, provocando o surgimento de fissuras de cisalhamento na região I. No ensaio 3B, as regiões II a IV foram reforçadas com estribos externos e a região I foi reforçada com chapas de aço coladas nas faces laterais da viga.

O detalhamento dos estribos externos e das chapas adotado nesta viga foi igual ao das vigas V1 e V2, com a diferença que a chapa colocada na região I foi fixada por 16 chumbadores distribuídos na área da chapa.

No ensaio 3A a viga foi carregada até 120 kN, e no ensaio 3B até 155 kN, quando ocorreu a ruptura por fendilhamento longitudinal da parte inferior da viga, junto à armadura de flexão interna.

A partir dos resultados dos ensaios foram feitas as seguintes observações:

No ensaio 1E, a chapa de aço, juntamente com a cola e o cobrimento do concreto, separou-se bruscamente do restante da viga na carga de 100 kN. Quando a ruptura ocorreu, as deformações de tração na chapa não eram superiores a 0,3 ‰ e as dos estribos internos se mostravam pequenas.

Verificou-se que as deformações dos estribos internos na região II, reforçada com chapas coladas, foram bem maiores no ensaio 1E, no qual a chapa foi fixada com essa região

fissurada, do que as apresentadas no ensaio 2A, no qual a chapa foi fixada com a região não fissurada.

No ensaio 3B, a viga foi carregada até a ruptura da região I, reforçada com chapas de aço coladas, fixadas por 16 chumbadores. A ruptura ocorreu com o fendilhamento longitudinal da parte inferior da viga, junto à armadura de flexão interna, provocando a perda de aderência desta e antecipando a ruptura, que ocorreu a uma carga de 155 kN. As deformações atingidas pelos estribos internos no ensaio 3B foram insignificantes, enquanto que no ensaio 3A (região I sem reparo ou reforço), esses estribos apresentaram deformações próximas ao escoamento.

Com base no teorema do limite inferior da teoria da plasticidade, Teixeira propôs um método para a avaliação da capacidade resistente de vigas reforçadas com chapas de aço coladas, considerando um modelo estático que pudesse representar adequadamente o mecanismo de ruptura apresentado nos ensaios.

O modelo estático adotado foi uma treliça (figura II.10), tendo sido considerado que as chapas resistem somente aos esforços de tração, enquanto o concreto resiste aos esforços de compressão.

Teixeira assumiu que o estado limite último é caracterizado pela ruptura do concreto superficial aderido à cola, o que ocorre quando a tensão cisalhante atinge a resistência à tração do concreto (f_{ct}). A tensão cisalhante no concreto foi obtida considerando-se a área da chapa efetivamente tracionada, situada entre a linha neutra da seção e o centróide da seção da armadura longitudinal interna. Admitindo que a diagonal comprimida faz um ângulo θ com o eixo da viga, o esforço cortante resistente (V) em vigas de concreto armado reforçadas por chapas de aço coladas, segundo Teixeira, é dada por:

$$V = (d - x)^2 \cdot \frac{\cos^2 \theta}{\sin \theta} \cdot f_{ct} \quad (23)$$

onde : d é a altura útil da viga em relação à armadura longitudinal interna;

x é a altura da linha neutra da seção;

No caso de uma viga sujeita a flexão pura, x é dado por:

$$x = 1,38 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f_c} \cdot d \quad (24)$$

ρ é a taxa geométrica de armadura longitudinal tracionada da seção;

f_y é a tensão de escoamento da armadura longitudinal interna;

f_c é a resistência à compressão do concreto.

Segundo Teixeira, deve-se, ainda, adotar uma espessura de chapa mínima, de forma a limitar a tensão nesta à tensão de escoamento do aço da chapa:

$$t_{ch} \geq \frac{1}{2} \cdot (d - x) \cdot \frac{f_{ct}}{f_{y,ch}} \cdot \cos \theta \quad (25)$$

onde: t_{ch} é a espessura da chapa de aço;

$f_{y,ch}$ é a tensão de escoamento da chapa de aço .

A contribuição dos estribos internos não foi considerada nesses cálculos porque verificou-se nos ensaios que a tensão nesta armadura não aumentou até o momento em que a chapa se separou da viga.

Da expressão (23), obteve-se $V = 99$ kN que foi aproximadamente igual à carga para qual a chapa começou a se separar do concreto no ensaio da viga V1 ($P_{exp} = 100$ kN). Porém, na viga V3, onde a chapa colada foi fixada com 16 chumbadores, alcançou-se uma carga última experimental de 155 kN, mostrando que quando são usados chumbadores, a expressão (23) fornece resultados conservadores.

A espessura de chapa adotada nos ensaios (1 mm) foi maior do que a espessura mínima determinada teoricamente, ficando então os níveis de tensões bem abaixo da tensão de escoamento da chapa.

De forma geral, a chapa colada trabalhou praticamente sozinha, absorvendo quase todo o esforço cortante. Quando não foram usados chumbadores, as tensões na ligação chapa-cola levaram a uma ruptura frágil aos 100 kN. O uso de 4 chumbadores de expansão gerou um tipo de ruptura menos frágil, porém os bordos da chapa começaram a descolar na carga de 100 kN, ocorrendo a ruptura da ligação aos 140 kN. A adição de 16 chumbadores de expansão evitou o descolamento dos bordos da chapa e gerou uma ruptura por fendilhamento longitudinal na parte inferior da viga a uma carga de 155 kN.

II.3.5) ESTUDOS REALIZADOS POR HUSSAIN ET AL

Hussain et al [10] estudaram o desempenho da técnica de chapas coladas quando aplicada no reforço à flexão de vigas de concreto armado pré-carregadas a 85% de sua resistência. Neste estudo foram considerados os efeitos da espessura da chapa e do uso de ancoragens nas suas extremidades sobre a ductilidade, a resistência e o modo de ruptura da viga reforçada.

Foram realizados ensaios de oito vigas (FRB1 a FRB8) de seção transversal 150 x 150 mm e 1250 mm de comprimento, sendo 1200 mm a distância entre os apoios. As vigas foram armadas com duas barras longitudinais com diâmetro de 10 mm e estribos com diâmetro de 6 mm distribuídos a cada 6mm. O concreto adotado apresentou resistência à compressão de 31 MPa dada por ensaios de corpos de prova cilíndricos. A tensão de escoamento média da armadura longitudinal e dos estribos foi igual a 414 MPa e 275 MPa, respectivamente.

Como o objetivo desse estudo foi avaliar o comportamento de vigas reforçadas previamente danificadas, todas as vigas foram pré-carregadas a 85% de sua carga de ruptura experimental e descarregadas antes da realização do reforço. Este pré-carregamento foi realizado aplicando-se duas cargas concentradas de 45 kN nos terços do vão. Nesta fase, houve o escoamento da armadura longitudinal, tendo as fissuras de flexão no meio do vão se propagado até 120 mm da face inferior da viga, atingindo uma abertura de fissura máxima de 1,5 mm; e a flecha foi de 10 mm. Após o descarregamento, a viga apresentou flecha e deformação da armadura longitudinal residuais no meio do vão de 5,5 mm e 555×10^{-6} , respectivamente, e abertura de fissuras máxima de 0,7 mm. Após esse primeiro ciclo de carga, as vigas se apresentaram fissuradas, simulando a condição de vigas estruturalmente danificadas.

A viga FRB1 foi usada como viga de controle e as demais foram reforçadas após a fissuração adotando-se chapas de 1 mm (FRB2); 1,5 mm (FRB3 e FRB4); 2 mm (FRB5 e FRB6) e 3 mm (FRB7 e FRB8). Após a preparação das superfícies da chapa e da face tracionada da viga, de forma a garantir a adesão entre elas, a chapa foi colada à face da viga com uma camada de resina epóxi de 1,5 mm. As chapas adotadas foram de 1100 mm de comprimento e 100 mm de largura, centradas com relação ao comprimento e à largura da viga.

A tensão de escoamento da chapa de aço foi de 269 MPa e o seu módulo de elasticidade longitudinal 200 GPa, a resina epóxi utilizada apresentou um módulo de elasticidade longitudinal e transversal de 300 MPa e 120 MPa, respectivamente. Nas vigas FRB4, FRB6 e FRB8, foi realizado um furo de 18 mm de diâmetro em cada extremidade da

chapa penetrando no concreto 75 mm (50% da altura útil da viga), no qual colou-se um parafuso de aço de 15 mm de diâmetro, que foi apertado com uma porca após a cura da cola.

Todas as vigas foram carregadas até a ruptura segundo o mesmo procedimento adotado no pré-carregamento. Os valores da carga de ruptura experimental, da carga de ruptura à flexão teórica, das tensões normais e cisalhantes máximas na ligação chapa-cola-concreto obtidas das equações de Roberts [14] (ver item II.2.3) para vigas sem ancoragem nas extremidades e os modos de ruptura dessas vigas são dados na tabela II.8. A resistência ao cisalhamento dessas vigas calculada com base na Norma ACI 318 foi de 86 kN.

Tabela II.8 - Resultados teóricos e experimentais

Viga	Carga de ruptura experimental (kN)	Carga de ruptura teórica (kN)	Tensões máximas (N/mm ²)		Modo de ruptura
			Cisalhante	Normal	
FRB1	54,00	52,23	–	–	flexão
FRB2	69,54	69,00	5,43	1,27	flexão
FRB3	75,00	76,50	6,15	1,59	flexão/cisalhamento
FRB4	77,86	76,50	–	–	flexão/cisalhamento
FRB5	60,00	83,30	4,79	1,34	arrancamento do cobrimento do concreto nas extremidades da chapa
FRB6	66,00	83,30	–	–	aparecimento de fissuras diagonais na extremidade da chapa
FRB7	58,00	98,00	4,55	1,40	arrancamento do cobrimento do concreto nas extremidades da chapa
FRB8	57,80	98,00	–	–	aparecimento de fissuras diagonais na extremidade da chapa

As conclusões tiradas destes ensaios encontram-se abaixo resumidas.

- Modos de ruptura

A viga de controle FRB1 rompeu devido ao escoamento da armadura longitudinal interna e posterior esmagamento do concreto na região do meio do vão. A viga FRB2, reforçada com chapa de 1mm, também apresentou uma ruptura à flexão, com escoamento da armadura longitudinal interna e externa.

As vigas FRB3 e FRB4, reforçadas com chapa de 1,5mm, alcançaram cargas próximas à de ruptura teórica. Elas romperam como resultado da fissuração diagonal nos vãos de cisalhamento, seguida do escoamento das armaduras longitudinais interna e externa, apresentando um modo de ruptura misto devido à flexão e ao cisalhamento. As fissuras diagonais apareceram para cargas menores do que a resistência ao cisalhamento calculada com base na Norma ACI 318. Essas fissuras se originaram na extremidade da chapa, provavelmente devida às forças de arrancamento nesta região e não ao cisalhamento.

As tensões cisalhante e normal máximas na ligação chapa-cola-concreto para a viga FRB2, de acordo com as equações (6) e (7), foram iguais a 5,43 MPa e 1,27 MPa, respectivamente. Segundo Jones et al [11], a ruptura por arrancamento do cobrimento de concreto ocorre se o valor máximo de tensão cisalhante na interface varia de 3 MPa a 5 MPa e o da tensão normal de 1 MPa a 2 MPa. De acordo com essas considerações, a viga FRB2 deveria ter rompido por arrancamento do cobrimento de concreto, no entanto, essa viga rompeu devido à flexão. Essa discrepância de resultados pode ser atribuída ao fato das tensões máximas na interface terem sido calculadas num estágio onde uma fissuração significativa já tinha ocorrido, enquanto nas derivações das fórmulas de Roberts isto é desconsiderado. A viga FRB3 teve tensões normal e cisalhante máximas na ligação chapa-cola-concreto calculadas pelas equações (6) e (7) iguais a 1,59 MPa e 6,15 MPa, respectivamente, e de acordo com Jones et al deveria ocorrer o arrancamento do concreto; a fissuração diagonal que ocorreu na extremidade da chapa, que foi devida às forças de arrancamento, confirmou as previsões das fórmulas de Roberts.

As vigas FRB5 e FRB7, reforçadas com chapas de 2mm e 3mm, respectivamente, sem ancoragens nas extremidades das chapas, romperam prematuramente por arrancamento do cobrimento do concreto nas extremidades da chapa antes do escoamento das armaduras interna e externa. As tensões máximas para essas vigas, calculadas segundo as equações de Roberts, se situaram na faixa prevista por Jones et al para ocorrer ruptura por arrancamento da chapa.

As vigas FRB6 e FRB8, reforçadas com chapas de 2mm e 3mm, respectivamente, com ancoragem das extremidades das chapas, romperam prematuramente na extremidade da chapa, antes do escoamento das armaduras longitudinais interna e externa.

- Dutilidade

Nas vigas sem parafusos na extremidade da chapa, a dutilidade diminuiu com o aumento da taxa de armadura total (armadura interna + armadura externa), ou seja, com o

aumento da espessura da chapa. Este aumento levou a que, em vez de uma ruptura à flexão dútil, se tivesse uma ruptura frágil devida ao arrancamento do concreto.

A ancoragem da extremidade da chapa produziu um aumento da ductilidade das vigas, em comparação com as vigas reforçadas com chapas de mesma espessura sem ancoragem. Essa melhoria da ductilidade diminuiu com o aumento da espessura da chapa.

- Carga de ruptura

Para as vigas com chapas finas (1 mm e 1,5 mm), os valores de carga de ruptura teórica, determinada usando a curva tensão x deformação real da armadura longitudinal, e os experimentais foram bem próximos.

Para vigas com chapas grossas (2 mm e 3 mm), os valores de carga de ruptura teórica não puderam ser atingidos, mesmo com o uso de parafusos na chapa. Essas vigas romperam prematuramente pelo arrancamento do cobrimento do concreto, iniciado nas extremidades das chapas. Apesar da ancoragem da chapa ter aumentado a ductilidade, ela não aumentou significativamente a carga de ruptura da viga.

- Espessura limite de chapa

Existe uma espessura de chapa ótima para a qual o aumento da resistência da viga é máximo. Para espessuras de chapa maiores do que esta, a resistência da viga diminui porque ocorre uma ruptura prematura devido ao arrancamento da chapa, mesmo que sejam usados chumbadores para ancoragem desta. A espessura limite de chapa depende das dimensões e dos materiais da viga.

Para as vigas estudadas, a espessura de chapa que correspondeu à carga experimental máxima foi a de 1,5mm. O uso de ancoragem nas extremidades da chapa não gerou um aumento significativo na carga última, mas aumentou a ductilidade da viga

Com base nesse estudo, Hussain et al propuseram um procedimento para projeto de reforço de vigas com chapas coladas no qual, primeiramente, estimam-se as dimensões da chapa de acordo com a resistência requerida, devendo-se adotar um comprimento de chapa tal que ela termine tão próxima dos apoios quanto possível. A carga de ruptura da viga com a chapa escolhida é, então, calculada considerando a ação composta entre a chapa de aço e a viga de concreto. Para esta carga, as tensões cisalhante e normal máximas na ligação chapa-concreto são calculadas de acordo com as fórmulas de Roberts[14] e devem ser menores do que os valores limites sugeridos por Jones et al [11]. A espessura da chapa deve ainda ser selecionada de forma a garantir que a taxa de armadura total (armadura interna + armadura externa) não exceda a taxa de armadura máxima da seção especificada pela Norma ACI.

II.4) CONCLUSÕES

De acordo com os estudos apresentados neste capítulo, a armadura em chapa de aço colada com resina epóxi adotada no reforço de vigas à flexão ou ao cisalhamento funciona da mesma forma que as armaduras internas compostas por barras longitudinais e estribos de aço, ou seja, a chapa resiste aos esforços de tração atuantes na viga. No caso da viga reforçada, uma parte desses esforços é resistida pela armadura interna existente e a outra parte é resistida pela chapa colada, conforme indicado pelos resultados de ensaios dados nos estudos já realizados, nos quais a viga reforçada e a chapa trabalharam em conjunto, o que pôde ser confirmado pela redução de deformações da armadura interna mostradas nestes ensaios.

Após o reforço, quando as vigas são novamente carregadas, os esforços de tração atuantes na viga são transmitidos para a chapa pelas interfaces cola-chapa e cola-concreto. Portanto, para assegurar o funcionamento do reforço deve-se garantir a integridade da ligação entre a chapa e a viga.

Se a tensão cisalhante atuante na interface cola-chapa exceder a resistência da cola ou a atuante na interface cola-concreto exceder a resistência do concreto, ocorre uma ruptura brusca por descolamento da chapa na interface cujo material é menos resistente. Como, geralmente, o concreto é o material mais frágil, esse tipo de ruptura é caracterizado por um descolamento da chapa na interface cola-concreto, que se inicia na extremidade da chapa e se propaga ao longo de seu comprimento.

O descolamento da chapa pode ser produzido, ainda, pelo aumento da curvatura da viga. Esse tipo de descolamento ocorre gradualmente, provocando uma ruptura menos frágil.

A força resultante das tensões cisalhantes atuantes nas interfaces cola-chapa e cola-concreto produzem momentos na extremidade da chapa, a nível do centróide da seção da chapa e da camada de resina, respectivamente. Esses momentos tendem a arrancar a chapa, antes que haja o escoamento da armadura interna e da chapa. Esse tipo de ruptura é brusca e se caracteriza pelo arrancamento da chapa, juntamente com o cobrimento da armadura longitudinal interna. Em chapas finas, como a excentricidade da resultante das tensões cisalhantes na interface cola-chapa em relação ao centróide da seção da chapa é pequena, o momento gerado na extremidade da chapa é pequeno e, geralmente, não ocorre o arrancamento da chapa. Já no caso das chapas grossas, a excentricidade é grande e o momento gerado, geralmente, provoca o arrancamento da chapa. O uso de algum tipo de ancoragem na extremidade da chapa, tal como chumbadores, evita o arrancamento da chapa,

permitindo um tipo de ruptura com um aspecto menos frágil. Porém, apesar de impedir o arrancamento da chapa, a ancoragem não evita o descolamento desta.

De acordo com as expressões derivadas por Jones et al (ver item II.2.2), as tensões cisalhantes na ligação e as forças de arrancamento podem ser reduzidas pela diminuição da área da seção e da espessura da chapa e pelo aumento da largura da chapa.

Apesar da maior parte dos estudos apresentados neste capítulo terem sido realizados para reforço de vigas à flexão, os resultados obtidos sobre o comportamento da ligação chapa-cola-concreto podem ser estendidos para o reforço ao cisalhamento com estribos de chapa colados. Os esforços de tração na viga são transmitidos ao estribo de chapa pelas interfaces cola-chapa e cola-concreto, onde as tensões cisalhantes originadas podem provocar o descolamento da chapa e, ainda, a excentricidade da resultante dessas tensões em relação ao centróide da seção da chapa geram momentos na extremidade desta que podem provocar o seu arrancamento. A curvatura da viga, nesse caso, não produz o descolamento da chapa.

CAPÍTULO III

ESTUDO EXPERIMENTAL

III.1) INTRODUÇÃO

Esse capítulo trata do estudo experimental do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas ao cisalhamento por estribos abertos de chapa de aço colados com resina epóxi.

O reforço ao cisalhamento de uma viga de concreto armado com estribos abertos de chapa de aço colados é uma alternativa ao reforço com chapas de aço contínuas coladas às faces laterais da viga, estudado por Teixeira [17] (ver item II.3.4), o qual apresenta algumas desvantagens. Na colagem de chapas contínuas podem ser formadas bolhas de ar entre a viga e a chapa; o acúmulo da água que penetra pelas fissuras da viga nessas bolhas de ar pode provocar a corrosão da chapa de dentro para fora, não permitindo a observação do início desse processo. Por cobrirem completamente as superfícies laterais da viga, as chapas contínuas não permitem a visualização das fissuras nessa região. O uso de chapas coladas na forma de estribos evita os inconvenientes citados.

A análise experimental deste tipo de reforço foi realizada com base no ensaio de duas vigas (V2 e V5), previamente dimensionadas para romperem devido ao cisalhamento, simulando os casos nos quais é necessário aumentar o carregamento atuante numa viga cuja armadura de flexão existente é capaz de atender ao acréscimo de carga, mas o mesmo não ocorre com os estribos existentes.

As vigas foram previamente carregadas e fissuradas antes da execução do reforço, de forma a simular a situação real das vigas em uso que necessitam de reforço ao cisalhamento.

Foram realizados reforços sob duas condições: em uma das vigas o carregamento foi parcialmente removido, tendo permanecido um esforço cortante atuante de 50kN, enquanto na outra viga, o carregamento foi totalmente removido. O primeiro caso representa as vigas nas quais a carga permanente corresponde a uma parcela significativa do carregamento, que

permanece atuando mesmo quando outras cargas são retiradas para a execução do reforço (vigas de edificações e de pontes, por exemplo). O segundo caso simula a situação das vigas nas quais as cargas acidentais representam a maior parcela do seu carregamento, que podem deixar de atuar na viga durante o reforço (vigas de galpões industriais e de pontes rolantes, por exemplo).

No decorrer desse capítulo serão fornecidas as características das vigas e as propriedades dos materiais usados na confecção destas, bem como serão descritos os procedimentos adotados para confecção e ensaio das vigas. Serão apresentados, ainda, os resultados dos ensaios em gráficos que mostram o comportamento das vigas antes e depois do reforço com estribos de chapa de aço colados com resina epóxi.

III.2) MATERIAIS

III.2.1) CONCRETO

Para a fabricação do concreto utilizado na confecção das vigas adotou-se um traço em massa de 1:2,25:3,25 (cimento:areia:brita) e um fator água-cimento de 0,6.

Os materiais usados foram: cimento CP II-E-32 da marca Tupi, areia de rio lavada, brita com dimensão máxima de 19 mm oriunda de rocha de gnaiss e água potável. O consumo destes materiais por metro cúbico de concreto é dado na tabela III.1.

Tabela III.1 - Consumo de material por metro cúbico de concreto

Material	Consumo/m ³
cimento	329 kg
areia	740 kg
brita	1069 kg
água	191 kg

O concreto foi misturado por betoneira, tendo sido feita a mistura da brita, da areia e do cimento a seco e posteriormente acrescentada a água. O volume de concreto consumido em cada viga foi produzido em três betonadas. Durante a concretagem da viga V2, foram

moldados quinze corpos de prova cilíndricos: seis com dimensões de 100x200 mm e nove de 150x300 mm. Na concretagem da viga V5 foram moldados dez corpos de prova cilíndricos com dimensões 150x300 mm. Estes corpos de prova foram confeccionados para determinação das resistências à tração e à compressão do concreto.

O lançamento do concreto nas vigas e nos moldes dos corpos de prova foi manual. O concreto foi vibrado até a completa expulsão do ar com vibrador de imersão de 25 mm de diâmetro. O “slump” apresentado pelo concreto foi em torno de 10 mm.

As vigas foram curadas com a colocação de sacos de aniagem molhados sobre a face exposta ao ar durante sete dias e, então, desformadas e expostas às condições ambientes do laboratório até o dia do ensaio. Os corpos de prova foram desmoldados após 24 horas e imersos em tanque d’água até a idade de sete dias, a partir da qual ficaram expostos às mesmas condições das vigas até a idade de 137 dias, no caso da viga V2, e 42 dias, no caso da viga V5, quando foram realizados os ensaios das vigas e dos corpos de prova. Os valores médios da resistência à compressão e resistência à tração indireta são dados na tabela III.2.

Tabela III.2 - Resultados dos ensaios de resistências à compressão e à tração do concreto

Viga	Compressão				Tração	
	Corpo de prova 150X300mm		Corpo de prova 100X200mm		Corpo de prova 150X300mm	
	N ^o de corpos de prova	f _{cm} (MPa)	N ^o de corpos de prova	f _{cm} (MPa)	N ^o de corpos de prova	f _{ctm} (MPa)
V2	6	39,2	6	38,8	3	3,3
V5	7	36,2	-	-	3	3,5

II.2.2) BARRAS DE AÇO

Na armação das vigas adotou-se o aço CA-50, tendo sido utilizadas, conforme detalhado no item III.3.3, barras com diâmetros nominais de 5 mm; 6,3 mm; 8 mm; 16 mm e 20 mm.

Para cada diâmetro de barra adotado foram retiradas amostras para realização de ensaio de resistência à tração do aço de acordo com a norma NBR-6152/80[03].

A curva tensão-deformação típica obtida para cada diâmetro é apresentada nas figuras III.1 a III.5 e os valores médios de tensão de escoamento, deformação específica de escoamento e de tensão de ruptura tiradas das curvas são dados na tabela III.3.

Tabela III.3 - Resultados dos ensaios de resistência à tração das barras de aço

Diâmetro nominal (mm)	Diâmetro efetivo (mm)	f_y (MPa)	f_{st} (MPa)	ϵ_y (‰)
5,0	4,75	687	705	3,47 (*)
6,3	6,3	608	770	3,10 (*)
8,0	7,93	681	871	3,55 (*)
16,0	15,78	519	716	2,55 (*)
20,0	20,44	563	731	2,60 (*)

(*) valores correspondentes aos diagramas simplificados bilineares.

Os valores nominais de tensão de escoamento e de deformação específica de escoamento das barras de aço adotadas foram 500 MPa e 2,5 ‰, respectivamente.

III.2.3) CHAPA DE AÇO

Os estribos de chapa de aço foram confeccionados usando chapas com dimensões 900x1000x1 mm.

A curva tensão-deformação da chapa é dada na figura III.6, da qual foram obtidas as tensões de escoamento e de ruptura, 333 e 385 MPa, respectivamente, e a deformação específica de escoamento, 1,65‰.

III.2.4) COLA

A cola adotada foi a resina epóxica SIKADUR-31, um adesivo fornecido em dois componentes (A e B), que devem ser misturados por um agitador mecânico durante 3 minutos, formando um produto de consistência pastosa, que é trabalhável num período de 45 minutos (30^oC) a 2 horas (15^oC) de acordo com a temperatura ambiente. A cura desta resina se inicia 4 horas após a mistura e termina depois de 7 dias.

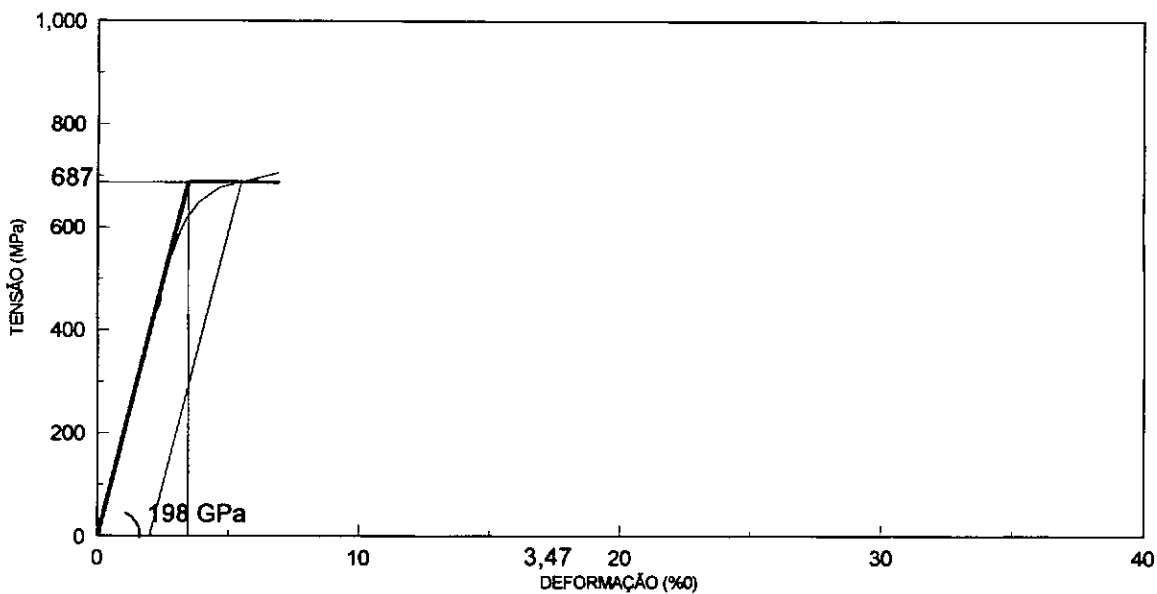


Figura III.1 - Curva tensão-deformação da barra de 5mm de diâmetro

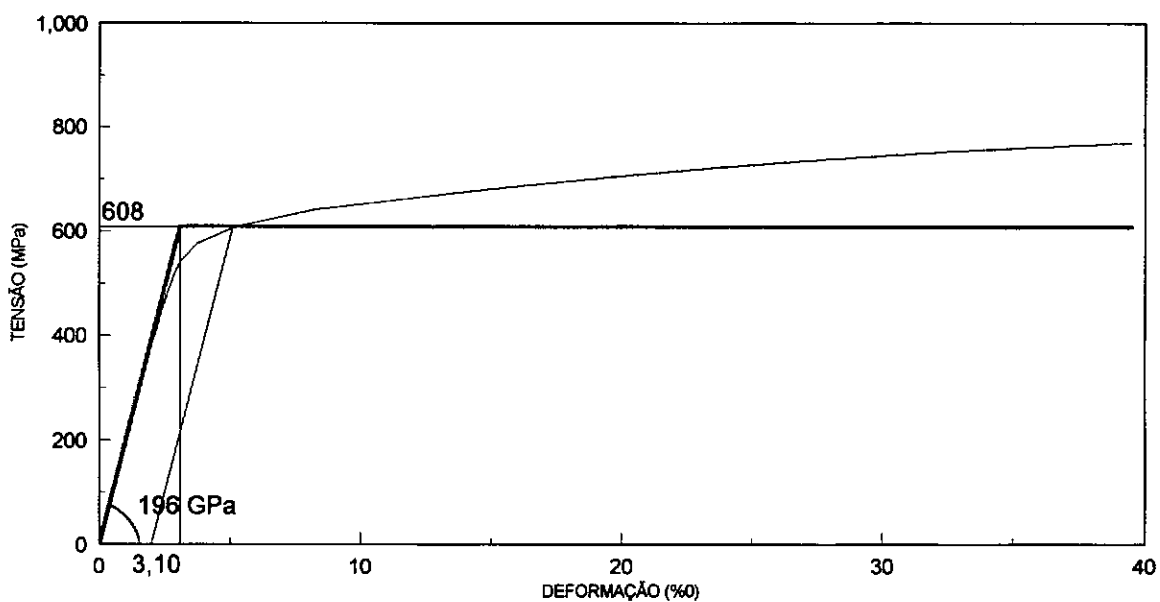


Figura III.2 - Curva tensão-deformação da barra de 6,3mm de diâmetro

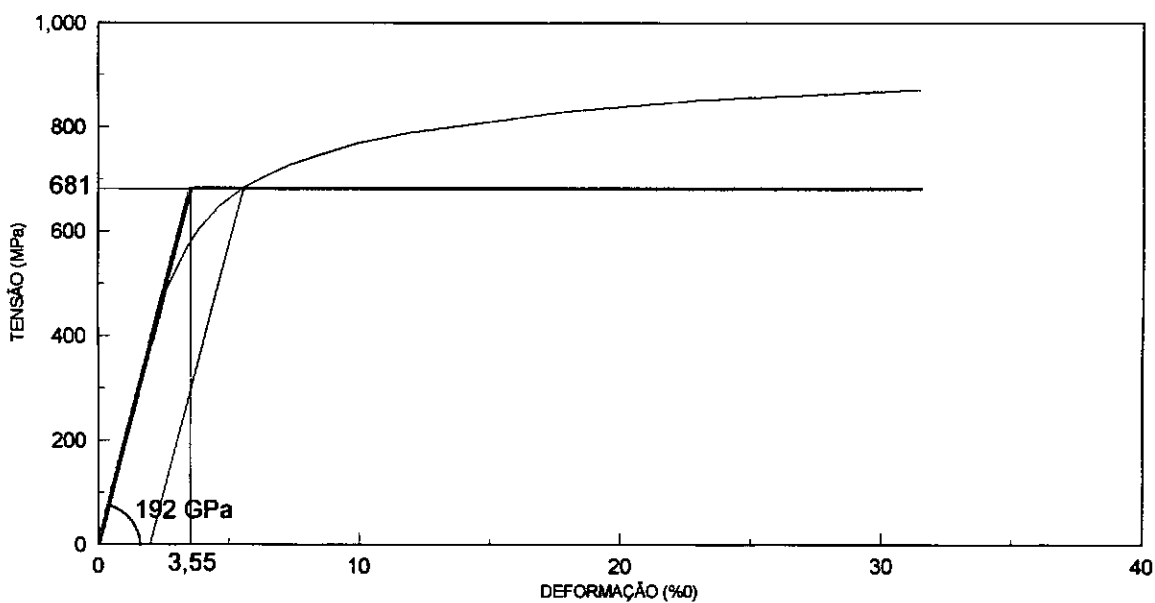


Figura III.3 - Curva tensão-deformação da barra de 8mm de diâmetro

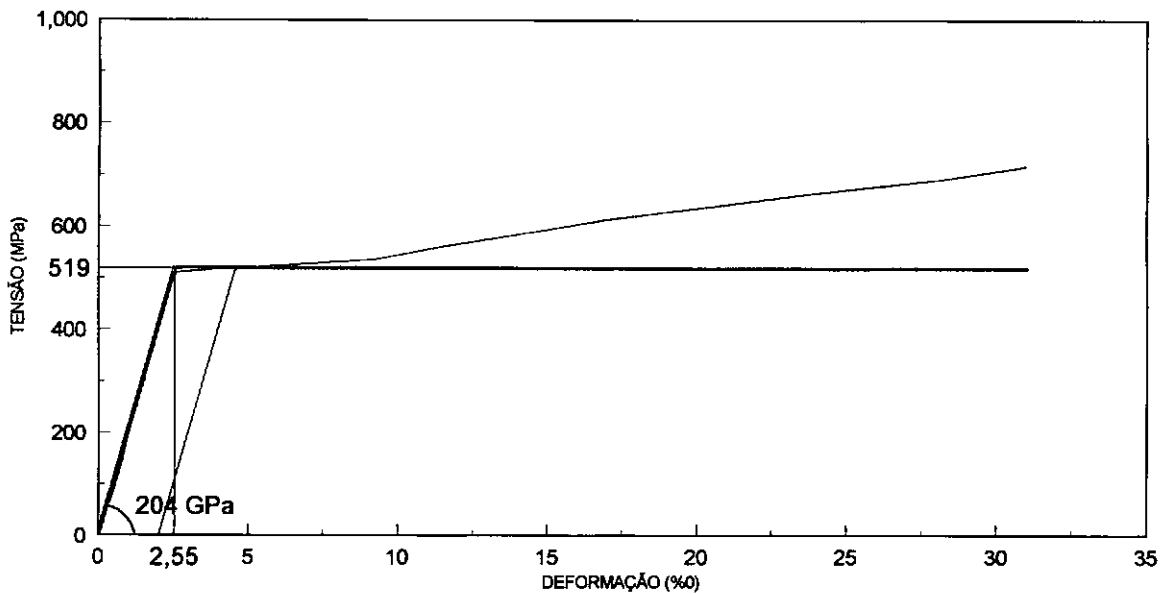


Figura III.4 - Curva tensão-deformação da barra de 16mm de diâmetro

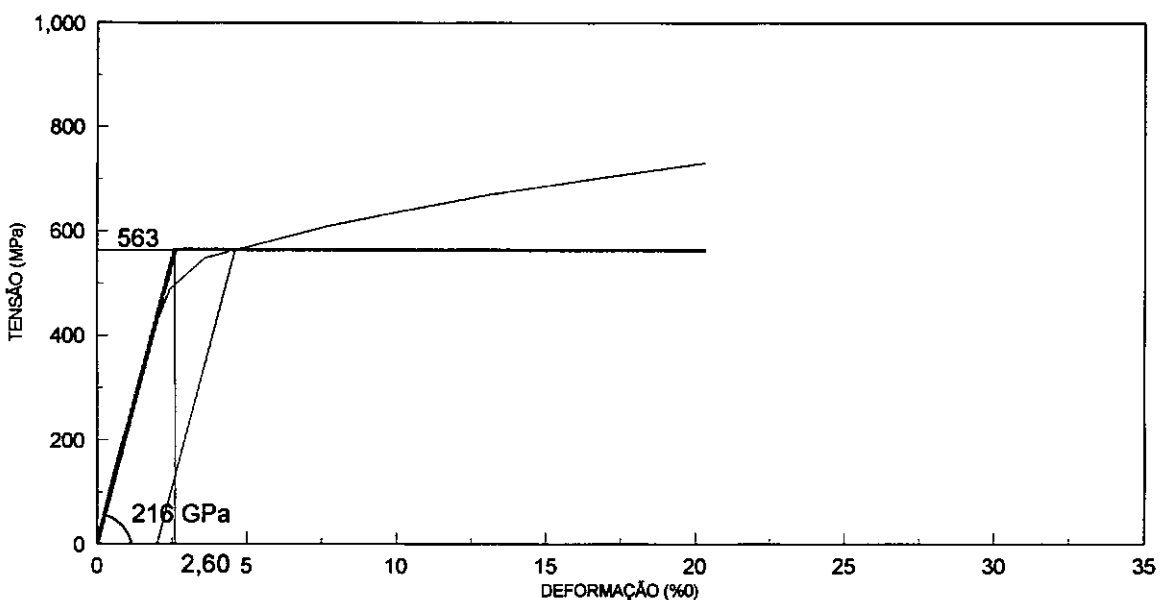


Figura III.5 - Curva tensão-deformação da barra de 20mm de diâmetro

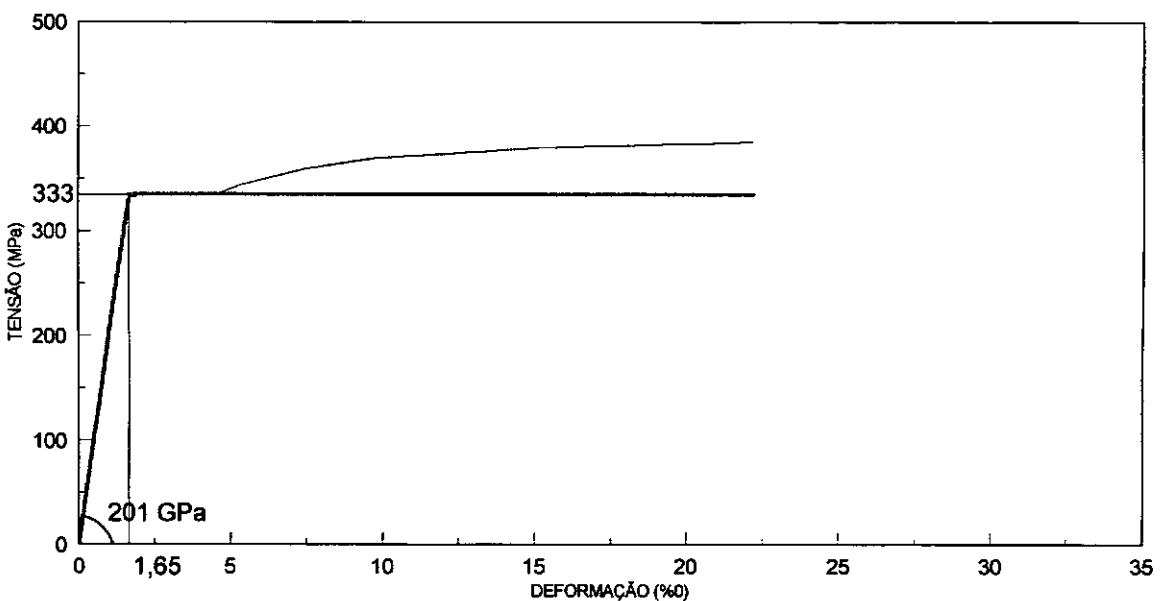


Figura III.6 - Curva tensão-deformação da chapa

Antes da aplicação do produto sobre a superfície, esta deve ser tratada, devendo estar isenta de poeira, graxa ou qualquer outra substância que prejudique a aderência entre as duas superfícies a serem coladas. As superfícies devem, ainda, estar secas ou ligeiramente úmidas.

Após a preparação da superfície, o produto deve ser misturado e aplicado sobre as superfícies a serem coladas, que devem, então, ser postas em contacto. Uma camada de 1 a 2 mm de espessura é suficiente para garantir a aderência entre as partes.

III.3) PROJETO ESTRUTURAL DAS VIGAS

III.3.1) CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E CARREGAMENTO

Foram ensaiadas duas vigas biapoaiadas de seção transversal retangular com 150 mm de largura e 450 mm de altura, 4500 mm de comprimento total e vão de 4000 mm.

O carregamento das vigas foi constituído por duas cargas concentradas, teoricamente de mesma intensidade, aplicadas, cada uma, a 1350 mm de cada apoio e distando 1300 mm entre si.

O esquema estrutural e os diagramas de esforço cortante e momento fletor gerados pelo carregamento são mostrados na figura III.7.

III.3.2) CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO

Nas vigas ensaiadas foram adotadas cinco barras longitudinais, duas de 16mm e três de 20 mm, distribuídas conforme indicado nas figuras III.8a e III.8b. Esse detalhamento levou a uma altura útil de 412 mm em ambas as vigas, seja considerando os valores efetivos dos diâmetros das barras ou os valores nominais.

As taxas de armadura longitudinal (ρ) das vigas ensaiadas, obtidas a partir dos diâmetros efetivos e dos diâmetros nominais das barras, foram 2,23% e 2,17%, respectivamente. Adotou-se uma taxa de armadura menor do que a balanceada (ρ_b) (ver tabela III.4) de forma a se obter uma seção subarmada, onde ocorre o escoamento do aço antes do esmagamento do concreto.

Os momentos resistentes teóricos (M_R) das vigas ensaiadas foram calculados usando-se um programa de computador desenvolvido na COPPE que faz uma análise não-linear de

seções de concreto armado submetidas à flexão composta. Nesse cálculo foram considerados os valores de resistência do concreto à compressão obtidos nos ensaios (item III.2.1) e os valores efetivos e nominais de tensão de escoamento e de diâmetro da barras, aos quais correspondem os momentos resistentes teóricos reais e nominais dados na tabela III.4. Esses momentos correspondem a cargas de ruptura por flexão teórica (P_{flex}) indicadas nessa mesma tabela.

Os coeficientes de segurança adotados nesta análise foram unitários, tendo em vista que, no próximo capítulo, esses resultados serão comparados com os valores obtidos nos ensaios.

Tabela III.4 - Resistência à flexão das vigas ensaiadas

Viga	Valores Reais			Valores Nominais		
	ρ_b (%)	M_R (kN.m)	P_{flex} (kN)	ρ_b (%)	M_R (kN.m)	P_{flex} (kN)
V2	2,72	261	193	3,11	244	180
V5	2,54	255	189	2,87	238	176

III.3.3) CÁLCULO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Nas vigas ensaiadas adotou-se uma armadura transversal tal que fosse obtida uma resistência ao cisalhamento inferior à resistência à flexão, de forma que fosse necessário um reforço da armadura transversal para que a viga atingisse a carga de ruptura por flexão.

O esforço cortante resistido por uma viga com estribos verticais pode ser considerado igual a:

$$V_R = V_c + V_{sw} \quad (26)$$

onde: V_R é o esforço cortante resistido pela viga;

V_c é o esforço cortante resistido pelo “concreto”;

V_{sw} é o esforço cortante resistido pelos estribos;

De acordo com a NBR-6118/80[02], o esforço cortante resistido pelo “concreto” numa viga submetida à flexão simples é dado por:

$$V_c = \Psi_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \quad (27)$$

O coeficiente ψ_1 é função de ρ_1 que é igual à razão entre as áreas da armadura longitudinal de tração e da seção de concreto a uma distância $2h$ da face do apoio. Para as vigas ensaiadas, os valores de ρ_1 obtidos considerando-se os diâmetros efetivos e os diâmetros nominais das barras foram 2,03% e 1,99%, respectivamente; para esses valores de ρ_1 , tem-se $\psi_1=0,45$. Admitindo que a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) seja igual à resistência média do concreto à compressão (f_{cm}) obtida pelos ensaios dos corpos-de-prova de concreto (item III.2.1), tem-se os valores de V_c dados na tabela III.5.

O esforço cortante resistido pelos estribos verticais, considerando uma treliça com bielas inclinadas a aproximadamente 45° e admitindo que $z \cdot \cot\theta \cong d$, é dado por:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_y \cdot d \quad (28)$$

Nas vigas V_2 e V_5 adotaram-se estribos de diâmetro de 6,3 mm a cada 160 mm no trecho entre as cargas, onde o esforço cortante era nulo. Nos demais trechos, adotaram-se dois estribos de diâmetro de 5 mm a cada 200 mm na viga V_2 , e um estribo de diâmetro de 5 mm a cada 100 mm na viga V_5 . A área por unidade de comprimento da armadura transversal adotada nos vãos de cisalhamento e o esforço cortante resistido por essa armadura considerando os valores efetivos e nominais dos diâmetros e de tensão de escoamento das barras são dados na tabela III.5. O esforço cortante resistente das vigas ensaiadas também é dado nessa tabela. Os coeficientes de segurança adotados neste cálculo foram unitários.

Tabela III.5 - Esforço cortante resistente das vigas ensaiadas

Viga	V_c (kN)	Valores Reais			Valores Nominais		
		A_{sw}/s (mm ² /mm)	V_{sw} (kN)	V_R (kN)	A_{sw}/s mm ² /mm)	V_{sw} (kN)	V_R (kN)
V2	55	0,354	100	155	0,393	81	136
V5	52	0,354	100	152	0,393	81	133

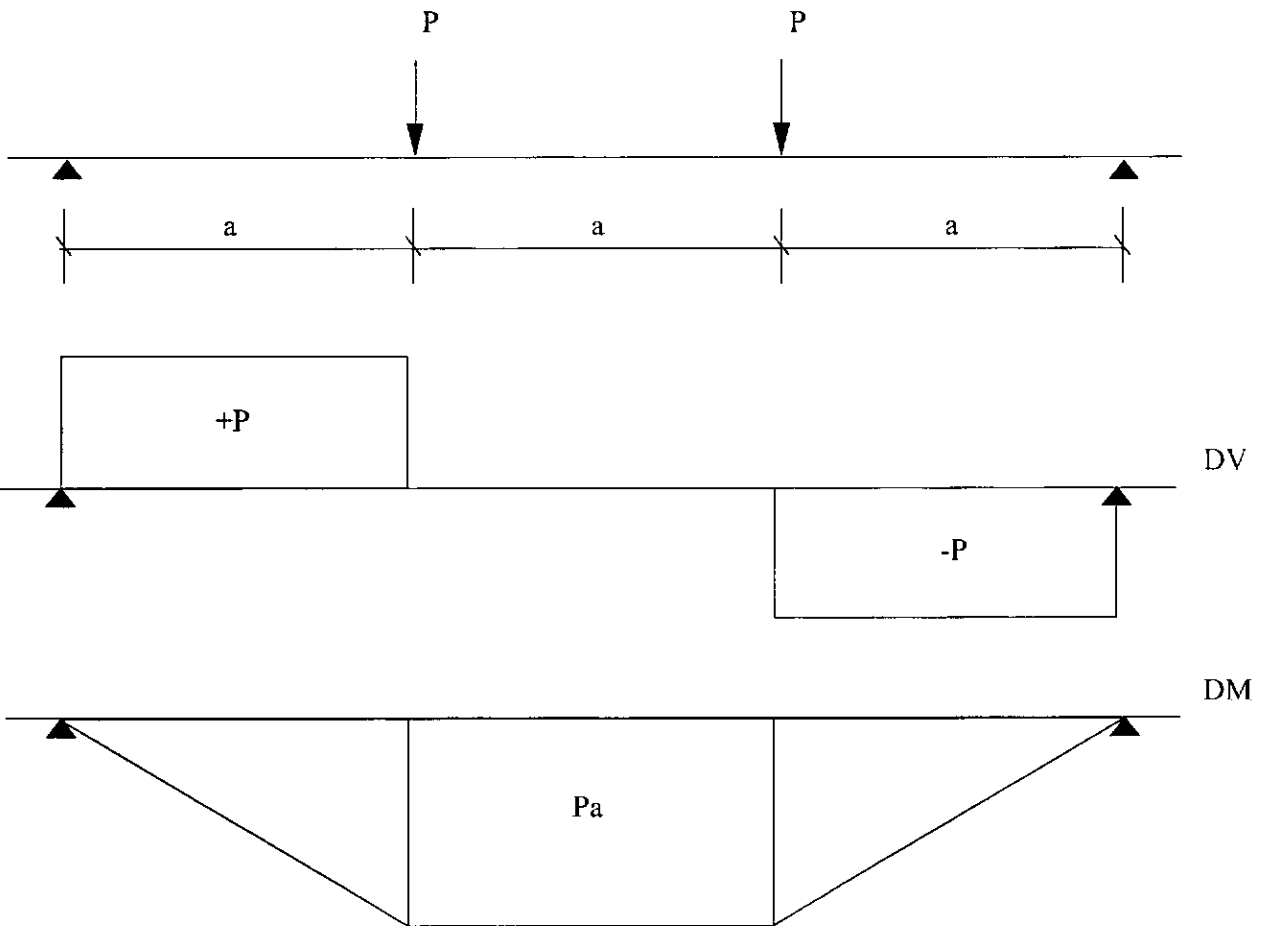
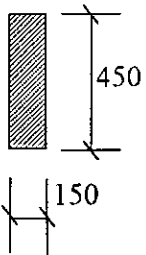
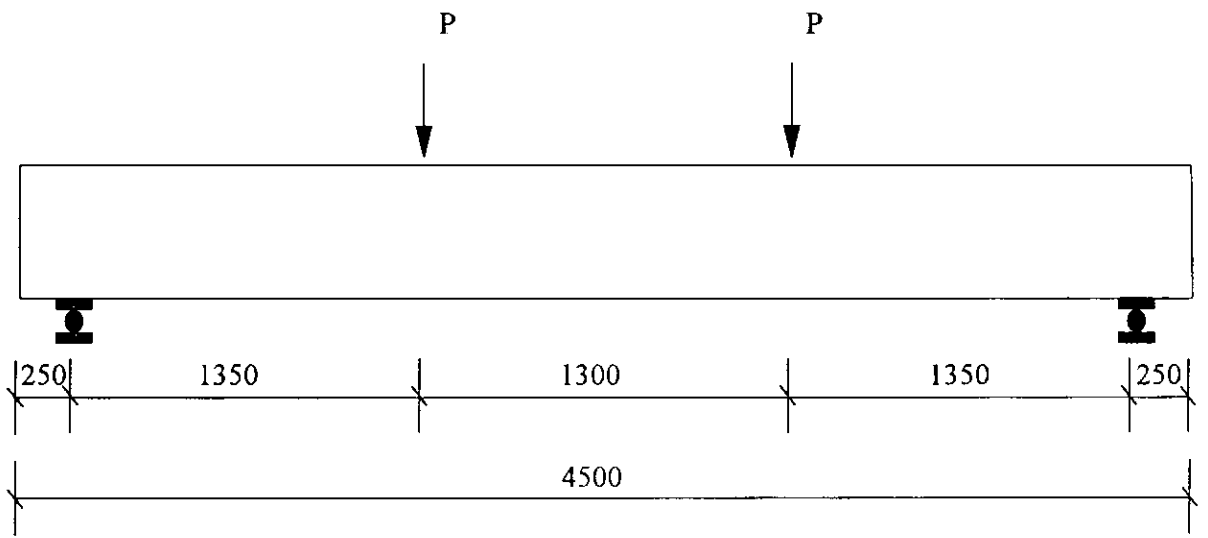
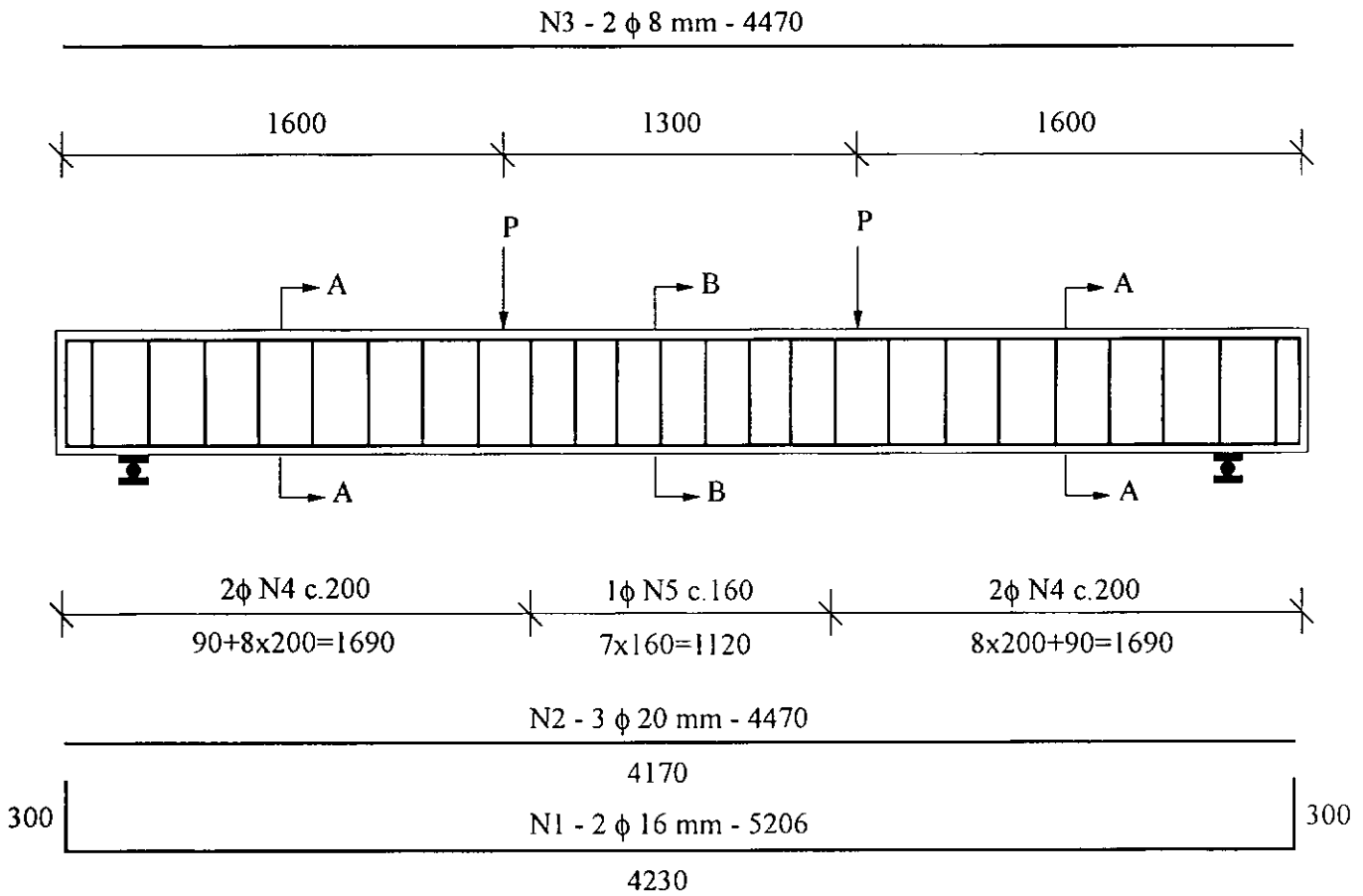
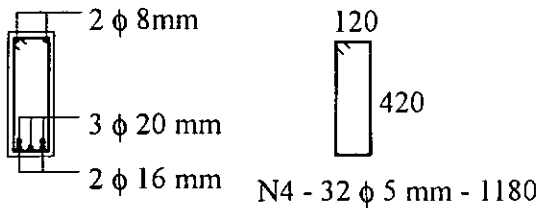


Figura III.7 - Esquema estrutural e diagramas de esforços solicitantes das vigas

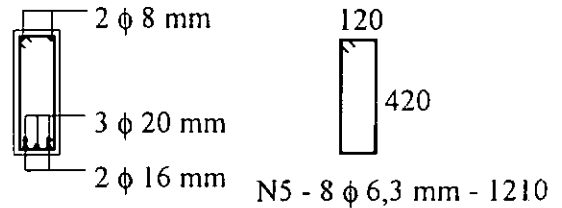
V2 (150X450)



SEÇÃO A - A



SEÇÃO B - B



OBSERVAÇÕES:

- 1) Dimensões em mm.
- 2) Detalhe do raio de dobramento da barra de 16 mm de diâmetro:

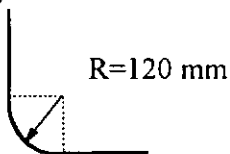
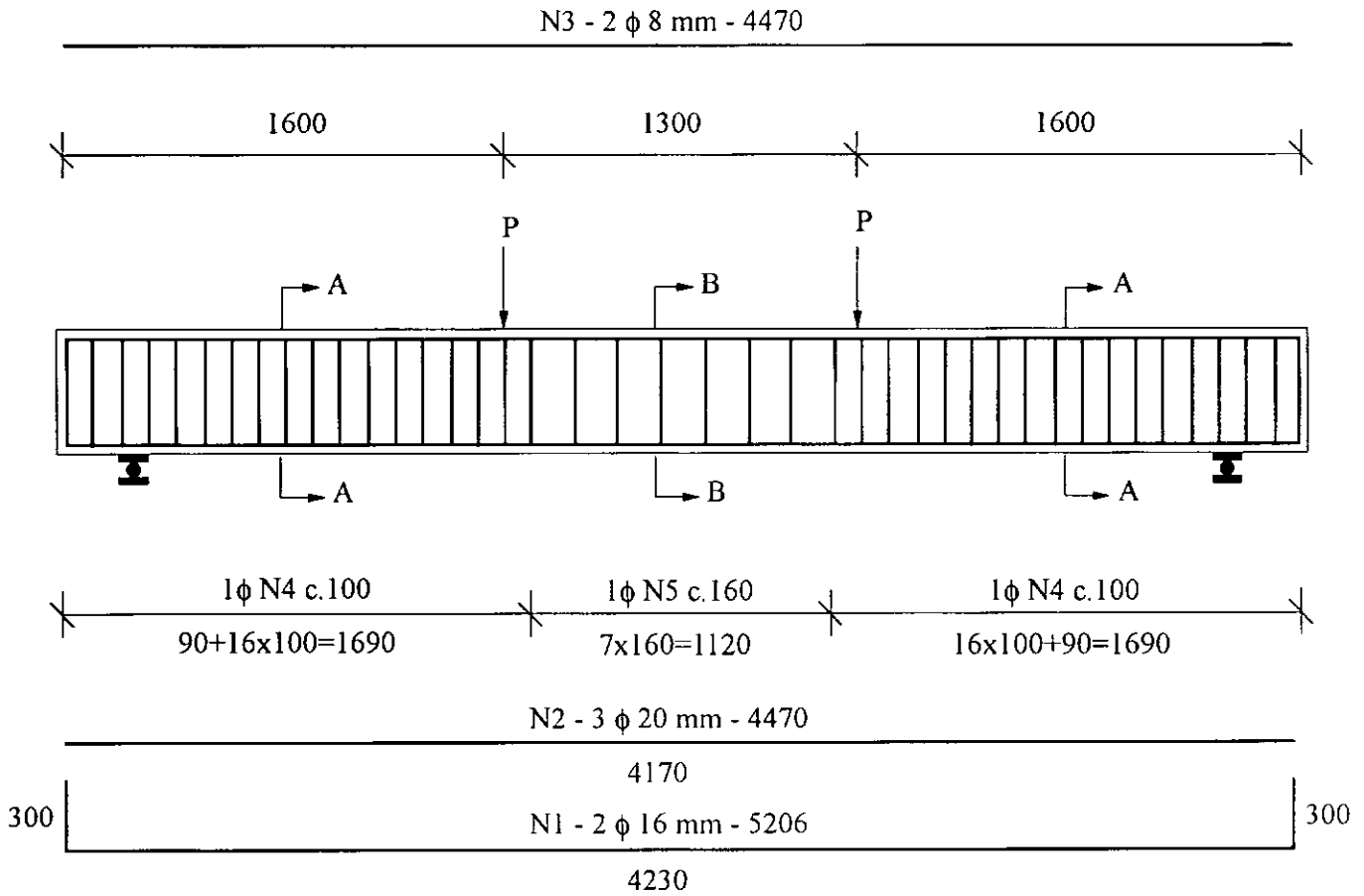
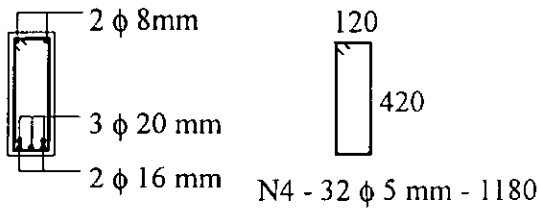


Figura III.8.a - Detalhamento da armadura interna da viga V2

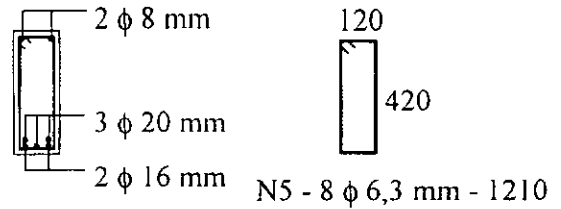
V5 (150X450)



SEÇÃO A - A



SEÇÃO B - B



OBSERVAÇÕES:

- 1) Dimensões em mm.
- 2) Detalhe do raio de dobramento da barra de 16 mm de diâmetro:

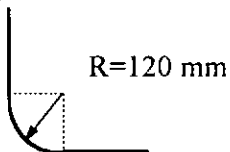


Figura III.8.b - Detalhamento da armadura interna da viga V5

III.3.4) DETALHAMENTO DAS VIGAS

No detalhamento da armadura das vigas V2 e V5 (figuras III.8a e III.8b) foram obedecidos os critérios da NBR-6118/80[02] sobre armadura mínima e distribuição das barras longitudinais e dos estribos.

De acordo com essa norma, as taxas geométricas de armadura longitudinal e transversal mínimas são, respectivamente, 0,15% e 0,14% e nas vigas ensaiadas essas taxas foram iguais a 2,23% e 0,236% para os valores efetivos dos diâmetros das barras e 2,17% e 0,262% para os valores nominais dos diâmetros.

A armadura longitudinal foi mantida constante ao longo de todo o comprimento da viga e foram usadas duas barras construtivas de diâmetro de 8 mm junto à face comprimida da viga.

O recobrimento da armadura foi de 15 mm.

III.3.5) DETALHAMENTO DA ARMADURA DE REFORÇO AO CISALHAMENTO

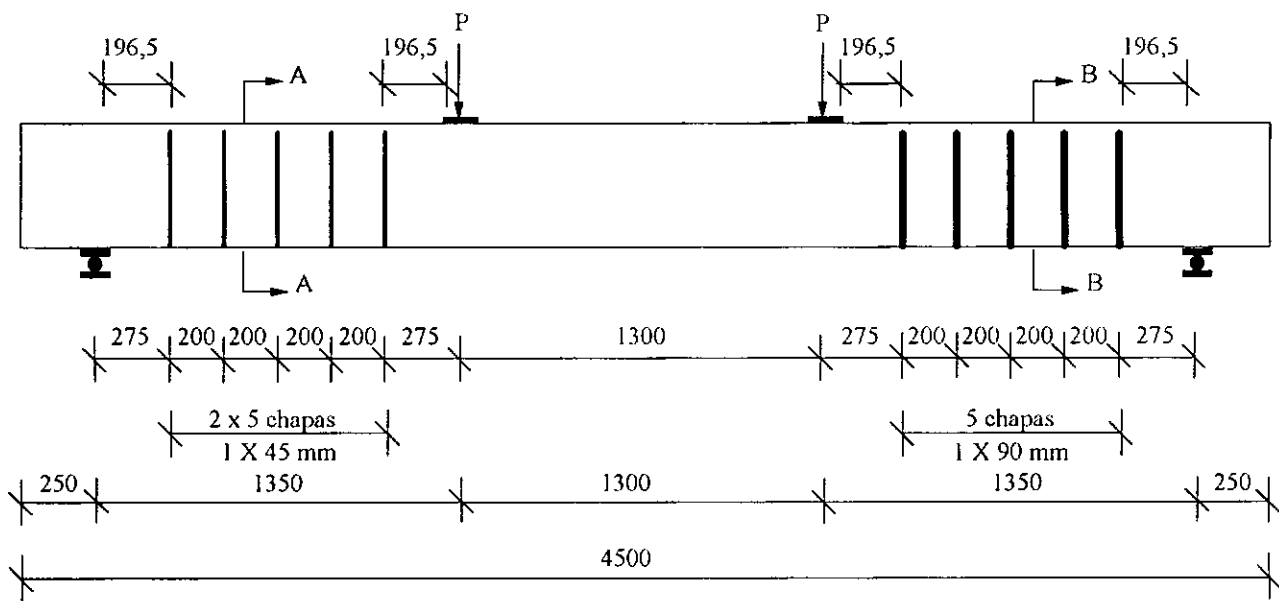
As vigas foram reforçadas ao cisalhamento por estribos abertos de chapa de aço colados à superfície destas nos trechos entre as seções dos apoios e as de aplicação das cargas (vãos de cisalhamento). O trecho entre as cargas concentradas não foi reforçado, pois nele o esforço cortante é nulo.

O detalhamento adotado nas duas vigas foi o mesmo: num vão de cisalhamento foram colados estribos de chapa com 1 mm de espessura e 90 mm de largura, e no outro foram colados estribos com 2 mm de espessura (dois estribos com 1mm de espessura colados um sobre o outro) e 45 mm de largura. Em ambos os vãos adotou-se um espaçamento de 200 mm entre as chapas (centro a centro).

As distâncias entre a face do apoio e a linha de centro da primeira chapa e entre a face da região de aplicação da carga e a linha de centro da quinta chapa, nos dois vãos de cisalhamento das vigas, foram iguais a 196,5 mm.

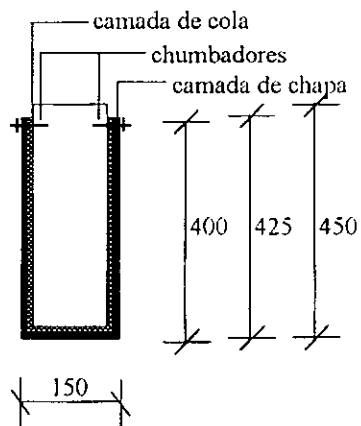
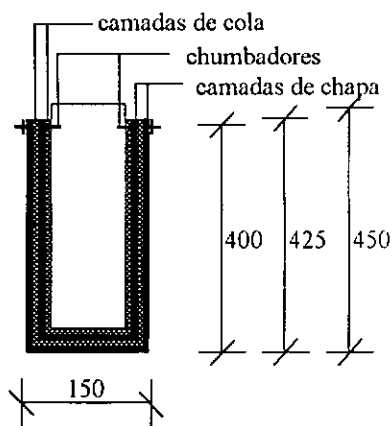
A figura III.9 mostra a distribuição das chapas nas vigas V2 e V5.

Para os detalhamentos adotados nos dois vãos de cisalhamento teve-se para seção transversal de chapa por unidade de comprimento da viga $0,9\text{mm}^2/\text{mm}$, devendo-se então ter neles o mesmo aumento da resistência ao cisalhamento.



SEÇÃO A - A

SEÇÃO B - B



Dimensões em mm

Figura III.9 - Detalhamento do reforço das vigas com estribos de chapa colados

O cálculo do acréscimo de resistência ao cisalhamento nas vigas é apresentado no capítulo IV, onde é feita a análise dos resultados.

Na tabela III.6 são dadas as armaduras interna e externa adotadas nas vigas e a condição de carregamento delas durante a execução do reforço.

Tabela III.6 - Características das vigas

Viga	Armadura longitudinal	Estribos internos	Estribos de chapa		Carga durante a execução do reforço
			Lado esquerdo	Lado direito	
V2	2 ϕ 16mm + 3 ϕ 20mm	2 ϕ 5mm c.200mm	2x(45x1 mm) c.200 mm	90x1 mm c.200 mm	P= 50 kN
V5	2 ϕ 16mm + 3 ϕ 20mm	ϕ 5mm c.100mm	2x(45x1 mm) c.200 mm	90x1 mm c.200 mm	P= 0 kN

III.4) EXECUÇÃO DAS VIGAS

Na confecção das vigas foram adotadas fôrmas de compensado plastificado com 20 mm de espessura, vedadas internamente nas juntas com fita adesiva e untadas com óleo mineral, usando-se pastilhas de argamassa para garantir o cobrimento da armadura.

O concreto foi fabricado, lançado, vibrado e curado conforme exposto no item III.2.1.

III.5) INSTRUMENTAÇÃO

III.5.1) INSTRUMENTAÇÃO INTERNA

As deformações da armadura longitudinal e dos estribos foram medidas com extensômetros elétricos de resistência com base de medida de 5 mm.

Na armadura longitudinal das vigas foram colocados dois pares de extensômetros numa mesma barra, um par na seção do meio do vão e o outro numa das seções de aplicação das cargas. Os extensômetros de cada par foram dispostos em posições da barra diametralmente opostas.

Na viga V2, onde o espaçamento dos estribos foi de 200 mm, foram usados três pares de extensômetros dispostos nos três estribos mais próximos da seção de aplicação da carga de um dos vãos de cisalhamento. Os extensômetros foram posicionados em uma das pernas destes estribos, em posições diametralmente opostas, situados a meia altura.

Já na viga V5, com espaçamento entre os estribos de 100 mm, utilizaram-se cinco pares de extensômetros dispostos a partir do segundo estribo após a seção de aplicação da carga de um dos vãos de cisalhamento, colocados da mesma forma que na viga V2.

O detalhamento da instrumentação interna e a nomenclatura dos extensômetros são mostrados na figura III.10.

III.5.2) INSTRUMENTAÇÃO EXTERNA

III.5.2.1) INSTRUMENTAÇÃO PARA MEDIR DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

A deformação longitudinal do concreto foi medida em cinco posições ao longo da altura da seção transversal no meio do vão a fim de se determinar a altura da linha neutra nesta seção (ver figura III.11).

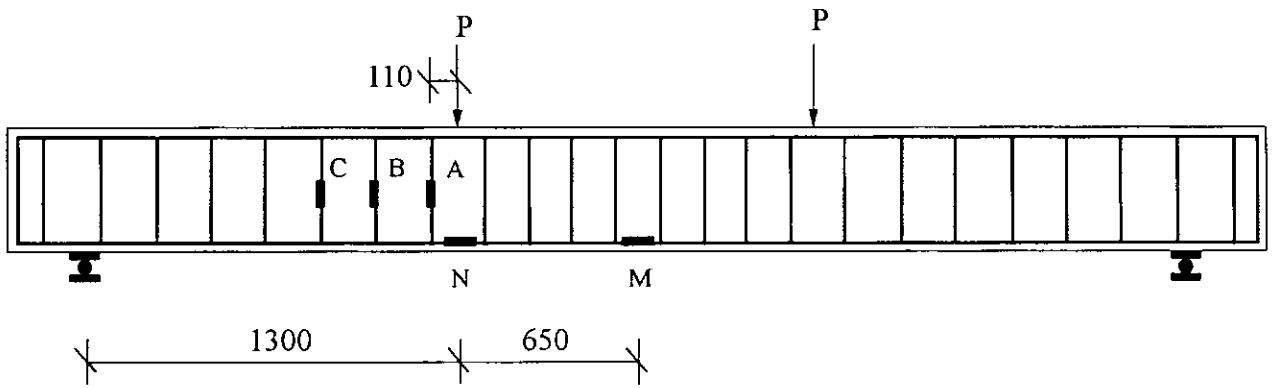
A medição foi feita com o uso de um extensômetro mecânico com base de medida de 100 mm.

III.5.2.2) INSTRUMENTAÇÃO PARA MEDIR DEFORMAÇÃO DOS ESTRIBOS DE CHAPA DE AÇO

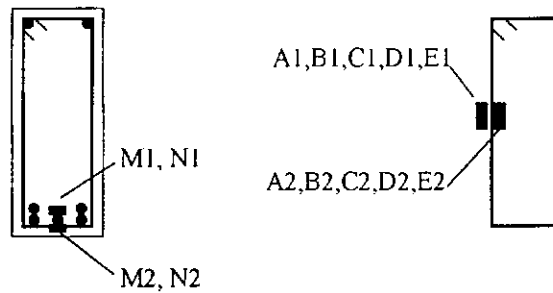
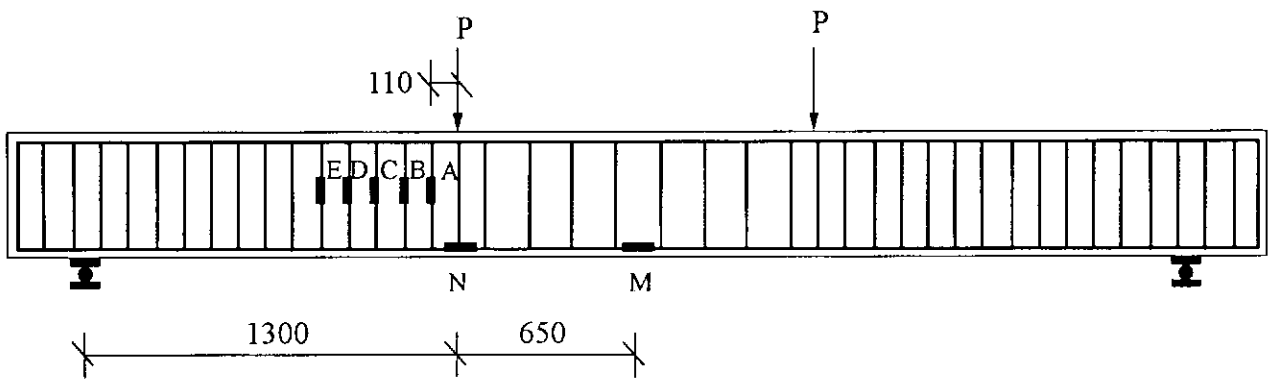
As deformações dos estribos de chapa de aço usados como reforço de cisalhamento foram medidas com extensômetros elétricos de resistência com base de medida de 5 mm.

Nas duas vigas adotou-se a mesma disposição de extensômetros, tendo sido colocados três pares em cada vão de cisalhamento da viga, um par em cada um dos três estribos de chapa mais próximos da seção de aplicação da carga. Em cada estribo de chapa instrumentado, os extensômetros foram colocados em pernas diferentes, a meia altura destas (ver figura III.12).

Viga V2

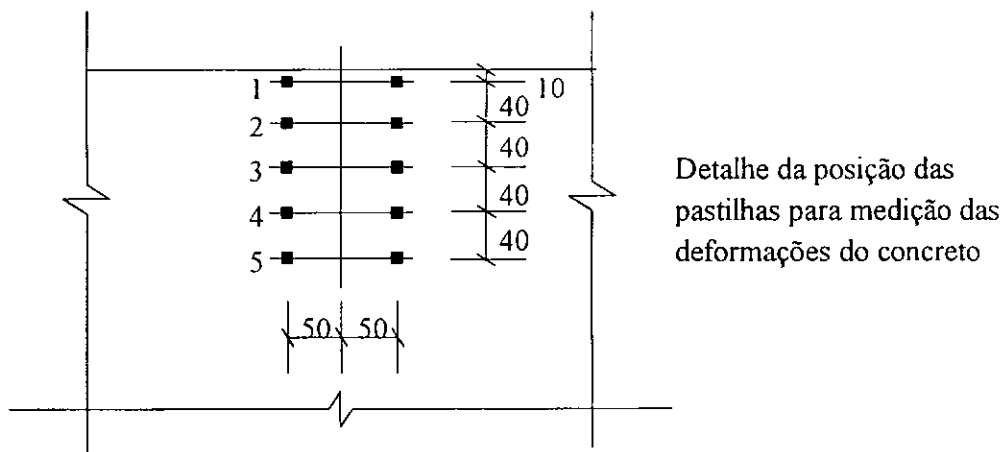
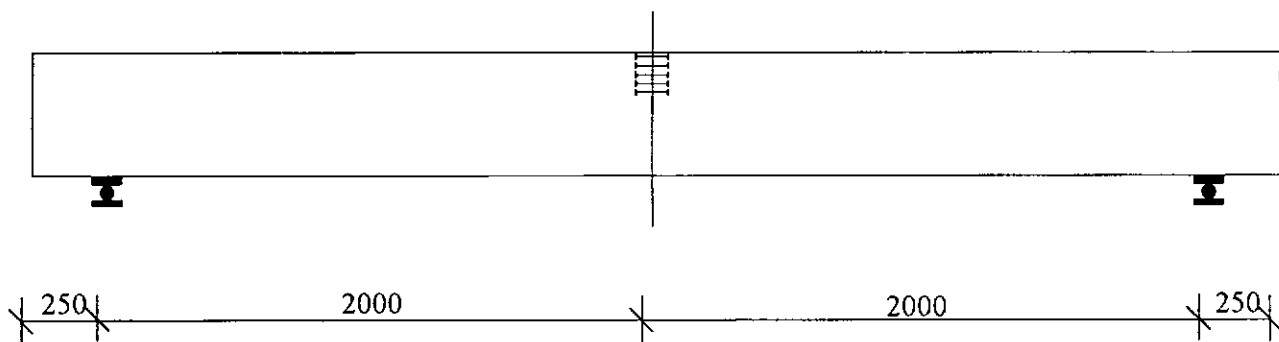


Viga V5



Dimensões em mm

Figura III.10 - Posição dos extensômetros elétricos na armadura interna das vigas



Dimensões em mm.

Figura III.11 - Posição das pastilhas para medição da deformação do concreto das vigas V2 e V5

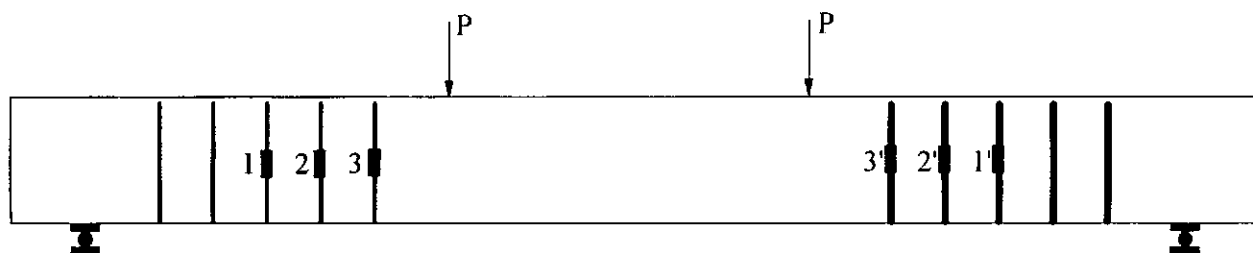


Figura III.12 - Posição dos extensômetros elétricos nas chapas das vigas V2 e V5

III.5.2.3) INSTRUMENTAÇÃO PARA MEDIR FLECHAS

Nos ensaios das vigas sem reforço e da viga V5 com reforço, foram medidas as flechas nas seções de aplicação das cargas e no meio do vão por meio de defletômetros elétricos com capacidade de leitura até 100 mm e precisão de 0,1 mm.

No ensaio da viga V2 após o reforço, mediu-se apenas a flecha no meio do vão com auxílio de um defletômetro mecânico com capacidade de leitura até 50 mm e precisão de 0,1 mm.

III.6) EXECUÇÃO DO REFORÇO

O reforço da viga V2 foi executado com a viga sendo mantida sob ação de duas cargas concentradas de aproximadamente 50 kN, simulando a situação existente na prática onde a carga permanente continua atuando na viga durante esta operação. O reforço da viga V5 foi realizado com ela descarregada.

As superfícies das vigas foram preparadas antes da colagem dos estribos de chapa, de forma a garantir uma boa aderência entre o concreto, a cola e a chapa. Nas posições onde seriam colados os estribos externos de chapa, a superfície do concreto foi escareada com auxílio de um martetele, em largura e altura ligeiramente superiores às dos estribos de chapa, formando faixas com superfície irregular. Essas faixas foram, então, limpas com escova de aço e jatos de ar comprimido, para remoção de fragmentos de concreto e poeira.

Para fabricação dos estribos de chapa a serem colados nas vigas, foram usadas chapas de aço de 1000 mm x 900 mm com 1 mm de espessura, das quais foram cortadas tiras de 45 mm e 90 mm de largura com 1000 mm de comprimento. Essas tiras foram dobradas em forma de “U”, de tal modo que houvesse uma folga de 1 mm entre o estribo de chapa e a superfície da viga ou entre os estribos de chapa, e foram feitos furos a 25 mm das extremidades dos estribos de chapa, no meio da sua largura, com uma furadeira, para passagem dos chumbadores. Antes da sua colagem, os estribos de chapa foram lixados com lixa de aço e limpos com a substância química tricloretileno para remoção de substâncias que impedissem a aderência entre a cola e a chapa.

Foram utilizados chumbadores de expansão com 6,35 mm de diâmetro para manter as chapas na posição durante a cura da cola. Esses chumbadores foram colocados nas vigas antes da colagem das chapas, tendo sido feitos furos na viga com aproximadamente 30 mm de

profundidade com máquina de furar, nos quais foram colocados os chumbadores, aplicando-se a esses uma pequena pressão, provocando sua expansão no interior do concreto e fixando-os neste. Antes da execução dos furos verificou-se, com um pacômetro, se existia alguma armadura interna na posição onde os furos seriam feitos, que poderia ser cortada pela máquina de furar durante a execução dos furos.

Após a preparação das superfícies das vigas e dos estribos de chapa e da fixação dos chumbadores, os estribos de chapa foram colados na superfície das vigas.

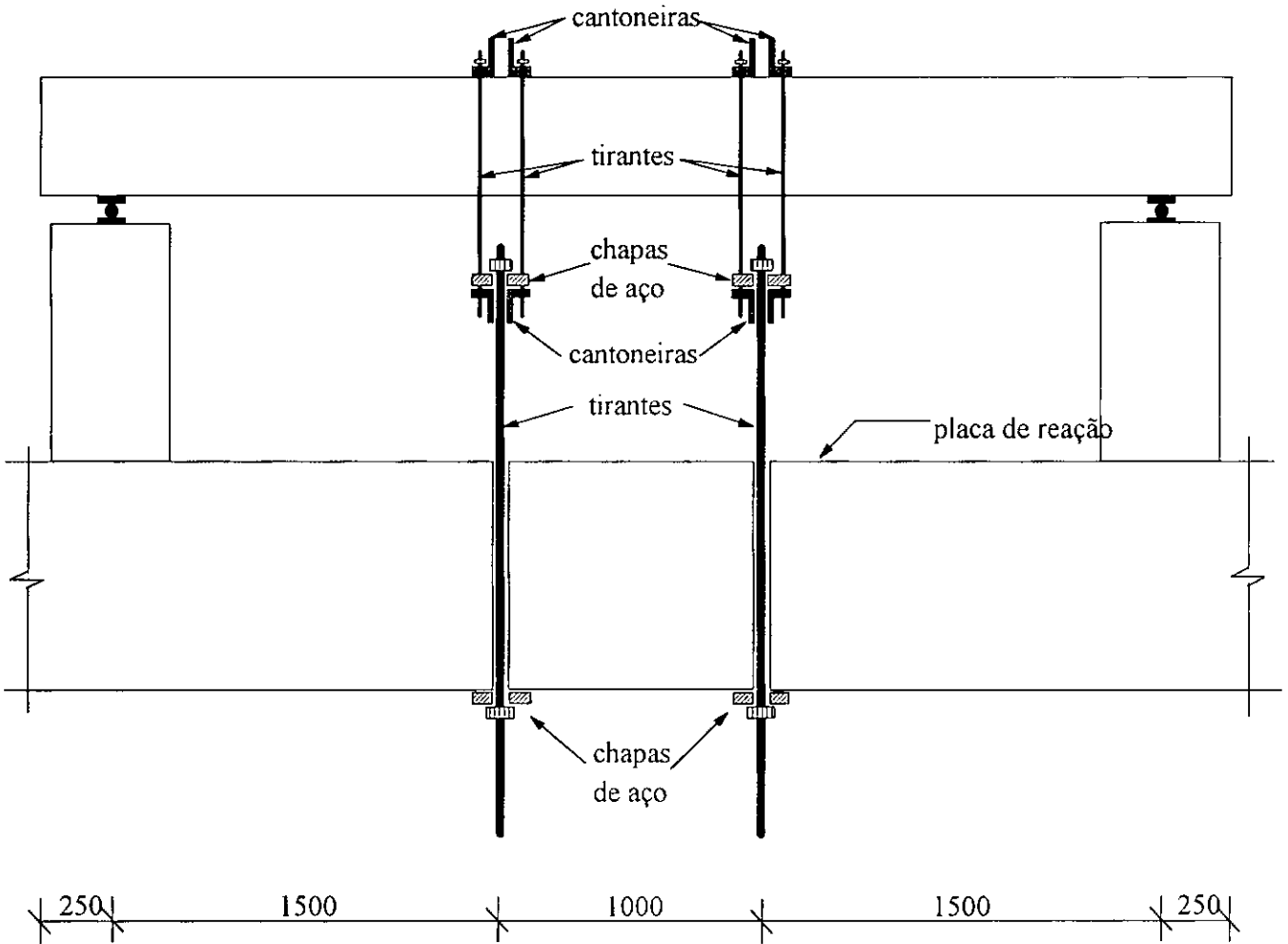
Aplicou-se uma camada espessa de resina epóxi SIKADUR-31, com auxílio de uma espátula plástica, na face interna dos estribos de chapa e na superfície das vigas e, então, os estribos foram colocados na posição e presos pelos chumbadores. Em seguida, apertando-se as porcas, expulsou-se o excesso de resina, ficando apenas uma camada de aproximadamente 1 mm de espessura, correspondente à folga existente entre os estribos de chapa e a face da viga.

Após um período de 24 horas, as porcas dos estribos de chapa com 45 mm de largura foram soltas, limpou-se a face externa destes estribos e a face interna dos que sobre eles seriam colados e aplicou-se nas mesmas uma camada de resina. Em seguida, colaram-se os estribos de chapa da segunda camada, prendendo-os nos chumbadores e apertando as porcas, de forma a expulsar o excesso de resina, ficando uma camada de resina de aproximadamente 1 mm de espessura, que foi a folga deixada entre as duas camadas de estribos de chapa.

Nas duas vigas, esperou-se a resina curar por sete dias antes da realização do ensaio. A colagem dos estribos de chapa e a cura da resina da viga V5 foram realizadas com ela descarregada, enquanto que na viga V2 isto foi feito com a viga carregada. Para manter este carregamento, foi montado um sistema de escoramento, conforme mostrado na figuras III.13a e III.13b.

O escoramento montado para manter o carregamento da viga V2 durante o reforço foi ancorado em furos adjacentes da placa de reação, resultando numa distância de 1000 mm entre as cargas concentradas nessa fase, que é um valor inferior ao considerado no projeto estrutural. Em função disso, carregou-se as vigas até se obter uma flecha máxima igual à produzida quando as cargas concentradas de 50kN estão espaçadas de 1300 mm, obtendo-se um carregamento equivalente a este para uma distância entre cargas de 1000 mm.

Para verificação da manutenção da carga durante o reforço e a cura da resina, foi colocado um defletômetro mecânico no meio do vão da viga quando a carga foi aplicada, que, tendo sido aí mantido até a realização do ensaio da viga reforçada, indicou valor de flecha constante.



Dimensões em mm.

Figura III.13.a - Sistema de escoramento adotado para manter o carregamento durante a execução do reforço da viga V2 - vista frontal

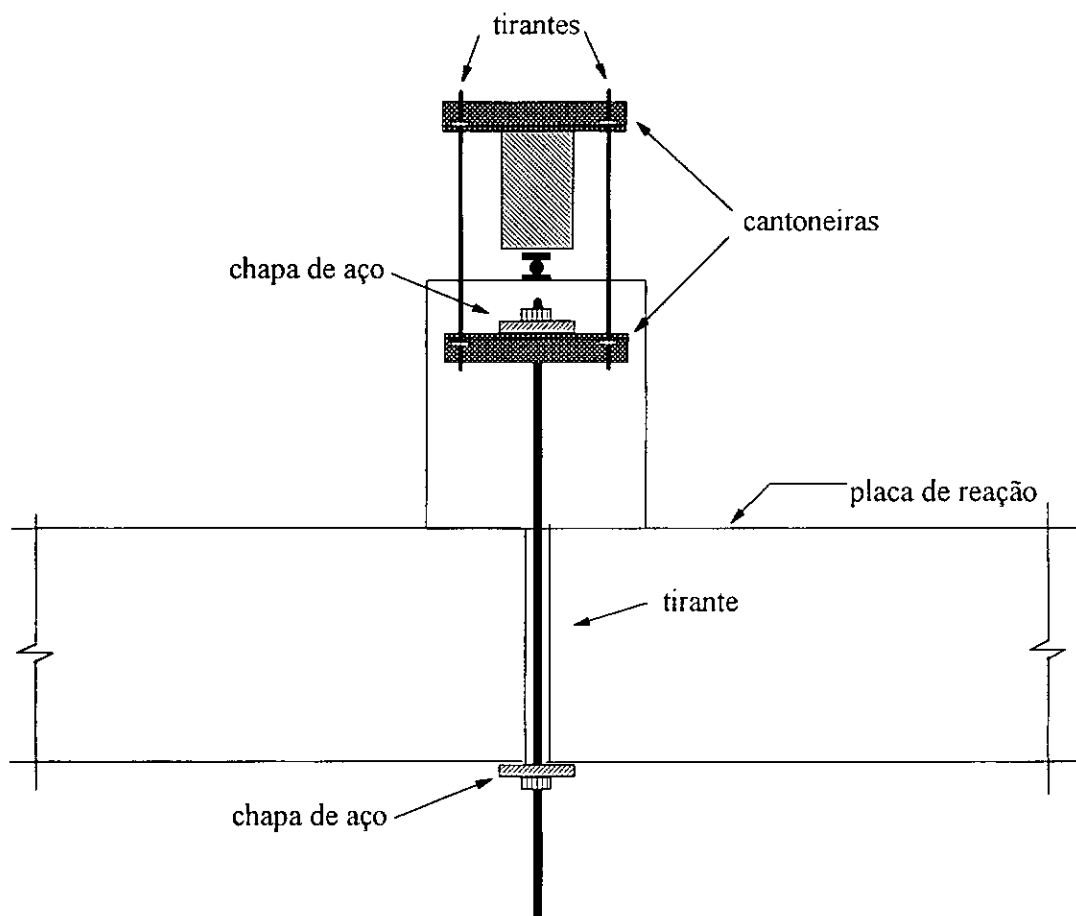


Figura III. 13.b - Sistema de escoramento adotado para manter o carregamento durante a execução do reforço da viga V2 - vista lateral

III.7) MONTAGEM E PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

A montagem das vigas para os ensaios foi realizada conforme indicado na figura III.14. Os apoios das vigas, ambos metálicos, foram um do primeiro gênero e um do segundo gênero e as cargas concentradas foram aplicadas por dois macacos hidráulicos.

As vigas, já curadas, foram colocadas sobre os apoios metálicos, niveladas e pintadas com cal, para facilitar a visualização da formação de fissuras durante os ensaios.

Antes da execução do reforço, as vigas foram submetidas a dois ciclos de carregamento, chegando a uma carga de 150 kN, sem que os estribos escoassem. Esses ciclos de carga (1º e 2º ensaios) foram realizados com o objetivo de provocar uma fissuração considerável nas vigas antes que elas fossem reforçadas.

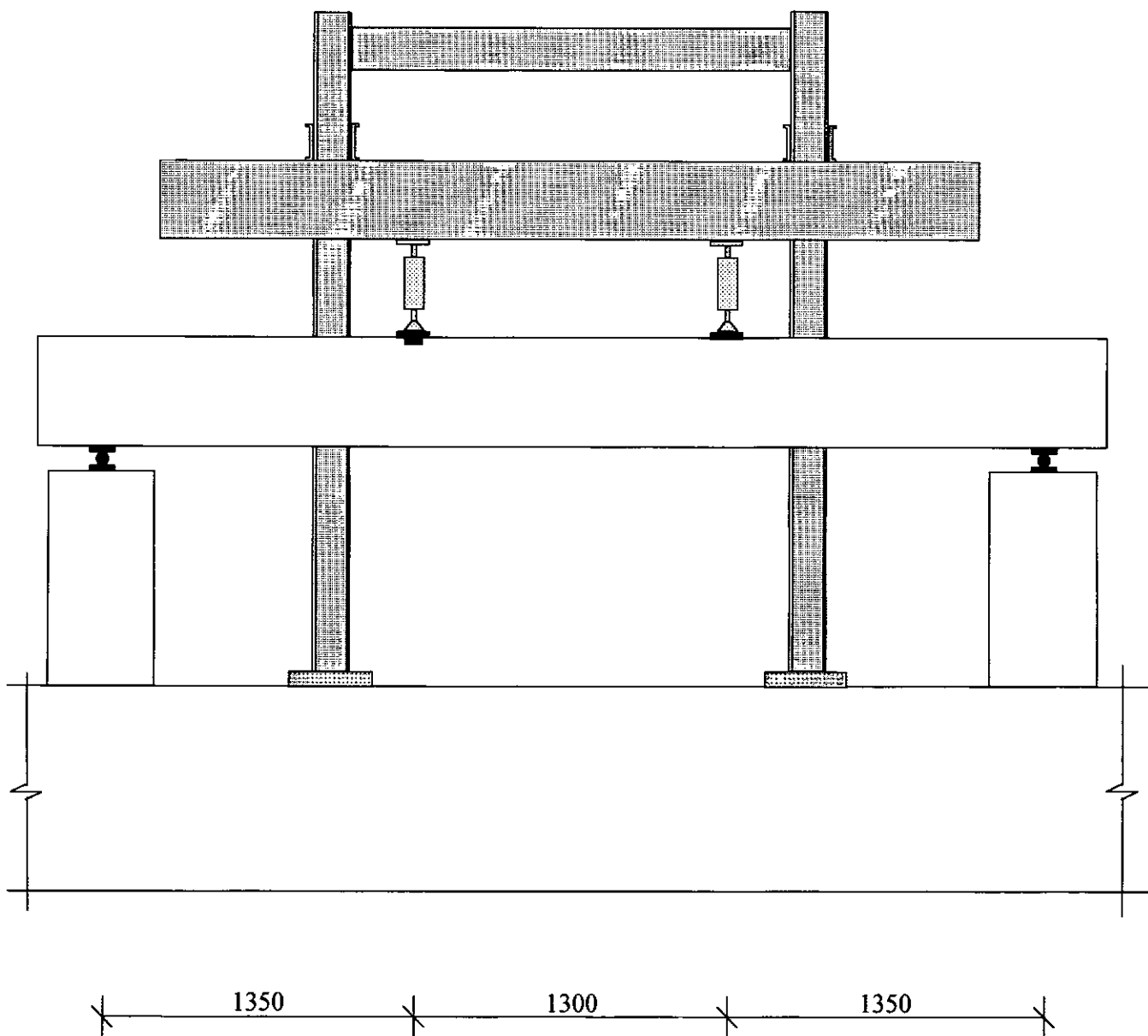
No primeiro ensaio, as vigas foram carregadas de 0 até 130 kN, com incrementos de carga de 10 kN, sendo carregada em seguida até 150 kN e, então, gradualmente descarregadas. No segundo ensaio, as vigas foram carregadas de 0 até 120 kN com incrementos de carga de 20 kN. A carga foi aumentada, então, até 130 kN (viga V2) ou até 150 kN (viga V5) e, depois, diminuída gradualmente.

Após serem fissuradas, as vigas foram reforçadas com estribos externos e submetidas a três ensaios (3º, 4º e 5º ensaios), antes de serem reforçadas com estribos de chapa colados. Esses ensaios foram realizados para a avaliação do comportamento deste tipo de reforço, cujos resultados foram utilizados no desenvolvimento de tese sobre o reforço de vigas com estribos externos[12]. Os estribos externos adotados foram formados por barras de aço de 12,5 mm de diâmetro ligadas por cantoneiras metálicas e foram distribuídos nos vãos de cisalhamento das vigas, com espaçamento de 250 mm (centro a centro), conforme indicado na figura III.15.

Nestes três ensaios, as vigas foram carregadas até 150 kN, quando a armadura longitudinal apresentou deformações próximas ao escoamento, e, em seguida, foram gradualmente descarregadas.

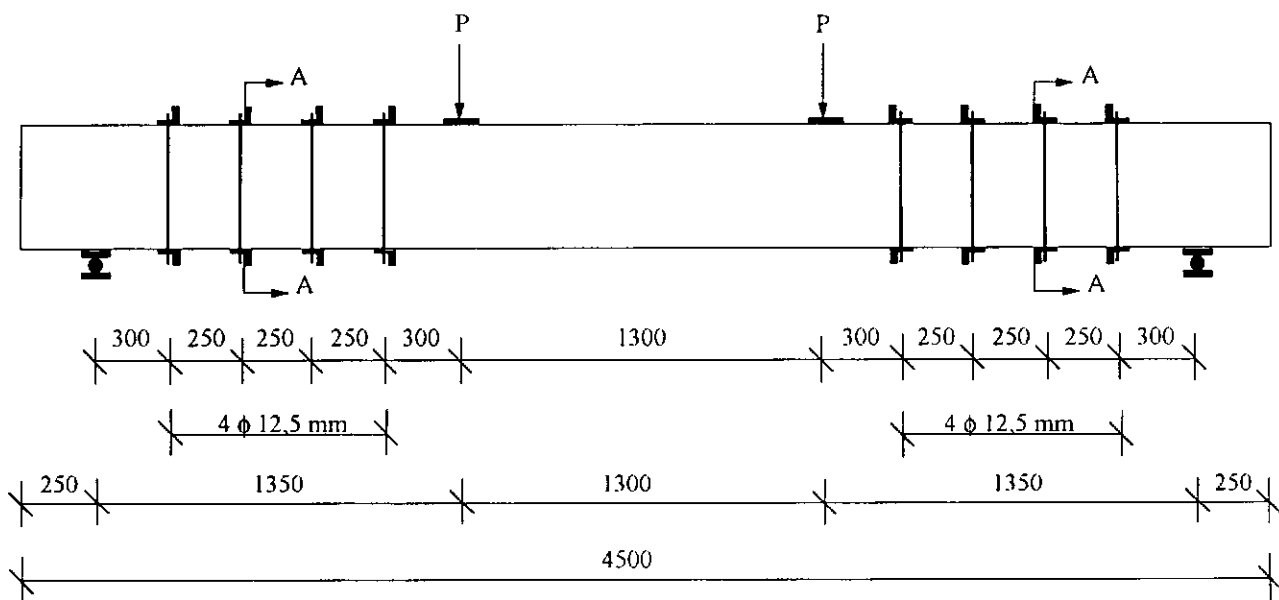
Após o quinto ensaio, os estribos externos foram retirados e, então, as vigas foram reforçadas com estribos de chapa colados, de acordo com o descrito no item III.6, e carregadas até a ruptura (6º ensaio). O reforço da viga V5 foi realizado com ela descarregada e o da viga V2 foi feito com ela submetida a cargas de 50 kN.

Depois de reforçada, a viga V5 foi carregada de 0 até 130 kN, com incrementos de carga de 10 kN e, em seguida, até 150 kN, 160 kN e 180 kN, quando houve a ruptura por escoamento da armadura longitudinal e posterior esmagamento do concreto.

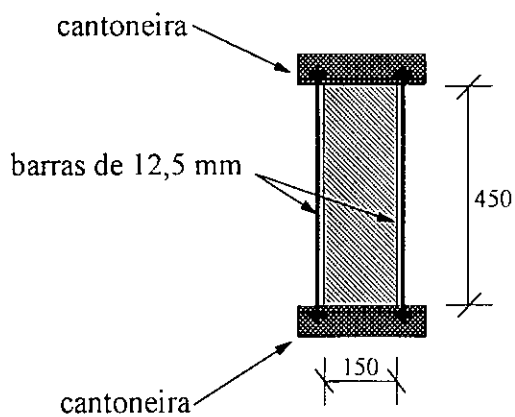


Dimensões em mm.

Figura III.14 - Montagem dos ensaios das vigas



SEÇÃO A - A



Dimensões em mm

Figura III.15 - Detalhamento do reforço das vigas com estribos externos ensaiadas por Michel [12]

A viga V2, já reforçada, foi carregada a partir de 50 kN em incrementos de carga de 10 kN ou 20 kN até 180 kN, quando houve a ruptura por escoamento da armadura longitudinal e posterior esmagamento do concreto.

Nos ensaios, a cada incremento de carga, foram medidas as deformações da armadura interna e externa (quando a viga foi reforçada) e a abertura de fissuras (lida com uma escala graduada associada a uma lupa cuja menor divisão era de 0,1 mm). As flechas nas seções do meio do vão e de aplicação das cargas também foram lidas em todos os ensaios, para cada incremento de carga, com exceção do sexto ensaio da viga V2, no qual foram lidas apenas as flechas no meio do vão. As deformações do concreto no meio do vão foram lidas apenas no primeiro ensaio.

III.8) RESULTADOS DOS ENSAIOS

Os valores de deformação da armadura interna e de flechas das duas vigas medidas em cada etapa de carga do primeiro, segundo e sexto ensaios, bem como os valores de deformação dos estribos de chapa colados medidos no sexto ensaio e de deformação do concreto medidos no primeiro ensaio estão apresentados no anexo B.

Os resultados obtidos dos ensaios das vigas sem reforço ou reforçadas por estribos de chapa colados, com relação à deformação da armadura e do concreto, das flechas e da abertura de fissuras são mostrados a seguir.

III.8.1) DEFORMAÇÃO DA ARMADURA TRANSVERSAL

III.8.1.1) VIGA V2

No primeiro ensaio, a deformação máxima atingida pelos estribos da viga V2 foi aproximadamente 2,5‰, para a carga de 150 kN. Quando a viga foi carregada novamente, no segundo ensaio, a deformação máxima apresentada pelos estribos foi em torno de 2,3‰, para a carga de 130 kN.

Após o reforço com estribos de chapa colados, que foi realizado com a viga submetida a um carregamento de 50 kN, a viga atingiu uma carga de 180 kN, quando rompeu por escoamento da armadura longitudinal e posterior esmagamento do concreto na seção do meio

do vão. A deformação máxima atingida pelos estribos internos nesse ciclo de carga foi de aproximadamente 2,2‰.

As deformações máximas atingidas pelos estribos de chapa colados com largura de 45 mm e de 90 mm, para a carga de 180 kN, foram em torno de 0,9‰ e 1,2‰, respectivamente.

Observa-se que tanto os estribos internos quanto os de chapa não haviam escoado quando a viga rompeu.

A tabela III.7 apresenta as deformações do estribo mais solicitado nos ensaios da viga sem reforço (1º e 2º ensaios) e da viga reforçada com estribos de chapa colados (6º ensaio) e as deformações máximas dos estribos de chapa colados com largura de 45mm e de 90mm, após o reforço.

Comparando os resultados mostrados na tabela III.7, verifica-se que as deformações do estribo interno mais solicitado no segundo ensaio são maiores do que as do primeiro, o que mostra que eles começaram a ser mais solicitados quando o concreto estava fissurado, indicando a diminuição da contribuição do concreto na resistência ao esforço cortante da viga.

As deformações do estribo interno mais solicitado, após o reforço, sofreram uma diminuição em relação ao segundo ensaio, no qual a viga não foi reforçada, ou seja, os estribos de chapa passaram a sustentar parte do esforço cortante atuante na viga.

Tabela III.7 - Deformações dos estribos internos e de chapa mais solicitados na viga V2

CARGA (kN)	1º ensaio	2º ensaio	6º ensaio (após reforço)			
	ϵ_{sw} (‰)	ϵ_{sw} (‰)	ϵ_{sw} (‰)	$\Delta\epsilon_{sw}$ (‰)	$\epsilon_{ch,45}$ (‰)	$\epsilon_{ch,90}$ (‰)
50	0,150	1,197	1,197	0,000	0,000	0,000
80	0,455	1,587	1,383	-0,204	0,201	0,161
100	1,134	1,855	1,509	-0,346	0,339	0,316
120	1,658	2,134	1,637	-0,497	0,478	0,484
130	1,945	2,290	1,710	-0,580	0,547	0,577
150	2,462	-	1,879	-	0,687	0,806
160	-	-	1,966	-	0,758	0,917
180	-	-	2,178	-	0,941	1,210

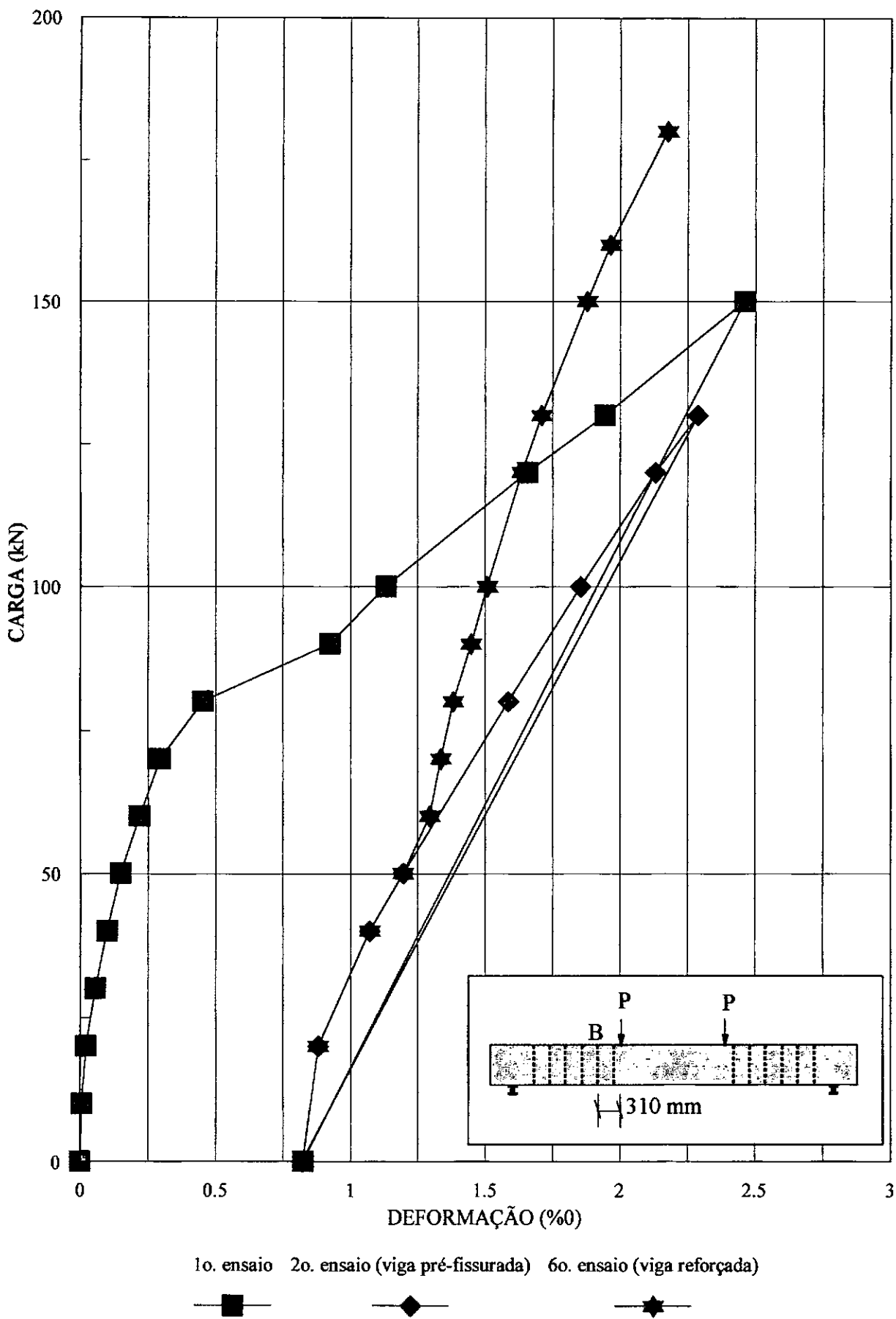


Figura III.16 - Deformações do estribo "B" durante os ensaios da viga V2

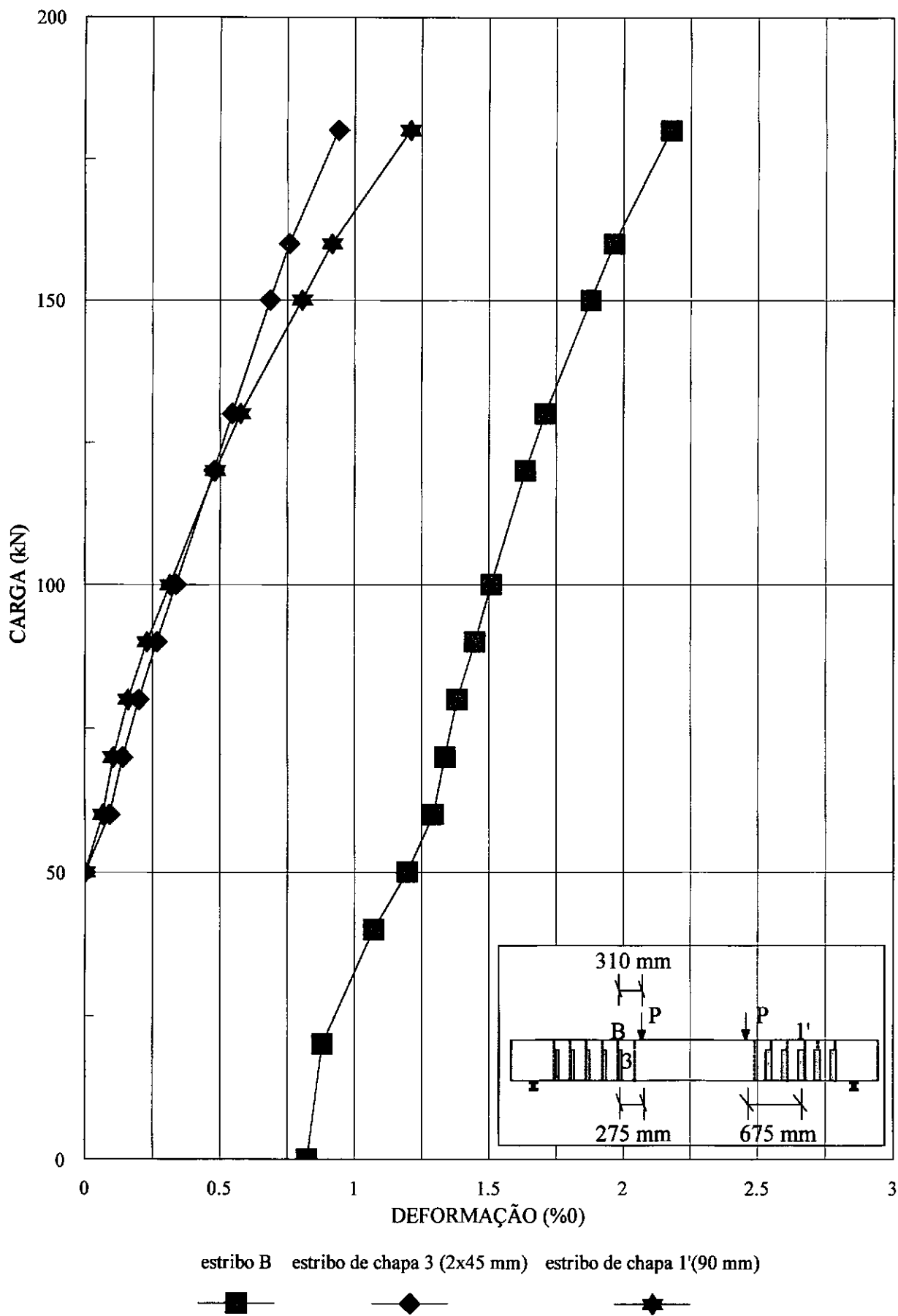


Figura III.17 - Deformações do estribo "B" e dos estribos de chapa 3 e 1' no 6o. ensaio da viga V2

Observa-se que até a carga de 130 kN não houve diferença apreciável entre as deformações apresentadas pelos estribos de chapa de diferentes larguras. Para cargas mais elevadas, essas deformações começaram a apresentar discrepância, chegando a uma diferença de aproximadamente 29%.

A figura III.16 mostra as curvas carga-deformação do estribo onde foram medidas as maiores deformações (estribo “B”) para os três ciclos de carga. Essas curvas mostram o aumento da deformação do estribo após a fissuração e a sua diminuição quando a viga foi reforçada com estribos de chapa colados. As curvas carga-deformação do estribo “B” e dos estribos de chapa colados com larguras de 45 mm e 90 mm mais deformados (chapa “3” e chapa “1”, respectivamente) no último ensaio são dadas na figura III.17.

III.8.1.2) VIGA V5

A carga máxima aplicada na viga V5 no primeiro ensaio foi de 150 kN e a deformação máxima atingida pelos estribos foi de aproximadamente 2,0‰. No segundo ensaio, a viga foi carregada, também, até 150 kN. Para este carregamento, a deformação máxima atingida pelos estribos foi cerca de 2,2‰.

Depois da realização do reforço, que foi executado com a viga descarregada, a carga máxima alcançada pela viga foi de 180 kN, quando ela rompeu por escoamento da armadura longitudinal e posterior esmagamento do concreto na seção do meio do vão. A deformação máxima atingida pelos estribos neste ciclo de carga foi de aproximadamente 1,4‰.

Os estribos de chapa colados com largura de 45 mm e 90 mm apresentaram deformação máxima, para a carga de ruptura, de 1,0‰ e 2,8‰, respectivamente.

Os estribos internos e os de chapa de 45 mm de largura não chegaram a escoar quando a viga rompeu, mas os estribos de chapa de 90 mm de largura começaram a escoar na carga de aproximadamente 150 kN.

Na tabela III.8 são mostradas as deformações do estribo mais solicitado nos ensaios da viga sem reforço (1º e 2º ensaios) e da viga reforçada com estribos de chapa colados (6º ensaio) e as deformações máximas dos estribos de chapa colados com largura de 45 mm e de 90 mm, após o reforço.

Observa-se na tabela III.8 que as deformações do estribo interno mais solicitado aumentaram no segundo ensaio, quando o concreto já estava fissurado. Após o reforço, houve, em geral, uma redução dessas deformações, o que indica que os estribos de chapa absorveram parte do esforço cortante atuante na viga, aliviando os estribos internos.

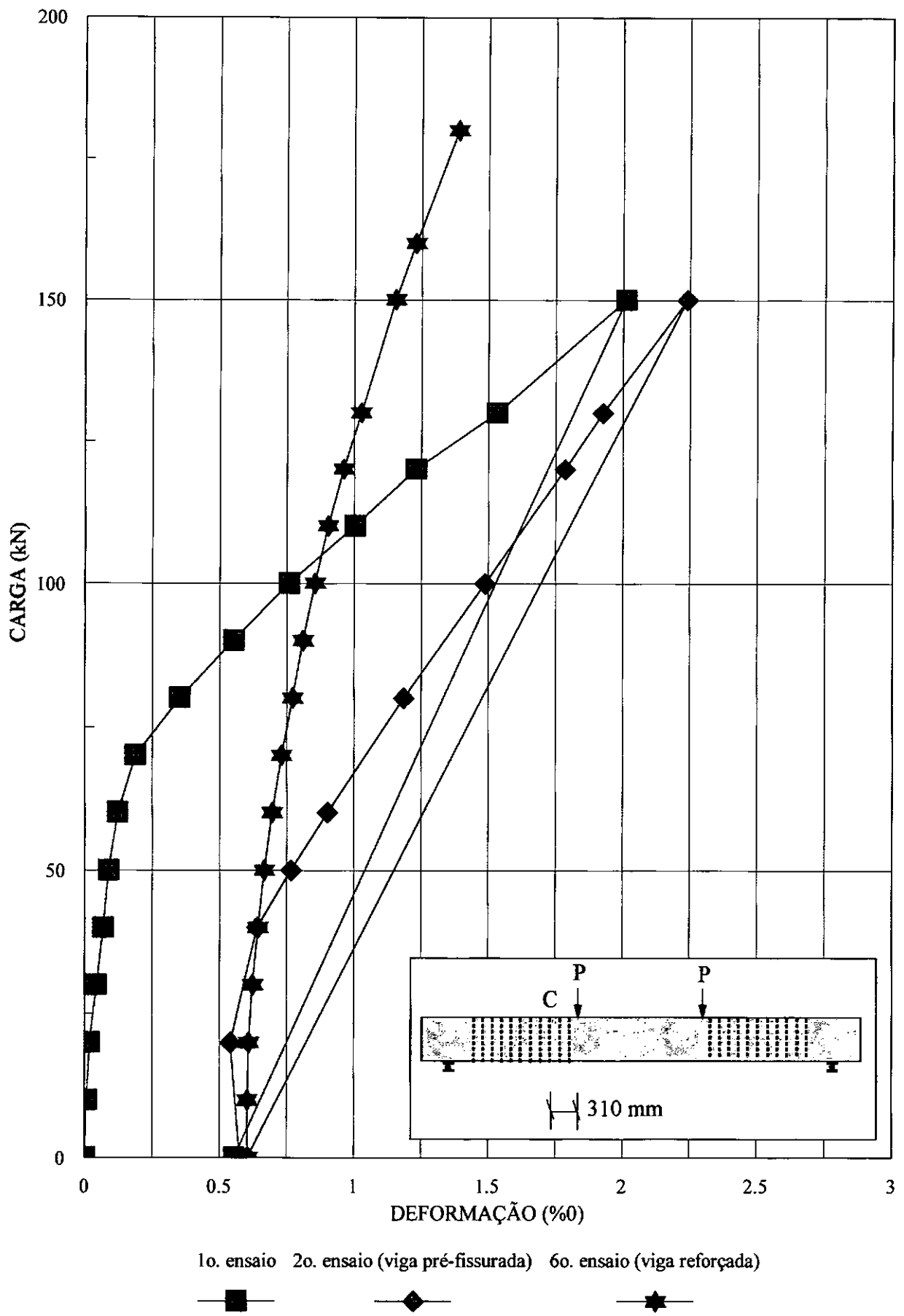


Figura III.18 - Deformações do estribo "C" durante os ensaios da viga V5

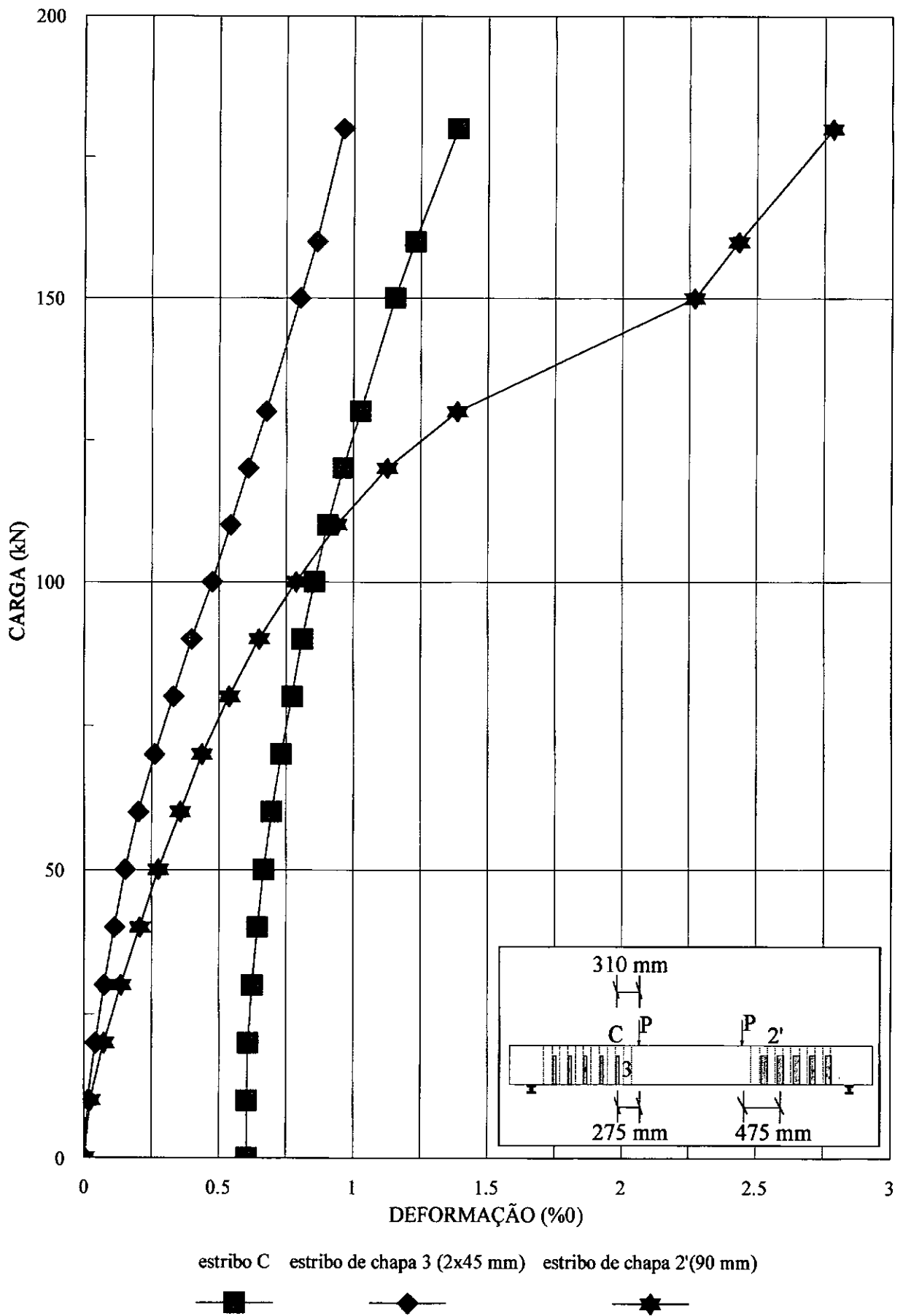


Figura III.19 - Deformações do estribo "C" e dos estribos de chapa 3 e 2' no 6o. ensaio da viga V5

Tabela III.8 - Deformações dos estribos internos e de chapa mais solicitados na viga V5

CARGA (kN)	1º ensaio	2º ensaio	6º ensaio (após reforço)			
	ϵ_{sw} (‰)	ϵ_{sw} (‰)	ϵ_{sw} (‰)	$\Delta\epsilon_{sw}$ (‰)	$\epsilon_{ch,45}$ (‰)	$\epsilon_{ch,90}$ (‰)
0	0,000	0,557	0,605	+0,048	0,000	0,000
20	0,018	0,542	0,610	+0,068	0,042	0,073
40	0,069	0,641	0,645	+0,004	0,114	0,208
50	0,089	0,767	0,668	-0,099	0,154	0,276
60	0,123	0,902	0,697	-0,205	0,202	0,358
80	0,354	1,187	0,773	-0,414	0,333	0,540
100	0,760	1,489	0,856	-0,633	0,476	0,788
120	1,232	1,786	0,962	-0,824	0,609	1,126
130	1,534	1,927	1,027	-0,900	0,676	1,387
150	2,013	2,241	1,155	-1,086	0,801	2,270
180	-	-	1,389	-	0,964	2,783

Comparando as deformações dos estribos de chapa com larguras de 45 mm e de 90 mm, verifica-se que houve uma grande discrepância entre esses valores; as deformações dos estribo de chapa com 90 mm de largura foram muito superiores às dos de 45 mm de largura, o que será discutido no próximo capítulo.

As curvas carga-deformação do estribo mais solicitado (estribo “C”) nos três ciclos de carga e as curvas carga-deformação deste estribo depois do reforço e dos estribos de chapa mais solicitados (chapas “3” e “2’”) são mostradas nas figuras III.18 e III.19, respectivamente. Na figura III.18 é possível notar que as deformações do estribo “C” diminuíram após o reforço.

III.8.2) DEFORMAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL

As vigas V2 e V5 romperam por escoamento da armadura longitudinal e posterior esmagamento do concreto na seção do meio do vão para a carga de 180 kN, inferior à carga de ruptura por flexão teórica que foi de 193 kN para a viga V2 e de 189 kN para a viga V5.

A figura III.20 mostra as curvas carga-deformação típicas da armadura longitudinal na seção do meio do vão das vigas ensaiadas sem reforço e reforçada com estribos de chapa

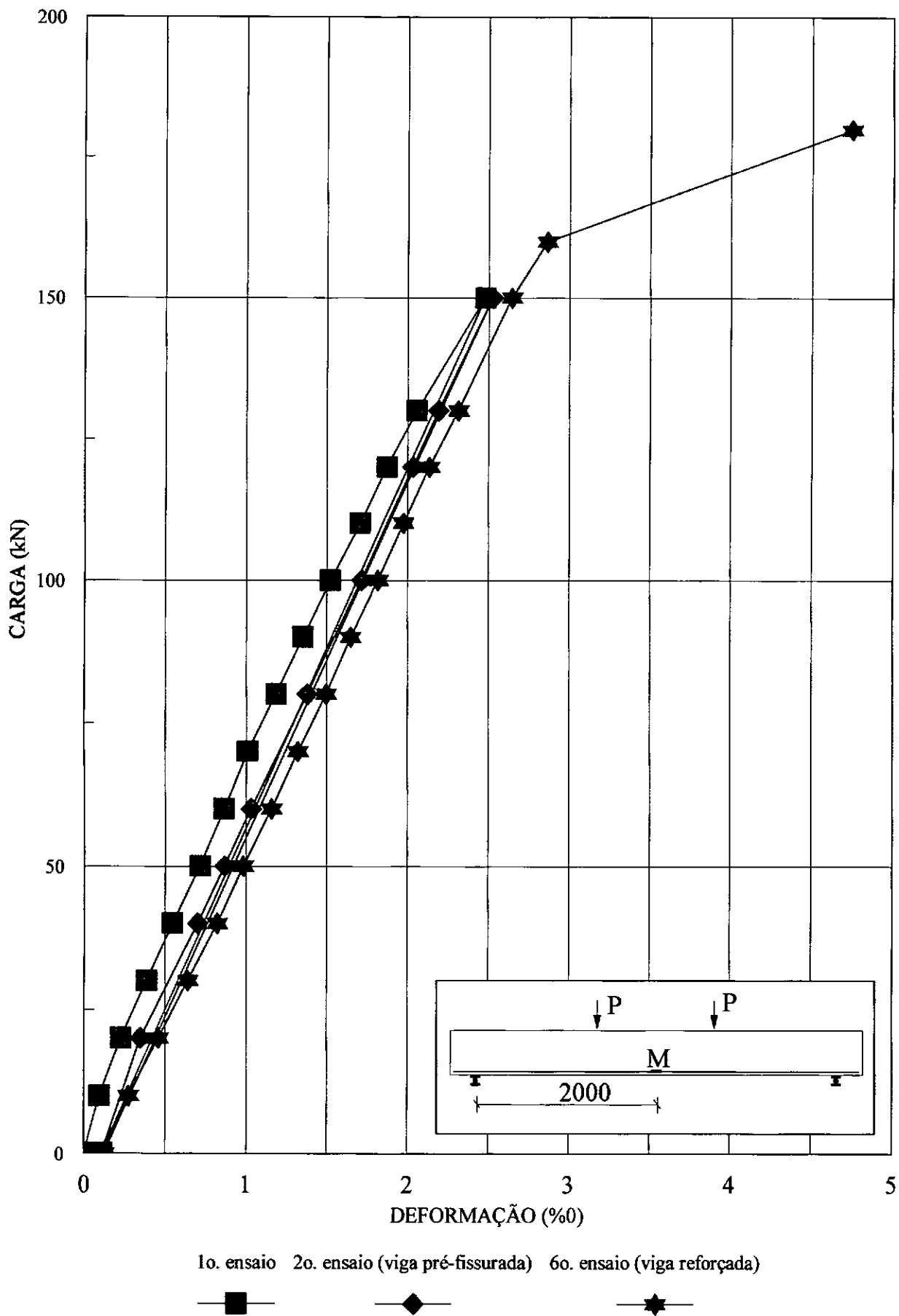


Figura III.20 - Deformações da armadura de flexão no meio do vão típicas das vigas ensaiadas nos três ciclos de carga

colados. Observa-se que não houve diferença apreciável entre as deformações da armadura longitudinal após o reforço.

III.8.3) FLECHA

A figura III.21 mostra as curvas carga-flecha típicas das vigas ensaiadas na seção do meio do vão, nos três ensaios.

Observa-se que houve um pequeno aumento nas flechas medidas após a fissuração do concreto, porém não houve um aumento significativo após o reforço, o que mostra que o reforço não teve influência sobre o comportamento das flechas na referida seção.

III.8.4) DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

Com base nos valores de deformação do concreto nos níveis onde ela foi medida e no valor da deformação da armadura de longitudinal na seção do meio do vão, determinou-se a deformada da seção do meio do vão para a carga máxima do primeiro ensaio, 150 kN. A deformada na seção do meio do vão típica das vigas ensaiadas é mostrada na figura III.22.

A partir dessa deformada, obteve-se o valor da altura da linha neutra na seção do meio do vão das vigas ensaiadas, para a carga de 150 kN, que foi igual a 191 mm.

III.8.5) ABERTURA DE FISSURAS

Os resultados dos ensaios das vigas V2 e V5 com relação à abertura de fissuras de cisalhamento, utilizados por Ventorini no desenvolvimento de tese na qual este aspecto do comportamento das vigas foi avaliado, são relatados em [18].

Como era esperado, para uma mesma etapa de carga, a abertura das fissuras de cisalhamento formadas no primeiro ensaio aumentou no segundo, com o aumento da deformação dos estribos internos, e sofreram redução após o reforço com estribos de chapa colados, quando a deformação dos estribos internos diminuiu.

A abertura máxima das fissuras de cisalhamento apresentadas pelas vigas V2 e V5 após o reforço, para a carga próxima à de ruptura, foram 0,62 mm e 0,70 mm, respectivamente. Tanto nos ensaios das vigas sem reforço quanto nos ensaios com elas reforçadas, as aberturas das fissuras de cisalhamento da viga V5 foram maiores do que as da viga V2. Como a diferença entre as resistências dos concretos das duas vigas era pequena e o espaçamento entre

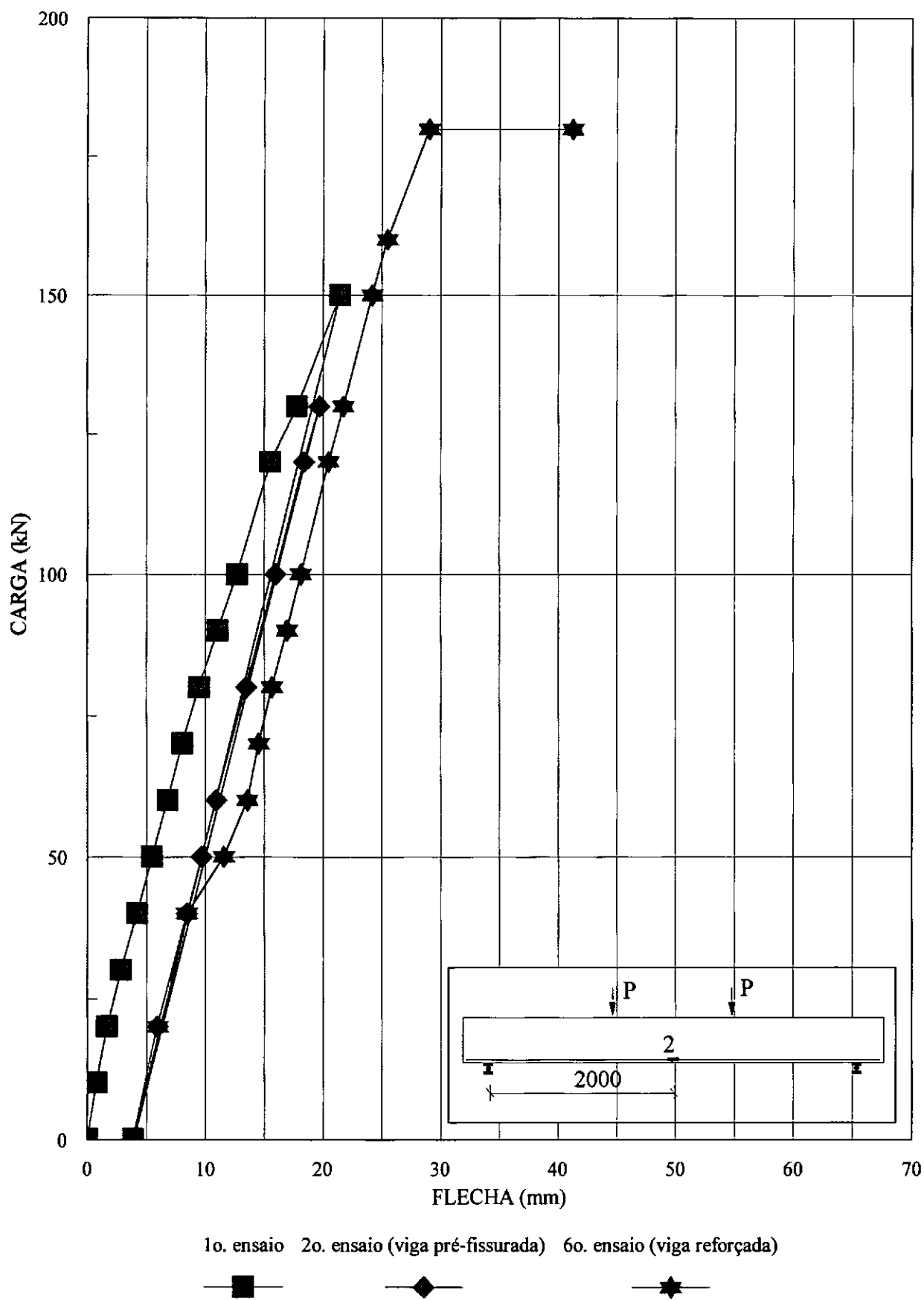
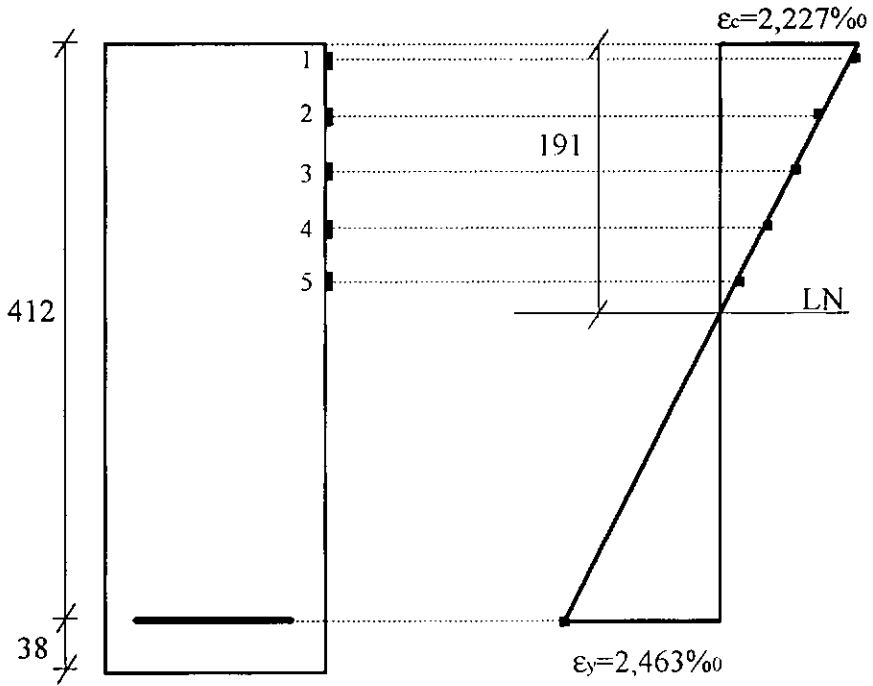


Figura III.21 - Flechas no meio do vão típicas das vigas ensaiadas nos três ciclos de carga



Dimensões em mm

Figura III.22 - Deformada do concreto na seção do meio do vão típica das vigas ensaiadas para a carga de 150 kN no 1o. ensaio

os estribos internos da viga V2 era o dobro do espaçamento dos estribos da viga V5, seria esperado que a abertura máxima da fissura de cisalhamento da viga V2 fosse um pouco maior do que a da viga V5, ao contrário do que ocorreu.

CAPÍTULO IV

ANÁLISE DOS RESULTADOS

IV.1) INTRODUÇÃO

Esse capítulo apresenta a análise dos resultados obtidos nos ensaios das vigas de concreto armado reforçadas ao cisalhamento com estribos de chapa de aço colados com resina epóxi, os quais foram descritos no capítulo III.

Nesta análise, será feita uma comparação entre os resultados experimentais e os teóricos, os quais consideram a compatibilidade entre as deformações dos estribos internos e dos estribos de chapa, tendo em vista estabelecer um procedimento para o cálculo da resistência ao cisalhamento das vigas reforçadas com estribos de chapa colados, que estejam ou não sujeitas a um carregamento quando da execução do reforço.

Será feita, ainda, a verificação das tensões na ligação entre os estribos de chapa e o concreto, de forma a avaliar a manutenção desta ligação e garantir o funcionamento do reforço.

O comportamento das vigas reforçadas ao cisalhamento com estribos de chapa colados será comparado com o de vigas de mesmas características reforçadas por uma técnica alternativa: estribos de vergalhão colados, estudada por Fontes[09].

IV.2) ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os resultados dos ensaios, dados no anexo B e nas figuras III.16 a III.21, mostram que o comportamento das vigas durante os ensaios foi semelhante com relação a todos aspectos observados (deformações dos estribos internos e da armadura de flexão, flechas, abertura de fissuras de cisalhamento e de flexão).

Os estribos internos, que não apresentavam deformações antes do 1º ensaio, quando as vigas ainda não haviam sido fissuradas, passaram a apresentar deformações residuais depois que as vigas foram descarregadas ao final desse ensaio. Nessa ocasião, as deformações residuais do estribo interno mais solicitado das vigas V2 e V5 foram iguais a 0,824‰ e 0,557‰, respectivamente.

No 2º ensaio, quando as vigas já estavam fissuradas, as deformações apresentadas pelos estribos internos foram maiores do que as do 1º ensaio em todas as etapas de carga adotadas. O fato dos estribos internos passarem a ser mais solicitados quando o concreto já estava fissurado indica a diminuição da “contribuição” do concreto na resistência ao cisalhamento da viga. No final do 2º ensaio, após as vigas terem sido descarregadas, os estribos mostraram deformações próximas às que apresentavam no início desse ensaio.

Após o reforço com estribos de chapa colados, que foi realizado com a viga V2 submetida a um carregamento de 50 kN e com a viga V5 descarregada, as vigas foram novamente carregadas a partir da carga na qual foram reforçadas até 180 kN, quando romperam por escoamento da armadura longitudinal e posterior esmagamento do concreto na seção do meio do vão. As deformações apresentadas pelo estribo interno mais solicitado das vigas V2 e V5 durante a execução do reforço foram 1,197‰ e 0,605‰, respectivamente.

Observa-se que, no ensaio das vigas após o reforço, houve uma redução das deformações dos estribos internos em relação ao 2º ensaio, ao passo que os estribos de chapa, inicialmente indeformados, passaram a apresentar deformações à medida que aumentou-se o carregamento, o que mostra que os estribos de chapa passaram a suportar parte do esforço cortante atuante na viga.

Comparando os resultados obtidos dos ensaios das vigas, observou-se que o estribo interno da viga V2 mais solicitado apresentou deformações maiores do que as do estribo interno mais solicitado da viga V5 em todos os níveis de carga dos ensaios das vigas reforçadas e sem reforço. Essa diferença entre as deformações dos estribos internos das vigas ensaiadas ocorreu porque, apesar de ter sido adotada a mesma área de armadura transversal interna em ambas as vigas e das resistências dos concretos destas terem sido aproximadamente iguais, o espaçamento dos estribos internos usado na viga V2 foi o dobro do adotado na viga V5.

Com relação aos estribos de chapa, as deformações dos estribos da viga V5 foram maiores do que as apresentadas pelos estribos de mesma largura da viga V2 em todos os níveis de carga após o reforço. No entanto, para um mesmo carregamento, estes estribos deveriam

apresentar valores de deformações próximos uma vez que foi adotado o mesmo detalhamento dos estribos de chapa em ambas as vigas e que elas tiveram a mesma área de armadura transversal interna e resistências dos concretos aproximadamente iguais. A diferença entre as deformações dos estribos de chapa de mesma largura das vigas ensaiadas foi pequena para os estribos de 45 mm de largura, porém, foi muito grande no caso dos estribos de 90 mm.

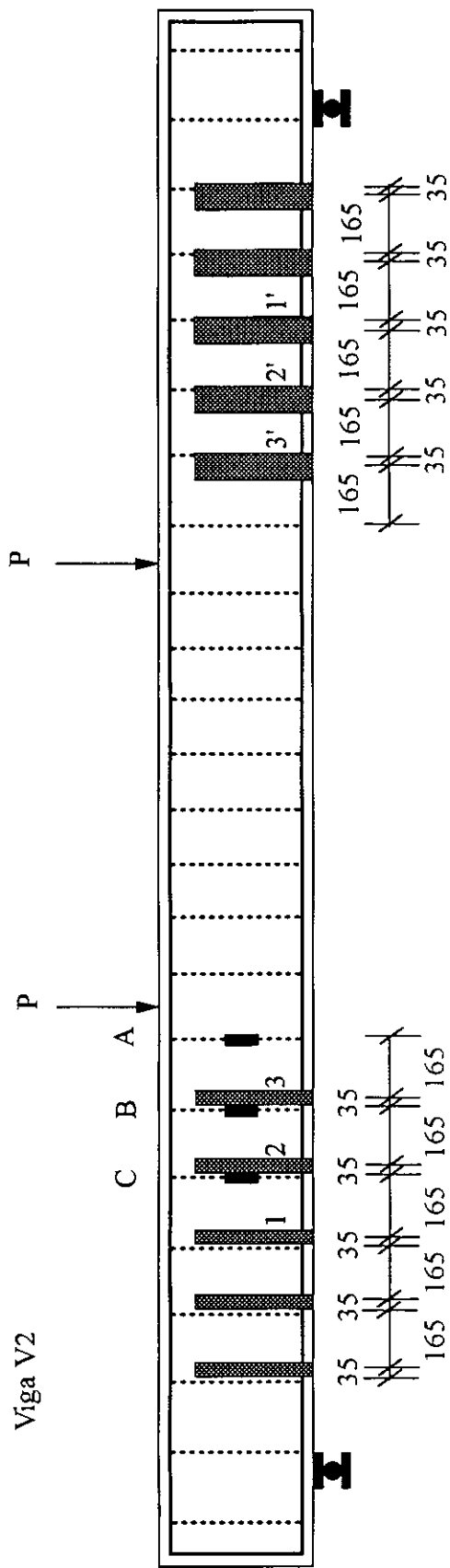
A posição dos estribos de chapa em relação aos internos pode ter causado a diferença entre as deformações dos estribos de chapa de mesma largura das vigas ensaiadas. Os estribos de chapa foram colados com seu eixo distando 35 mm do eixo do estribo interno mais próximo, conforme mostrado na figura IV.1, “cobrindo” uma região de 80 mm do espaçamento entre os estribos internos no caso dos estribos de 90 mm de largura e de 45 mm do espaçamento no caso dos estribos de 45mm. Portanto, como os estribos de 90mm da viga V5 ocuparam quase todo o espaçamento entre os estribos internos (100mm), eles passaram a restringir as fissuras dessa região (que é onde ocorreram as maiores aberturas) e a absorver uma grande parcela do esforço cortante atuante nessa região. Isso, aliado ao fato do estribo de 90mm mais solicitado da viga V5 ter sido colado sobre a fissura de maior abertura da viga, gerou deformações muito elevadas neste estribo, o qual chegou a escoar. Os estribos de 90mm da viga V2 apresentaram deformações menores do que os da viga V5 já que não foram colados numa região tão fissurada quanto os da viga V5 e não ocuparam uma porção muito grande do espaçamento entre os estribos internos (200mm). Como os estribos de 45mm de ambas as vigas “cobriram” uma região do espaçamento entre estribos internos pequena e com fissuras de menor abertura, eles apresentaram deformações próximas.

Houve, ainda, uma discrepância entre as deformações dos estribos de chapa de 45 mm e de 90 mm da mesma viga. De uma forma geral, os estribos de 90mm apresentaram deformações maiores do que os estribos de 45mm em ambas as vigas. Na viga V2, a diferença entre as deformações dos diferentes tipos de estribos de chapa foi pequena, aumentando para níveis de carga mais elevados, chegando a 29% para a carga de ruptura. No entanto, na viga V5, essa diferença foi grande (maior do que 100%), o que ocorreu, provavelmente, devido à grande sollicitação sofrida pelo estribo de 90mm desta viga, conforme dito acima.

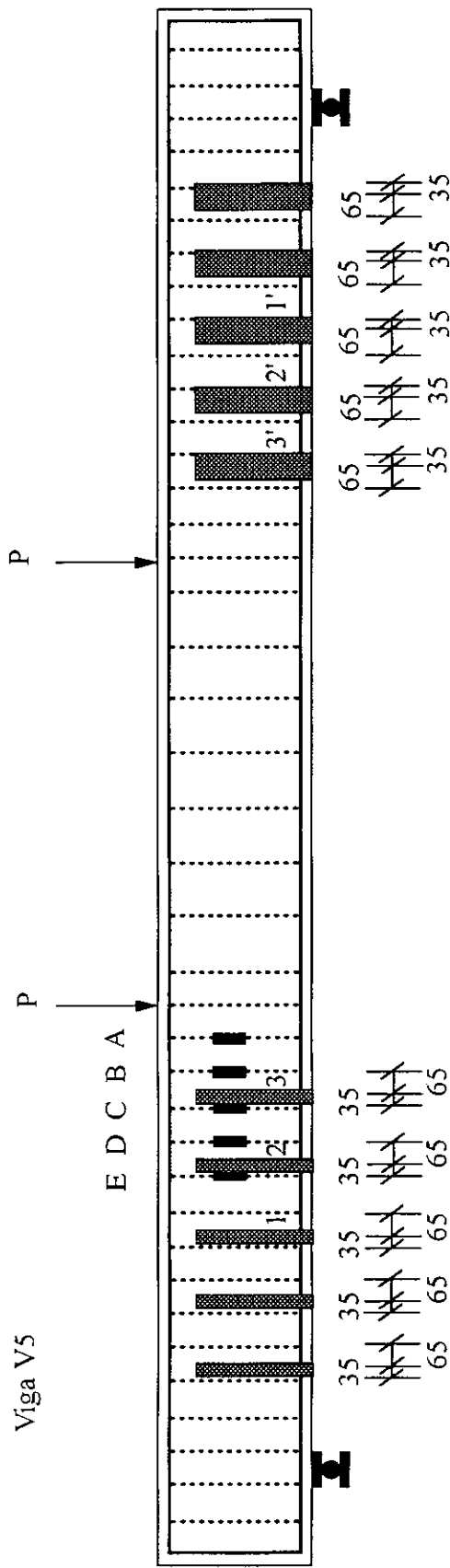
O reforço das vigas não provocou mudanças no comportamento da armadura de flexão ou das flechas.

A abertura das fissuras de cisalhamento formadas no primeiro ensaio aumentou no segundo, com o aumento da deformação dos estribos internos, e sofreu redução após o reforço com estribos de chapa colados, quando a deformação dos estribos internos diminuiu.

Viga V2



Viga V5



Dimensões em mm

Figura IV.1 - Posição dos estribos internos em relação aos estribos de chapas das vigas ensaiadas

IV.3) CÁLCULO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS VIGAS REFORÇADAS COM ESTRIBOS DE CHAPA COLADOS

Os resultados dos ensaios mostraram que a abertura das fissuras de cisalhamento das vigas reforçadas com estribos de chapa colados sofreram uma redução em relação às vigas sem reforço e que não houve a formação de novas fissuras durante o carregamento das vigas após o reforço. Admitindo que as vigas antes e após a execução do reforço encontravam-se em estado fissurado, a resistência ao cisalhamento das vigas reforçadas pode ser obtida a partir do modelo de treliça.

Considerando o modelo de treliça com bielas inclinadas a 45° e $z \cdot \cot\theta \equiv d$, adotado no item III.3.3, o esforço cortante resistido por uma viga de concreto armado com estribos verticais (internos e de chapa), dado pela equação (26), é composto pelo esforço cortante resistido pelo “concreto” (V_c) e pelo esforço cortante resistido pela armadura transversal (V_{sw}).

A parcela V_c é resultante do esforço cortante resistido pelo concreto da região comprimida, do efeito de engrenamento dos agregados e do efeito de pino da armadura longitudinal. Como as vigas apresentavam-se significativamente fissuradas antes de serem reforçadas e a armadura longitudinal já havia apresentado deformações próximas ao escoamento, essa parcela fica sensivelmente reduzida e não será levada em consideração ($V_c=0$). Portanto, a resistência ao cisalhamento das vigas reforçadas será considerada igual ao esforço cortante resistido pela armadura transversal, ficando, assim, a favor da segurança. Logo:

$$V_R = V_{sw, \text{int}} + V_{sw, \text{ch}} \quad (29)$$

onde: $V_{sw, \text{int}}$ é o esforço cortante resistido pelos estribos internos;

$V_{sw, \text{ch}}$ é o esforço cortante resistido pelos estribos de chapa.

Os esforços cortantes resistidos pelos estribos internos e de chapa são dados por:

$$V_{sw, \text{int}} = \frac{A_{sw, \text{int}}}{s} \cdot \sigma_{sw, \text{int}} \cdot d \quad (30)$$

$$V_{sw, \text{ch}} = \frac{A_{sw, \text{ch}}}{s} \cdot \sigma_{sw, \text{ch}} \cdot d \quad (31)$$

onde: $A_{sw,int}/s$ e $A_{sw,ch}/s$ são as áreas das armaduras transversais de estribos internos e de chapas, respectivamente, por unidade de comprimento;

$\sigma_{sw,int}$ e $\sigma_{sw,ch}$ são as tensões máximas que os estribos internos e de chapas, respectivamente, podem atingir.

As tensões $\sigma_{sw,int}$ e $\sigma_{sw,ch}$ são determinadas considerando que haja uma compatibilidade entre as deformações dos estribos internos e dos estribos de chapa quando as vigas são carregadas novamente após o reforço, ou seja, supondo que a variação de deformação desses estribos sejam iguais.

Os estribos internos apresentam uma deformação inicial $\epsilon_{sw,0}$ durante a execução do reforço, seja residual, após a viga ser totalmente descarregada, ou devido às cargas permanentes, após ficar sujeita apenas a esse carregamento. Quando as vigas são novamente carregadas, os estribos internos atingem uma deformação final $\epsilon_{sw,f}$ dada pela soma da deformação inicial $\epsilon_{sw,0}$ com a variação de deformação máxima da armadura transversal ($\Delta\epsilon$).

Os estribos de chapa, que não apresentam deformação durante a execução do reforço, atingem uma deformação final $\epsilon_{ch,f}$, após as vigas serem carregadas novamente, igual à variação de deformação máxima da armadura transversal ($\Delta\epsilon$).

A variação de deformação máxima da armadura transversal ($\Delta\epsilon$) fica limitada pela variação de deformação do estribo que atingir o escoamento primeiro, quando as vigas são novamente carregadas após o reforço, determinando-se, assim, as deformações finais apresentadas pelos estribos internos e de chapa, em função das quais obtêm-se as tensões máximas que atuam nessas armaduras e os esforços que elas resistem.

Os valores efetivos e os valores nominais de deformação específica de escoamento, tensão de escoamento e módulo de elasticidade longitudinal dos estribos internos são dados na tabela IV.1 (ver item III.2.2).

Tabela IV.1 - Valores efetivos e valores nominais das características físicas dos estribos

	Valores Efetivos	Valores Nominais
ϵ_y	3,471‰	2,5‰
f_y	687 MPa	500 MPa
E	198 GPa	200 GPa

A armadura transversal interna nos trechos reforçados das vigas ensaiadas foi composta por um estribo com 5 mm de diâmetro distribuído a cada 100 mm na viga V5 e por dois estribos de 5 mm de diâmetro distribuídos a cada 200 mm na viga V2. A armadura transversal $A_{sw,int}/s$ correspondente a esses estribos considerando os valores efetivos e nominais dos diâmetros das barras foram $0,354 \text{ mm}^2/\text{mm}$ e $0,393 \text{ mm}^2/\text{mm}$, respectivamente.

Como os estribos de chapa apresentaram um patamar de escoamento bem definido, os valores nominais de deformação específica de escoamento, tensão de escoamento e módulo de elasticidade longitudinal serão considerados iguais aos valores efetivos que foram, respectivamente, $1,65\%$, 333 MPa e 201 GPa .

Em ambas as vigas, a armadura transversal de reforço foi composta por estribos de chapa espaçados de 200 mm, dispostos nos vãos de cisalhamento, tendo sido adotados estribos de 45 mm de largura e 2 mm de espessura num dos vãos e, no outro, estribos de 90 mm de largura e 1 mm de espessura, o que correspondeu, em ambos os casos, a uma armadura $A_{sw,ch}/s$ igual a $0,90 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

O aumento da resistência ao cisalhamento da viga reforçada fica limitado não só pela resistência da armadura transversal, mas também pela tensão na biela comprimida, de forma a evitar o esmagamento desta. A tensão na biela comprimida máxima é dada por:

$$\sigma_{cnda} = \frac{V_R}{A_{biela} \times \text{sen}\theta} \quad (32)$$

onde: V_R é o esforço cortante resistente após o reforço;

A_{biela} é a área da biela comprimida;

θ é a inclinação da biela comprimida.

Como $A_{biela} = (z \times \cos\theta) \times b_0$, onde b_0 é a largura do núcleo da viga, compreendido entre os estribos. Tem-se, então:

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = \frac{V_R}{b_0 \times z \times \cos\theta \times \text{sen}\theta} \quad (33)$$

Essa tensão, normalmente, é limitada a $0,6f_c$.

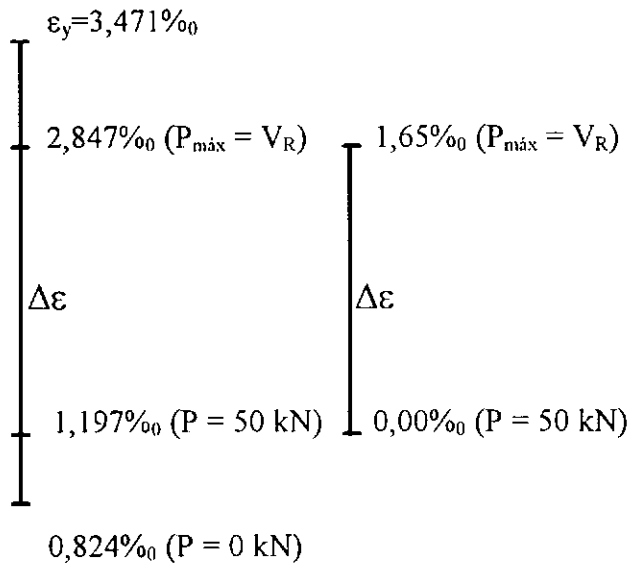
IV.3.1) RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA VIGA V2 APÓS O REFORÇO

Valores Experimentais

O reforço dessa viga foi realizado com ela submetida a um carregamento de 50 kN, correspondente às cargas permanentes. Nessa etapa de carga, a deformação do estribo interno mais solicitado foi 1,197‰ e os estribos de chapa ainda não estavam deformados. Considerando que as deformações específicas de escoamento dos estribos internos e de chapa efetivas foram 3,471‰ e 1,65‰, respectivamente, a variação de deformação máxima que os estribos internos poderiam sofrer até atingir o escoamento seria de 2,274 ‰ e os estribos de chapas poderiam atingir uma variação de deformação de 1,65‰. A variação de deformação máxima da armadura transversal ($\Delta\varepsilon$) deve ficar limitada, então, pelo escoamento dos estribos de chapa, ou seja, $\Delta\varepsilon = 1,65\text{‰}$. Tem-se, então:

$$\varepsilon_{sw,f} = 1,197\text{‰} + 1,65\text{‰} = 2,847\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ch,f} = 1,65\text{‰}$$



$$\sigma_{sw, \text{int}} = \frac{2,847}{1000} \times 198.000 = 564 \text{ MPa}$$

$$V_{sw, \text{int}} = 0,354 \times 10^{-3} \times 564 \times 10^3 \times 0,412 = 82 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sw, \text{ch}} = 333 \text{ MPa}$$

$$V_{sw, \text{ch}} = 0,900 \times 10^{-3} \times 333 \times 10^3 \times 0,412 = 123 \text{ kN}$$

Portanto, o esforço cortante que poderia ser resistido pela viga V2 após o reforço é dado por:

$$V_R = 82 + 123 = 205 \text{ kN}$$

A viga V2 rompeu por escoamento da armadura longitudinal seguido de esmagamento do concreto na seção do meio do vão para a carga de 180 kN. Nessa ocasião, as deformações dos estribos interno e de chapa de 45mm e de 90 mm mais solicitados foram 2,178‰, 0,941‰ e 1,210‰, respectivamente. Tanto os estribos internos quanto os de chapa apresentaram deformações finais menores do que a de escoamento.

Para a carga máxima que poderia atuar nessa viga, a tensão na biela comprimida seria:

$$\sigma_{c\text{máx}} = \frac{205}{0,11 \times 0,412 \times \cos 45^\circ \times \sin 45^\circ} = 9047 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{c\text{máx}} = 9,0 \text{ MPa} < 0,6 f_c = 23,5 \text{ MPa}$$

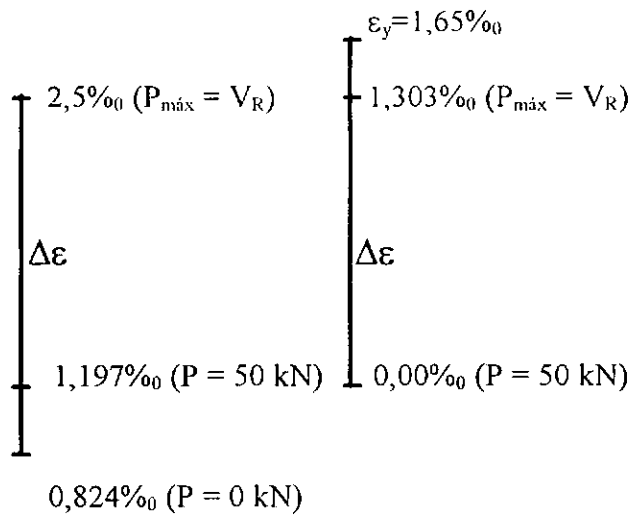
Observa-se, então, que a viga seria capaz de suportar o aumento de carregamento até 205 kN, correspondente à resistência ao cisalhamento após o reforço, sem que houvesse o esmagamento do concreto da biela.

Valores Nominais

Durante a execução do reforço da viga V2, a deformação apresentada pelo estribo interno mais solicitado foi 1,197‰, enquanto que os estribos de chapa ainda não estavam deformados. Considerando os valores nominais das deformações específicas de escoamento dos estribos internos e de chapa, 2,5‰ e 1,65‰, respectivamente, a variação de deformação máxima que os estribos internos poderiam sofrer até atingir o escoamento seria de 1,303 ‰ e os estribos de chapas poderiam atingir uma variação de deformação de 1,65‰. A variação de deformação máxima da armadura transversal ($\Delta\varepsilon$) deve ficar limitada, então, pelo escoamento dos estribos internos, ou seja, $\Delta\varepsilon = 1,303\text{‰}$. Tem-se, então:

$$\varepsilon_{sw,f} = 1,197\text{‰} + 1,303\text{‰} = 2,5\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ch,f} = 1,303\text{‰}$$



$$\sigma_{sw, int} = 500 \text{ MPa}$$

$$V_{sw, int} = 0,393 \times 10^{-3} \times 500 \times 10^3 \times 0,412 = 81 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sw, ch} = \frac{1,303}{1000} \times 201.000 = 262 \text{ MPa}$$

$$V_{sw, ch} = 0,900 \times 10^{-3} \times 262 \times 10^3 \times 0,412 = 97 \text{ kN}$$

Portanto, o esforço cortante que poderia ser resistido pela viga V2 após o reforço, considerando os valores nominais adotados, é dado por:

$$V_R = 81 + 97 = 178 \text{ kN}$$

Esse valor é inferior ao calculado considerando as características das barras obtidas dos ensaios e próximo à capacidade resistente à flexão teórica baseada nos valores nominais dessas características .

IV.3.2) RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA VIGA V5 APÓS O REFORÇO

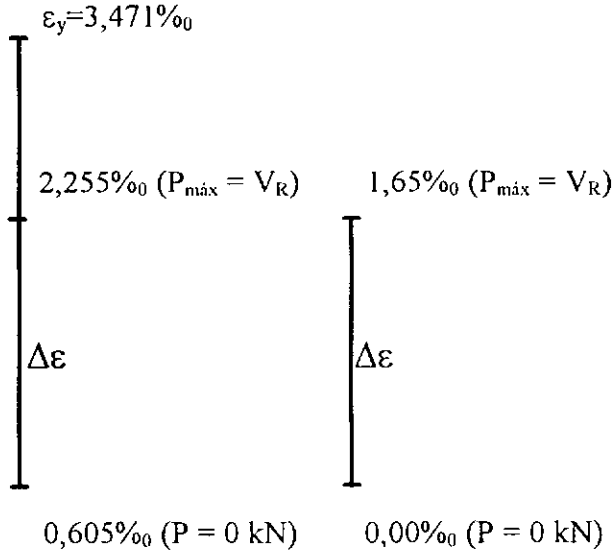
Valores Experimentais

O reforço dessa viga foi realizado com ela descarregada, quando o estribo interno mais solicitado apresentou deformação residual de 0,605‰ e os estribos de chapa não apresentavam deformações. Como as deformações específicas de escoamento dos estribos

internos e de chapa efetivos foram 3,471‰ e 1,65‰, respectivamente, a variação de deformação máxima que os estribos internos poderiam sofrer antes de escoar seria de 2,866‰, enquanto que a variação dos estribos de chapa poderia atingir 1,65‰. A variação de deformação máxima da armadura transversal ($\Delta\varepsilon$) deve ficar limitada, então, pelo escoamento dos estribos de chapa, ou seja, $\Delta\varepsilon = 1,65‰$. Têm-se, então:

$$\varepsilon_{sw,f} = 0,605‰ + 1,65‰ = 2,255‰$$

$$\varepsilon_{ch,f} = 1,65‰$$



$$\sigma_{sw, int} = \frac{2,255}{1000} \times 198.000 = 447 \text{ MPa}$$

$$V_{sw, int} = 0,354 \times 10^{-3} \times 447 \times 10^3 \times 0,412 = 65 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sw, ch} = 333 \text{ MPa}$$

$$V_{sw, ch} = 0,900 \times 10^{-3} \times 333 \times 10^3 \times 0,412 = 123 \text{ kN}$$

Logo, o esforço cortante que poderia ser resistido pela viga V5 após o reforço é dado por:

$$V_R = 65 + 123 = 188 \text{ kN}$$

A viga V5 rompeu por escoamento da armadura longitudinal seguido de esmagamento do concreto na seção do meio do vão para a carga de 180 kN. As deformações finais do estribo interno e dos estribos de chapa de 45mm e de 90mm mais solicitados foram iguais a 1,389‰, 0,964‰ e 2,783‰ respectivamente. Observa-se que apenas o estribo de chapa de 90mm apresentou escoamento.

Para a carga máxima que poderia atuar nessa viga, a tensão na biela comprimida seria:

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = \frac{188}{0,11 \times 0,412 \times \cos 45^{\circ} \times \sin 45^{\circ}} = 8297 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = 8,3 \text{ MPa} < 0,6 f_c = 21,7 \text{ MPa}$$

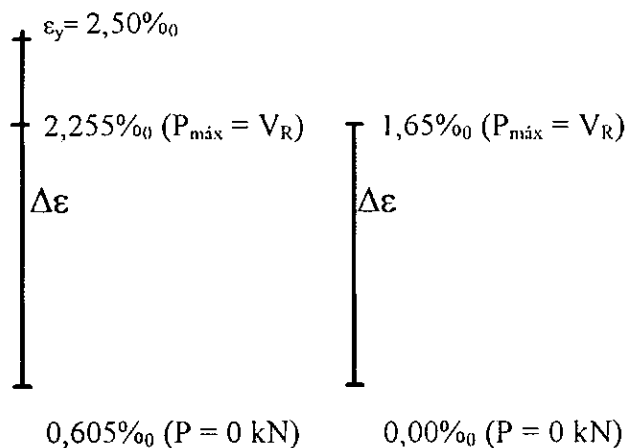
Portanto, a viga seria capaz de resistir ao aumento do carregamento até 188 kN, correspondente à resistência ao cisalhamento após o reforço, sem que houvesse o esmagamento do concreto da biela.

Valores Nominais

Durante a execução do reforço da viga V5, a deformação apresentada pelo estribo interno mais solicitado foi 0,605‰; nessa ocasião, os estribos de chapa ainda não estavam deformados. Considerando que os valores nominais das deformações específicas de escoamento dos estribos internos e de chapa são, respectivamente, 2,5‰ e 1,65‰, a variação de deformação máxima que os estribos internos poderiam sofrer antes de escoar seria de 1,895‰, enquanto que a variação que os estribos de chapa poderiam atingir seria igual a 1,65‰. A variação de deformação máxima da armadura transversal ($\Delta\varepsilon$) deve ficar limitada, então, pelo escoamento dos estribos de chapa, ou seja, $\Delta\varepsilon = 1,65\text{‰}$. Tem-se, então:

$$\varepsilon_{sw,f} = 0,605\text{‰} + 1,65\text{‰} = 2,255\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ch,f} = 1,65\text{‰}$$



$$\sigma_{\text{sw, int}} = \frac{2,255}{1000} \times 200.000 = 451 \text{ MPa}$$

$$V_{\text{sw, int}} = 0,393 \times 10^{-3} \times 451 \times 10^3 \times 0,412 = 73 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{sw, ch}} = 333 \text{ MPa}$$

$$V_{\text{sw, ch}} = 0,900 \times 10^{-3} \times 333 \times 10^3 \times 0,412 = 123 \text{ kN}$$

Portanto, o esforço cortante que poderia ser resistido pela viga V5 após o reforço, considerando os valores nominais adotados, é dado por:

$$V_r = 73 + 123 = 196 \text{ kN}$$

Esse valor é superior ao calculado considerando as características das barras obtidas dos ensaios e também é superior à capacidade resistente à flexão teórica baseada nos valores nominais dessas características.

IV.4) VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO ESTRIBO DE CHAPA-COLA-CONCRETO

Nesta análise será assumido que o recobrimento da seção de concreto é solicitado apenas pelas tensões cisalhantes provenientes da ligação chapa-cola-concreto e que as tensões de compressão diagonal atuam somente no núcleo da seção.

Quando uma viga de concreto armado reforçada com estribos de chapa colados é solicitada ao esforço cortante, surgem tensões cisalhantes nas áreas de contacto entre o concreto e a cola e entre a cola e os estribos de chapa que transmitem parte do esforço cortante para esses estribos, tracionando-os. Tal comportamento pôde ser comprovado nos ensaios, uma vez que observou-se que as deformações dos estribos de chapa aumentaram com o crescimento do carregamento, mostrando que esses estribos estavam sendo submetidos a uma força de tração que aumentava conforme o carregamento era incrementado.

As tensões cisalhantes geradas nas interfaces cola-concreto e cola-estribo de chapa são orientadas como indicado na figura IV.2 de forma a possibilitar a transmissão de parte do esforço cortante atuante na viga para os estribos de chapa e permitir o equilíbrio de forças em cada interface.

Considerando o equilíbrio entre a força de tração atuante no estribo de chapa e a tensão cisalhante gerada na interface cola-chapa, tem-se:

$$T = \int \tau(x) \cdot dA \quad (34)$$

onde: T é a a força de tração que atua no estribo de chapa;

$\tau(x)$ é tensão cisalhante gerada na interface cola-chapa;

x é distância a partir da meia altura do estribo de chapa.

Supondo que a distribuição de tensões cisalhantes na interface cola-chapa seja uniforme, a expressão (34) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$T = \tau \cdot \left(\frac{1}{2} \times h_{ch} \times b_{ch} \right) \quad (35)$$

onde: τ é a tensão cisalhante na interface cola-chapa, suposta constante;

b_{ch} é a largura do estribo de chapa;

h_{ch} é a altura do estribo de chapa.

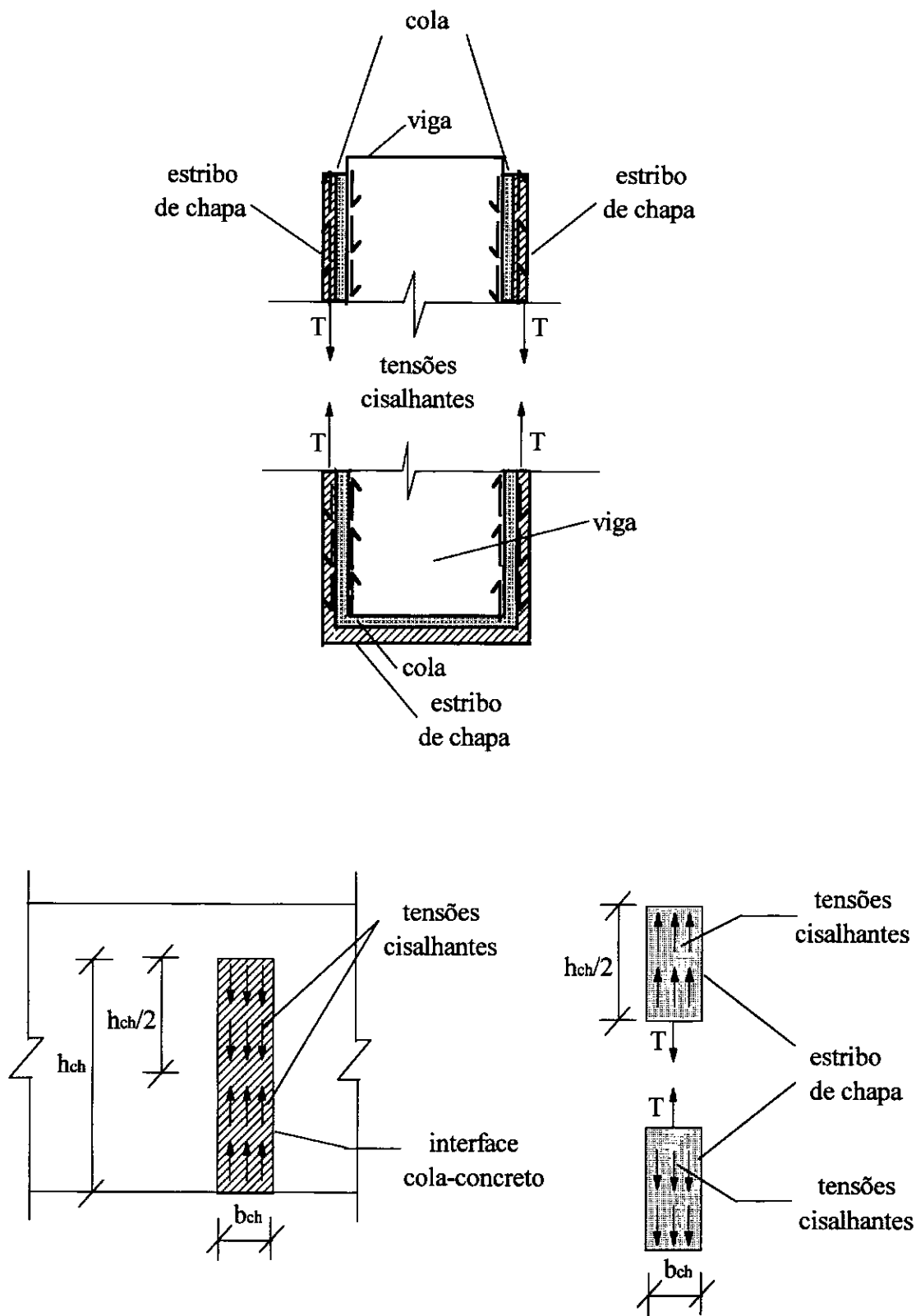


Figura IV.2 -Distribuição de tensões cisalhantes na ligação estribo de chapa- concreto-cola

Logo, a tensão cisalhante que atua na interface cola-chapa é dada por:

$$\tau = \frac{T}{\frac{1}{2} \times b_{ch} \times h_{ch}} \quad (36)$$

A força de tração máxima que pode atuar no estribo de chapa é igual a:

$$T_{máx} = f_{y, ch} \times (b_{ch} \times t_{ch}) \quad (37)$$

onde: $f_{y, ch}$ é a tensão de escoamento da chapa;

t_{ch} é a espessura do estribo de chapa.

Portanto, a tensão cisalhante máxima ($\tau_{máx}$) que pode atuar na ligação entre a cola e o chapa é dada por:

$$\tau_{máx} = \frac{f_{y, ch} \times (b_{ch} \times t_{ch})}{\frac{1}{2} \times b_{ch} \times h_{ch}} \quad \therefore \quad \tau_{máx} = \frac{2 \times f_{y, ch} \times t_{ch}}{h_{ch}} \quad (38)$$

Considerando que as tensões cisalhantes geradas nas interfaces cola-chapa e cola-concreto sejam iguais (ver anexo A), a tensão cisalhante atuante na interface cola-concreto também é dada pela expressão (38). Como o concreto é o elemento mais frágil da ligação concreto-cola-estribo de chapa, conforme visto em [05], a eficiência dessa ligação fica limitada, então, pela resistência do concreto.

De acordo com o critério de Mohr-Coulomb, a tensão cisalhante máxima na interface cola-concreto, $\tau_{máx}$, deve ser limitada à resistência à tração do concreto (f_{ct}).

Nas vigas ensaiadas, a tensão de escoamento da chapa foi de 333 MPa e foram adotados dois tipos de estribos de chapa diferentes, um com 45 mm de largura e 2 mm de espessura num dos vãos de cisalhamento e outro com 90 mm de largura e 1 mm de espessura no outro vão. A tensão cisalhante máxima na área de contacto entre a cola e o concreto onde esses estribos foram colados é dada por:

Estribos de chapa de 45 mm de largura

$$\tau_{máx} = \frac{2 \times 333 \times 2}{425} = 3,13 \text{ MPa}$$

Essa tensão é inferior à resistência à tração do concreto das vigas ensaiadas, que é igual a 3,3 MPa para a viga V2 e 3,5 MPa para a viga V5.

Estribos de chapa de 90 mm de largura

$$\tau_{máx} = \frac{2 \times 333 \times 1}{425} = 1,57 \text{ MPa}$$

Essa tensão, também, é inferior à resistência à tração do concreto das vigas ensaiadas.

Portanto, como para os estribos de chapa adotados, as tensões geradas na ligação entre os estribos e o concreto não ultrapassam a resistência à tração deste, os estribos deveriam trabalhar juntamente com a viga até a ruptura por flexão ou por esforço cortante, o que foi confirmado pelas deformações dos estribos de chapa, que cresceram durante todo o ensaio de ambas as vigas.

IV.5) ANÁLISE DOS RESULTADOS

IV.5.1) COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS

Viga V2

Para a carga de 205 kN, correspondente à resistência ao cisalhamento teórica da viga V2 após o reforço, os valores teóricos de deformações dos estribos internos e dos estribos de chapa seriam:

$$\varepsilon_{sw} = 2,847\%_0$$

$$\varepsilon_{ch,45} = \varepsilon_{ch,90} = 1,65\%_0$$

Porém, a viga V2 rompeu por flexão para a carga de 180 kN quando os estribos internos e os de chapa apresentavam as seguintes deformações:

$$\varepsilon_{sw} = 2,178\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ch,45} = 0,941\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ch,90} = 1,210\text{‰}$$

Essas deformações foram menores do que as calculadas para a carga de 205 kN como seria esperado, uma vez que a viga rompeu por flexão antes de alcançar essa carga. Considerando a hipótese de compatibilidade de deformações entre os estribos internos e de chapa, a variação de deformação dos estribos ($\Delta\varepsilon$) para a carga de ruptura da viga seria:

$$180 = \frac{(1,197 + \Delta\varepsilon)}{1000} \times 198 \times 10^6 \times 0,354 \times 10^{-3} \times 0,412 + \frac{\Delta\varepsilon}{1000} \times 201 \times 10^6 \times 0,900 \times 10^{-6} \times 0,412$$

$$\therefore \Delta\varepsilon = 1,406\text{‰}$$

e as deformações finais dos estribos para a carga de 180 kN seriam dadas por:

$$\varepsilon_{sw} = 2,603\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ch,45} = \varepsilon_{ch,90} = 1,406\text{‰}$$

Os valores teóricos de deformações finais para a carga de 180 kN foram maiores do que os obtidos nos ensaios. O fato dos estribos internos e de chapa terem apresentado solicitações menores do que as previstas indica que o concreto resistiu a parte do esforço cortante atuante na viga, ao contrário do que foi considerado no cálculo teórico.

Do cálculo da resistência ao cisalhamento da viga V2, dado no item IV.3.1, observa-se que o reforço dessa viga deveria ser limitado pelo escoamento dos estribos de chapa e que quando isto ocorresse os estribos internos ainda não estariam escoando. Considerando os resultados obtidos nos ensaios, verifica-se que o estribo de chapa mais solicitado

$\left(\frac{1,21}{1,65} = 0,73\right)$ chegou mais perto do escoamento do que o estribo interno mais solicitado

$\left(\frac{2,178}{3,471} = 0,63\right)$.

Viga V5

Para a carga de 188 kN relativa à resistência ao cisalhamento teórica da viga V5 após o reforço, as deformações teóricas dos estribos internos e dos estribos de chapa seriam dadas por:

$$\varepsilon_{sw} = 2,255\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ch,45} = \varepsilon_{ch,90} = 1,65\text{‰}$$

A viga V5 rompeu por flexão na etapa de carga de 180 kN e as deformações dos estribos internos e dos de chapa foram :

$$\varepsilon_{sw} = 1,389\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ch,45} = 0,964\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ch,90} = 2,783\text{‰}$$

A viga V5 praticamente alcançou a carga relativa à resistência ao cisalhamento teórica ($\frac{180}{188} = 0,96$), porém, as deformações previstas foram menores do que as obtidas nos ensaios no caso dos estribos internos e de chapa de 45mm de largura. O estribo de chapa de 90mm mais solicitado apresentou uma deformação maior do que a teórica, o que ocorreu devido a esse estribo ter restringido uma fissura de grande abertura numa região sem estribo interno. O fato dos estribos internos e dos estribos de chapa, de uma forma geral, terem apresentado deformações menores do que as previstas mostra que o concreto resistiu a parte do esforço cortante atuante na viga contrariamente ao que foi suposto no cálculo teórico.

Observa-se, tanto pelos valores teóricos quanto pelos experimentais, que os estribos de chapa apresentaram deformações bem mais próximas a de escoamento do que os estribos internos, tendo o estribo de 90mm de largura, inclusive, escoado.

Comparando os resultados obtidos para as duas vigas, verifica-se que as deformações dos estribos internos da viga V2 foram bem maiores do que as dos estribos da viga V5, o que mostra, como esperado, que quando o reforço é realizado com a viga descarregada, os estribos internos atingem deformações bem inferiores a de escoamento, apresentando um nível de tensão baixo, enquanto que os estribos de chapa alcançam tensões próximas ao escoamento e, portanto, o esforço resistido pelos estribos internos é baixo enquanto que os estribos de chapa são mais solicitados.

IV.5.2) COMPARAÇÃO ENTRE O REFORÇO COM ESTRIBOS DE CHAPA COLADOS E O REFORÇO COM ESTRIBOS DE VERGALHÃO COLADOS

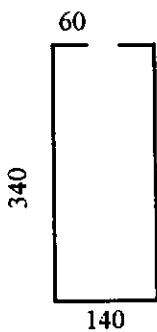
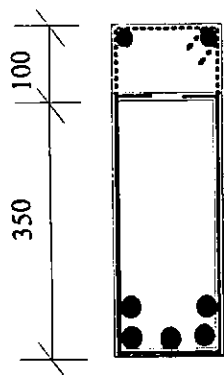
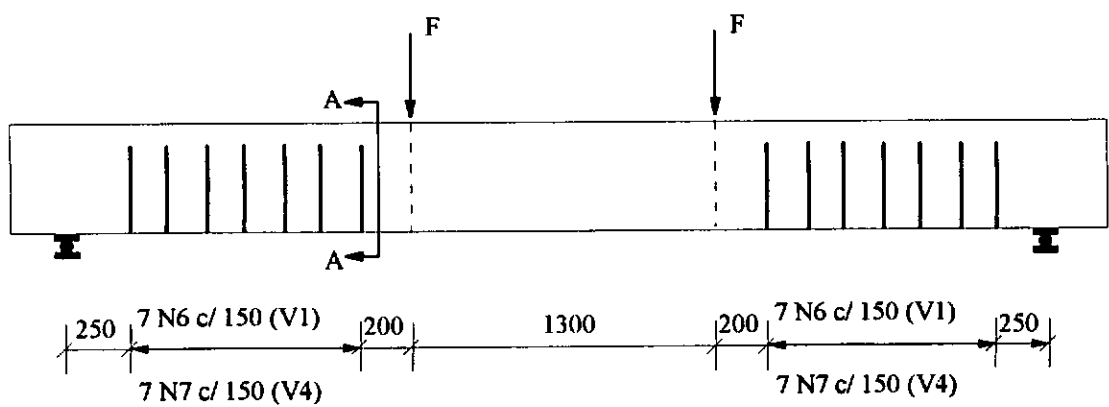
O comportamento de vigas de concreto armado reforçadas ao cisalhamento com estribos de chapa colados será comparado com o de vigas submetidas a uma técnica de reforço alternativa, adotando estribos de vergalhão colados com resina epóxi. Esse método de reforço analisado por Fontes[09] em estudo realizado no laboratório da COPPE/ UFRJ, no qual avaliaram-se os resultados dos ensaios de duas vigas com as mesmas características geométricas e de detalhamento de armadura interna adotadas no presente trabalho. Numa das vigas, a V1, foi adotado o mesmo detalhamento de armadura da viga V5 e na outra, a V4, o utilizou-se o mesmo detalhamento da viga V2.

A viga V1 foi reforçada com estribos de vergalhão colados de 6,3mm de diâmetro distribuídos a cada 150mm, correspondendo a uma armadura transversal por unidade de comprimento de $0,42 \text{ mm}^2/\text{mm}$. Na viga V4 adotaram-se estribos de vergalhão colados de 8mm de diâmetro distribuídos a cada 150mm, obtendo-se uma armadura transversal por unidade de comprimento de $0,67 \text{ mm}^2/\text{mm}$ (ver figura IV.3). A tensão de escoamento dos estribos de 6,3mm e de 8mm foram 606 MPa e 684 MPa, respectivamente.

O reforço da viga V1 foi realizado com ela submetida a duas cargas concentradas de 50 kN aplicadas nos terços do vão, semelhantemente às condições de reforço da viga V2. Na viga V4, o reforço foi executado com ela descarregada como feito na viga V5.

O comportamento dos estribos internos das vigas submetidas ao reforço com estribos de vergalhão colados foi semelhante ao apresentado pelos estribos das vigas reforçadas com estribos de chapa colados: as deformações dos estribos internos aumentaram conforme as vigas foram sendo submetidas aos sucessivos ciclos de cargas durante a sua fissuração, antes da realização do reforço, indicando a diminuição da contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento da viga. Após a realização do reforço, as deformações desses estribos diminuíram em relação ao ciclo de carga anterior, mostrando que os estribos de reforço estavam resistindo a parte do esforço cortante atuante na viga.

Os estribos de vergalhão colados, assim como os estribos de chapa, apresentaram deformações crescentes durante todo o ensaio até a ruptura por flexão em ambas as vigas, o que indica que eles trabalharam em conjunto com os estribos internos até a ruptura da viga, mostrando que houve a perfeita aderência entre os estribos de vergalhão e o concreto, permitindo a transmissão de tensões da viga para esses estribos.



N6 - 14 ϕ 6,3 - 940



N7 - 14 ϕ 8 - 940

CORTE A-A (estribos de reforço)

Dimensões em mm

Figura IV.3 - Detalhes da armadura de reforço com estribos de vergalhões colados[09]

IV.6) CONCLUSÕES

Com base nos resultados apresentados nesse capítulo, pode-se concluir que o reforço ao cisalhamento de vigas de concreto armado com estribos de chapa colados é efetivo, seja ele realizado com a viga descarregada ou submetida a um carregamento permanente.

Observou-se nos ensaios que houve uma redução na deformação dos estribos internos após o reforço, que foi acompanhada de um aumento da deformação dos estribos de chapa, indicando que parte do esforço cortante atuante na viga passou a ser resistido pelos estribos de chapa, ou seja, esses estribos funcionaram em conjunto com os estribos internos. A redução da deformação dos estribos internos após o reforço permitiu que houvesse um aumento do carregamento atuante na viga sem que houvesse o escoamento dos estribos internos, como ocorreria se a viga não tivesse sido reforçada.

O aumento da deformação dos estribos de chapa durante o carregamento das vigas, após o reforço, mostra que esses estribos funcionaram em todo o ciclo de carga e, portanto, a ligação entre eles e as vigas foi mantida, estando de acordo com o resultado teórico dado em IV.4, segundo o qual as tensões cisalhantes na ligação seriam inferiores à resistência à tração do concreto das vigas ensaiadas, para os dois tipos de estribos de chapa adotados, e, portanto, não deveria haver ruptura da ligação.

Como não ocorreu problemas de descolamento entre os estribos de chapa e as vigas, não havia necessidade de usar chumbadores nas extremidades destes, conforme já era esperado, uma vez que foram adotadas chapas finas, as quais, conforme visto no item II.2, não têm tendência a apresentar esse tipo de problema. Os chumbadores foram utilizados apenas para que os estribos não deslizassem durante o período de cura da cola.

O grau de fissuração e a largura dos estribos de chapa têm influência sobre o comportamento da viga reforçada. A posição dos estribos de chapa em relação aos internos é outro fator que influencia o comportamento da viga após o reforço.

Para adoção desse tipo de reforço em vigas existentes é necessário que se conheça o detalhamento de sua armadura, seja por meio do projeto estrutural ou de uma inspeção na viga, se este não existir ou não estiver disponível. Com relação aos valores das características físicas dessa armadura, sugere-se que sejam adotados os valores dados pelos fabricantes na época da construção da viga (valores nominais). Em alguns casos, em função do estado de conservação da viga, deve ser feita uma avaliação da armadura existente, de forma a verificar se ela ainda apresenta condições de trabalho.

Para fins de dimensionamento sugere-se que se proceda ao cálculo da resistência ao cisalhamento da viga reforçada, adotando os valores nominais das características físicas das armaduras (existente e de reforço) como disposto no item IV.3 (minoradas dos coeficientes de segurança adotados no cálculo de estruturas novas), onde foi considerado o modelo de treliça com bielas comprimidas a 45°. Como a contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento da viga reforçada é difícil de ser quantificada, uma vez que ela depende de vários fatores que são variáveis conforme o grau de fissuração da viga, é sugerido, no item IV.3, que essa contribuição seja desprezada.

Na utilização desse tipo de reforço, deve-se, ainda, observar que a tensão de compressão na biela deve ser limitada de forma a evitar o seu esmagamento, conforme visto no item IV.3. Se o aumento do carregamento da viga permitido pelo seu reforço gerar uma tensão de compressão na biela superior à admissível, esse reforço não deve ser executado. Embora a resistência à compressão do concreto possa ser estimada em função do tipo de obra e da época em que foi construída, é indicado que seja feita uma avaliação da mesma, principalmente quando o concreto não apresenta bom estado de conservação.

Conforme visto no item IV.4, na interface cola-concreto atuam tensões cisalhantes que podem provocar a ruptura da ligação entre os estribos de chapa e o concreto, se elas ultrapassarem a resistência à tração deste. De acordo com a expressão (38), essas tensões são proporcionais à tensão de escoamento e à espessura da chapa e inversamente proporcionais à altura da perna dos estribos de chapa. Como a tensão de escoamento e a altura da perna dos estribos são valores relativamente fixos em função de razões práticas, é aconselhável que sejam adotados estribos de chapa de menor espessura possível, de forma a se obter tensões cisalhantes baixas.

CAPÍTULO V

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir do estudo experimental desenvolvido, pode-se concluir que é possível aumentar a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado, descarregadas ou submetidas a algum carregamento, usando estribos de chapa de aço, com 1mm ou 2mm de espessura, colados à superfície do concreto com resina epóxi.

Após o reforço com estribos de chapa colados, há uma redução da deformação dos estribos internos, permitindo que a viga seja submetida a cargas mais elevadas sem que haja o escoamento desses estribos.

A diminuição da deformação dos estribos internos e o aumento da deformação dos estribos de chapa ocorridos durante o carregamento da viga após o reforço, mostram que o esforço cortante atuante na viga é resistido pelos estribos internos e pelos estribos externos de chapas.

Para as vigas reforçadas sob as condições descritas e carregadas conforme indicado no capítulo 3, não houve qualquer indício de descolamento ou arrancamento dos estribos de chapa, conforme previsto em IV.4.

O carregamento atuante na viga durante a execução do reforço, o grau de fissuração da viga, a largura dos estribos de chapa e a posição deles em relação aos estribos internos influenciam o comportamento da viga reforçada.

O reforço com estribos de chapa colados reduz sensivelmente a abertura das fissuras de cisalhamento existentes, como seria esperado, uma vez que, o nível de deformação da armadura transversal diminui.

No dimensionamento do reforço de vigas de concreto armado com estribos de chapa colados, sugere-se que sejam adotados os procedimentos descritos em IV.6, atendendo aos estados limites último e de serviço adotados no dimensionamento de estruturas novas. Recomenda-se, ainda, que para a armadura necessária sejam adotados estribos o mais

estreitos e de menor espessura possível, de forma a obter um melhor funcionamento e evitar a ruptura da ligação.

Além dos aspectos de detalhamento da armadura de reforço, para garantir a eficácia da ligação entre os estribos de chapa e a viga, deve-se, ainda, observar os seguintes cuidados durante a execução do reforço:

- As superfícies dos estribos de chapa devem ser lixadas e limpas com produto químico adequado, de forma a remover óleo, ferrugem ou qualquer outro tipo de substância que possa prejudicar a aderência .
- As superfícies da viga onde serão colados os estribos de chapa devem ser escareadas, limpas com escova de aço e submetidas a jato de ar comprimido, de forma a produzir uma superfície irregular e isenta de partículas desagregadas e poeira.
- A cola deve ser aplicada homogeneamente nas superfícies dos estribos de chapa e da viga , formando uma camada de espessura constante de aproximadamente 1mm.
- Os estribos de chapa devem ser presos nas extremidades por chumbadores de expansão para impedir que eles deslizem durante a cura da cola e para manter uma pressão constante nos estribos durante esse período, de forma a garantir a aderência entre os estribos, a cola e a viga.

O reforço com estribos de chapa colados é fácil e rápido de executar e não produz alterações significativas nas dimensões da viga reforçada, além de não ser necessária uma obstrução do local onde é realizado o reforço. Esses fatores, aliados ao baixo custo com materiais e mão-de-obra, tornam esse método muito indicado para reforço em estruturas que não podem sofrer alteração de dimensões ou que não podem ter seu uso interrompido por muito tempo.

As fotografias da execução do reforço com estribos de chapa colados das vigas ensaiadas, dadas no anexo C, mostram a facilidade de aplicação dessa técnica.

Este método de reforço apresenta algumas desvantagens, tais como não permitir a visualização das fissuras sob os estribos de chapa ou, ainda, uma possível corrosão da face interna do estribo de chapa, causada pelo acúmulo de água que eventualmente penetre pelas fissuras entre os estribos de chapa e a cola. Outra desvantagem apresentada por esse tipo de reforço é a baixa resistência a altas temperaturas, podendo deixar de funcionar em situação de incêndio; por esse motivo e para proteger da corrosão e da penetração de umidade, recomenda-se que as superfícies externas e os bordos dos estribos de chapa recebam um tratamento adequado e que se adotem estribos feitos de chapa galvanizada.

É indicado que se faça um tratamento estético da chapa e da superfície da viga, como por exemplo uma pintura, de forma a evitar o desconforto visual e psicológico produzido pelo reforço da viga. Outras opções, que além de produzir efeito estético, protegem a chapa são: a colagem dos estribos de chapa na região do cobrimento da armadura interna e o recobrimento dos estribos com argamassa.

Apesar de ter sido verificado que a técnica de reforço com estribos de chapa de aço colados é efetiva, ainda são necessários outros estudos para que se possa fazer uma avaliação mais profunda sobre o comportamento das vigas reforçadas. Alguns aspectos, tais como o carregamento atuante na viga durante a execução do reforço, o grau de fissuração da viga, a largura dos estribos de chapa e a posição deles em relação aos estribos internos, que conforme observou-se, influenciam no comportamento da viga após o reforço, devem ser melhor analisados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ALEXANDRE, A. L. C. ; CARAVELLO, F. ; REIS, M. S. C. ; CORREIA, S. B. - "Comprovação Experimental do Comportamento Resistente de Vigas de Concreto Armado com Reforço Estrutural". Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 1988, Rio de Janeiro, Brasil, 99 p.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR-6118 - "Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado". 1980, Brasil, 76p.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR-6152 - "Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração de Materiais Metálicos - Método de Ensaio". 1980, Brasil, 14p.
- [04] BRESSON, J. - "Nouvelles Recherches et Applications Concernant l'Utilisation des Collages Dans les Structures. Béton Plaqué". Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, nº 278, Février, 1971, France, p. 21-55.
- [05] BRESSON, J. - "The use of plated concrete". Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, nº 349, April, 1977, France, 12p.
- [06] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (CEB), Bulletin d'Information nº 162 - "Assessment on Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading". 1983, London, 288p.
- [07] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (CEB), CEB-FIP Model Code 1990 - "Design Code". 1993, Lausanne, London, 437p.
- [08] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (CEB), GTG21 - Sem Título, documento provisório para o Código de Projecto do Reforço e/ou Reparação de Estruturas de Betão, "0" Draft, 1988, 367p.
- [09] FONTES, P. C. T. - "Reforço de Vigas ao Esforço Cortante por Vergalhões Colados". Tese M. Sc., COPPE/UFRJ, Outubro, 1996, Rio de Janeiro, Brasil, 112p.
- [10] HUSSAIN, M. ; SHARIF, A. ; BASANBUL, I. A. ; BALUCH, M. H. ; ALSULAIMANI, G. J. - "Flexural Behavior of Precracked Reinforced Concrete Beams Strengthened Externally by Steel Plates". ACI Structural Journal, Title nº92-S2, January-february, 1995, p.14-22.

- [11] JONES, R. ; SWAMY, R. N. ; CHARIF, A. - "Plate Separation and Anchorage of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-Bonded Steel Plates". The Structural Engineer, vol. 66, n^o 5, March, 1988, p.85 - 94.
- [12] MICHEL, D. P. - "Reforço ao Esforço Cortante de Vigas com Estribos Externos Pré-Tracionados". Tese M. Sc., COPPE/UFRJ, Dezembro, 1996, Rio de Janeiro, Brasil, 180p.
- [13] OEHLERS, D. J.; MORAN J. P. - "Premature Failure of Externally Plated Reinforced Concrete Beams". Journal of Structural Engineering, vol.116, n^o 4, April, 1990, p.978 - 995.
- [14] ROBERTS, T. M. - "Approximate Analysis of Shear and Normal Stress Concentrations in the Adesive Layer of Plated RC Beams". The Structural Engineer, vol. 67, n^o 12, June, 1989, p.229 - 233.
- [15] SWAMY, R. N. ; JONES, R. ; BLOXHAM, J. W. - "Structural Behaviour of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-Bonded Steel Plates". The Structural Engineer, vol. 65A, n^o 2, February, 1987, p.59 - 69.
- [16] SWAMY, R. N.; JONES, R.; CHARIF, A. - "The Effect of External Plate Reinforcement on the Strengthening of Structurally Damaged RC Beams". The Structural Engineer, vol. 67, n^o 3, February, 1989, p.45 - 56.
- [17] TEIXEIRA JR, S. V. - "Reparos de Vigas de Concreto Armado em Cisalhamento". Tese M. Sc., COPPE/UFRJ, Abril, 1994, Rio de Janeiro, Brasil, 131p.
- [18] VENTORINI, L. A. - "Fissuração de Vigas de Concreto". Tese M. Sc., COPPE/UFRJ, Fevereiro, 1996, Rio de Janeiro, Brasil, 137p.

ANEXO A

ESTUDO TEÓRICO DA LIGAÇÃO CONCRETO-CHAPA-COLA

A.1) TENSÕES CISALHANTES

A tensão cisalhante atuante nas interfaces cola-chapa ($\tau_{r, ch}$) e cola-concreto ($\tau_{r, c}$) na região não afetada pelo arrancamento da chapa de vigas de concreto armado reforçadas à flexão por chapas de aço coladas com resina epóxi na face tracionada pode ser determinada, de acordo com Jones[11], a partir da variação da força atuante na chapa ao longo da viga e pelo uso da Teoria da Flexão Elástica de vigas de seção composta dada pela Resistência dos Materiais.

Para determinação das tensões cisalhantes, considerem-se duas seções de uma viga reforçada, distantes dx uma da outra, submetidas ao esforço cortante e ao momento fletor, conforme indicado na figura A.1. Os momentos fletores atuantes nas seções provocam forças de tração na cola (T_r e $T_r + dT_r$) e na chapa (T_{ch} e $T_{ch} + dT_{ch}$).

Isolando-se a chapa, da condição de equilíbrio das forças horizontais chega-se à tensão cisalhante na ligação cola-chapa:

$$T_{ch} + dT_{ch} - T_{ch} = \tau_{r, ch} \cdot (b_{ch} \cdot dx) \quad \therefore \quad \tau_{r, ch} = \frac{1}{b_{ch}} \cdot \frac{dT_{ch}}{dx} \quad (39)$$

onde, b_{ch} é a largura da chapa.

Pela Teoria da Flexão Elástica de vigas de seção composta da Resistência dos Materiais, a tensão normal numa seção de uma viga formada por três materiais distintos (1, 2 e 3) é dada por:

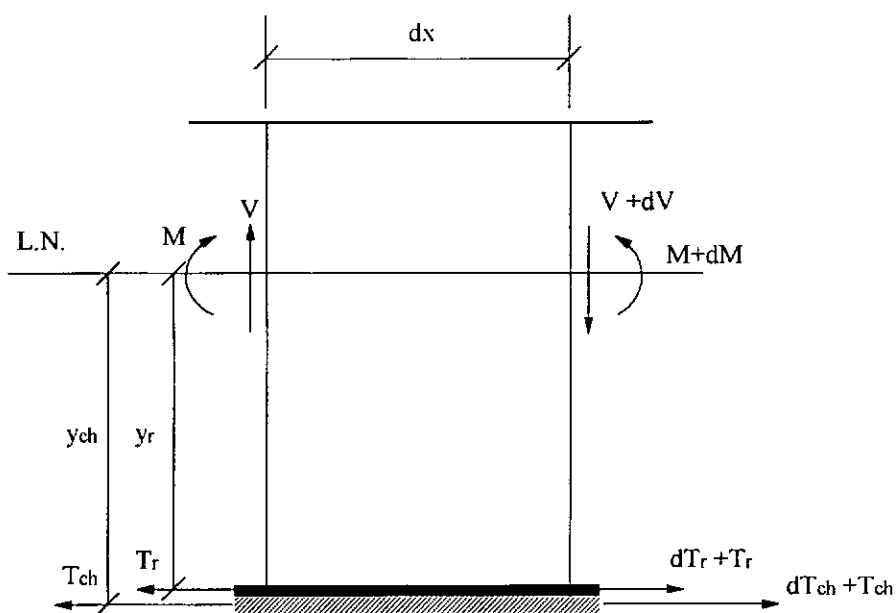


Figura A.1 - Forças atuando em duas seções de uma viga reforçada à flexão com chapa de aço colada [11]

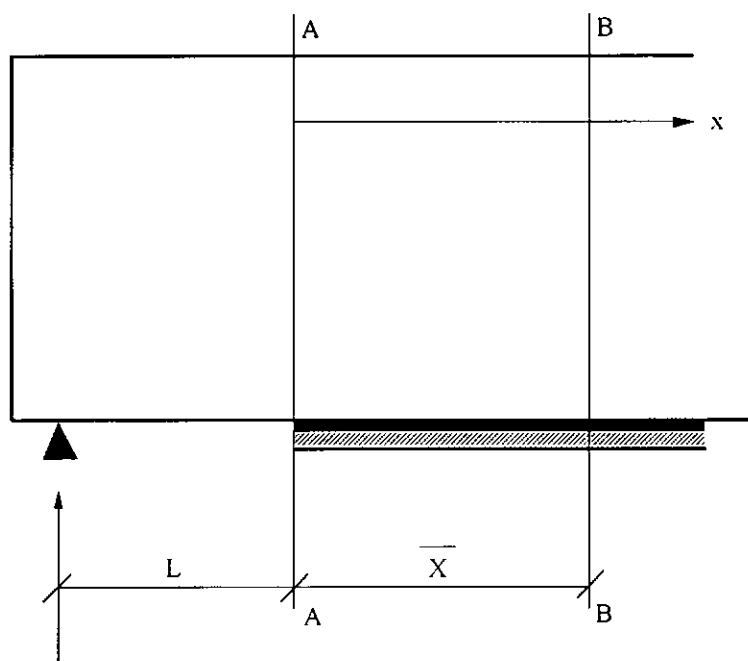


Figura A.2 - Região de apoio e de arrancamento [11]

$$\sigma_{x1} = \frac{M \cdot y}{I_T}, \quad (40)$$

para um ponto situado a uma distância y da linha neutra, pertencente a um trecho da seção cujo material é do tipo 1,

$$\sigma_{x2} = \frac{M \cdot y}{I_T} \cdot \alpha_2, \quad (41)$$

para um ponto situado a uma distância y da linha neutra, pertencente a um trecho da seção cujo material é do tipo 2 e

$$\sigma_{x3} = \frac{M \cdot y}{I_T} \cdot \alpha_3 \quad (42)$$

para um ponto situado a uma distância y da linha neutra, pertencente a um trecho da seção cujo material é do tipo 3.

onde: $I_T = I_1 + \alpha_2 \cdot I_2 + \alpha_3 \cdot I_3$ é o momento de inércia da seção composta;

$$\alpha_2 = \frac{E_2}{E_1}; \quad \alpha_3 = \frac{E_3}{E_1}$$

E_1 é o módulo de elasticidade do material tipo 1;

E_2 é o módulo de elasticidade do material tipo 2;

E_3 é o módulo de elasticidade do material tipo 3;

I_1 é o momento de inércia da seção de material tipo 1;

I_2 é o momento de inércia da seção de material tipo 2;

I_3 é o momento de inércia da seção de material tipo 3;

M é o momento fletor atuante na seção.

Portanto, para a seção reforçada, a tensão normal no nível do centróide da seção da chapa, situado a uma distância y_{ch} da linha neutra da seção é:

$$\sigma_{ch} = \frac{M \cdot y_{ch}}{I_T} \cdot \alpha_{ch} \quad (43)$$

Onde: $I_T = I_{ch} + \alpha_{ch} \cdot I_c + \alpha_r \cdot I_r$;

$$\alpha_{ch} = \frac{E_{ch}}{E_c}; \quad \alpha_r = \frac{E_r}{E_c}$$

I_c é o momento de inércia da seção de concreto;

I_{ch} é o momento de inércia da seção da chapa;

I_r é o momento de inércia da seção da resina;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

E_{ch} é o módulo de elasticidade da chapa;

E_r é o módulo de elasticidade da resina.

Tem-se, ainda, que:

$$\sigma_{ch} = \frac{T_{ch}}{A_{s, ch}} \quad (44)$$

onde $A_{s, ch}$ é a área da seção transversal da chapa.

Igualando (43) e (44):

$$\frac{T_{ch}}{A_{s, ch}} = \frac{M \cdot y_{ch}}{I_r} \cdot \alpha_{ch} \quad (45)$$

Logo,

$$\frac{dT_{ch}}{A_{s, ch}} = \frac{dM \cdot y_{ch}}{I_r} \cdot \alpha_{ch} \quad (46)$$

Substituindo $dM = Vdx$ em (46):

$$\frac{dT_{ch}}{A_{s, ch}} = \frac{V \cdot dx \cdot y_{ch}}{I_r} \cdot \alpha_{ch} \quad \therefore \quad \frac{dT_{ch}}{dx} = \frac{V \cdot A_{s, ch} \cdot y_{ch}}{I_r} \cdot \alpha_{ch} \quad (47)$$

Substituindo (47) em (39), obtém-se a tensão cisalhante na interface cola-chapa:

$$\tau_{r, ch} = \frac{V \cdot A_{s, ch} \cdot y_{ch}}{I_r \cdot b_{ch}} \cdot \alpha_{ch} \quad (48)$$

Admitindo que a largura da camada de resina seja igual à largura da chapa, ao se isolar o conjunto chapa-cola e fazer o equilíbrio de forças horizontais, chega-se à tensão cisalhante na interface cola-concreto:

$$T_r + dT_r - T_r + T_{ch} + dT_{ch} - T_{ch} = \tau_{r,c} \cdot (b_{ch} \cdot dx) \quad \therefore$$

$$\tau_{r,c} = \frac{1}{b_{ch}} \cdot \frac{dT_{ch} + dT_r}{dx} \quad (49)$$

Da mesma maneira que se chegou à expressão (47), chega-se a:

$$\frac{dT_r}{dx} = \frac{V \cdot A_r \cdot y_r}{I_T} \cdot \alpha_r \quad (50)$$

onde: A_r é a área da seção transversal da camada de resina;

y_r é a distância entre o centróide da seção da camada de resina e a linha neutra da seção.

Com (47) e (50) em (49), obtém-se a tensão cisalhante na interface cola-concreto:

$$\tau_{r,c} = \frac{V \cdot (A_{s, ch} \cdot y_{ch} \cdot \alpha_{ch} + A_r \cdot y_r \cdot \alpha_r)}{I_T \cdot b_{ch}} \quad (51)$$

Como a relação α_r é muito menor do que a relação α_{ch} , o efeito da força na cola sobre a tensão cisalhante na interface cola-concreto pode ser, geralmente, desprezada e portanto $\tau_{r,ch}$ pode ser considerada igual a $\tau_{r,c}$.

A região afetada pelo arrancamento da chapa, dada na figura A.2, começa no início da chapa (seção A-A), distante L do apoio, e termina na seção B-B, onde a chapa é completamente efetiva e a Teoria da Flexão Elástica pode ser aplicada.

Numa viga simplesmente apoiada submetida a cargas concentradas nos terços do vão, a tensão normal na chapa na seção A-A é nula, uma vez que a força de tração na extremidade da chapa é igual a zero, e na seção B-B é dada por:

$$\sigma_{ch} = \frac{M \cdot y_{ch}}{I_T} \cdot \alpha_{ch} \quad \therefore \quad \sigma_{ch} = \frac{V \cdot (L + \bar{x}) \cdot y_{ch}}{I_T} \cdot \alpha_{ch} \quad (52)$$

Igualando (44) e (52), tem-se:

$$\frac{T_{ch}}{A_{s, ch}} = \frac{V \cdot (L + \bar{x}) \cdot y_{ch}}{I_T} \cdot \alpha_{ch} \quad \therefore \quad T_{ch} = \frac{V \cdot (L + \bar{x}) \cdot y_{ch} \cdot A_{s, ch}}{I_T} \cdot \alpha_{ch} \quad (53)$$

A tensão cisalhante média na região afetada pelo arrancamento da chapa, com um comprimento igual a \bar{x} , é dada por:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{1}{b_{ch}} \cdot \frac{dT_{ch}}{dx} = \frac{1}{b_{ch}} \cdot \left[\frac{T_{ch} - 0}{(L + \bar{x}) - L} \right] = \frac{1}{b_{ch}} \cdot \frac{T_{ch}}{\bar{x}} \\ \tau &= \frac{1}{b_{ch}} \cdot \frac{V \cdot (L + \bar{x}) \cdot y_{ch} \cdot A_{s, ch}}{I_T \cdot \bar{x}} \cdot \alpha_{ch} = \left\{ \frac{L + \bar{x}}{\bar{x}} \right\} \cdot \frac{V \cdot y_{ch} \cdot A_{s, ch} \cdot \alpha_{ch}}{I_T \cdot b_{ch}} \\ \tau &= \left\{ 1 + \frac{L}{\bar{x}} \right\} \cdot \frac{V \cdot y_{ch} \cdot A_{s, ch} \cdot \alpha_{ch}}{I_T \cdot b_{ch}} \quad (54) \end{aligned}$$

A.2) FORÇAS DE ARRANCAMENTO

As forças resultantes das tensões cisalhantes nas interfaces cola-chapa e cola-concreto de uma viga de concreto armado reforçada com chapa colada produzem forças axiais e momentos na chapa e na camada de cola, no centróide das suas seções (figura A.3).

Considerando que a distribuição de tensões cisalhantes na interface cola-chapa ($\tau_{r, ch}$) na região de arrancamento é uma função da distância x , medida a partir da extremidade da chapa, a força axial e o momento na chapa devido à resultante dessas tensões num comprimento infinitesimal dx são dados por:

$$dF = \tau_{r, ch} \cdot (b_{ch} \cdot dx) = f(x) \cdot b_{ch} \cdot dx \quad (55)$$

$$M = dF \cdot e = f(x) \cdot b_{ch} \cdot dx \cdot \frac{t_{ch}}{2} \quad (56)$$

onde e é a excentricidade da força dF em relação centróide da seção da chapa, que pode ser considerada igual à metade da espessura da chapa.

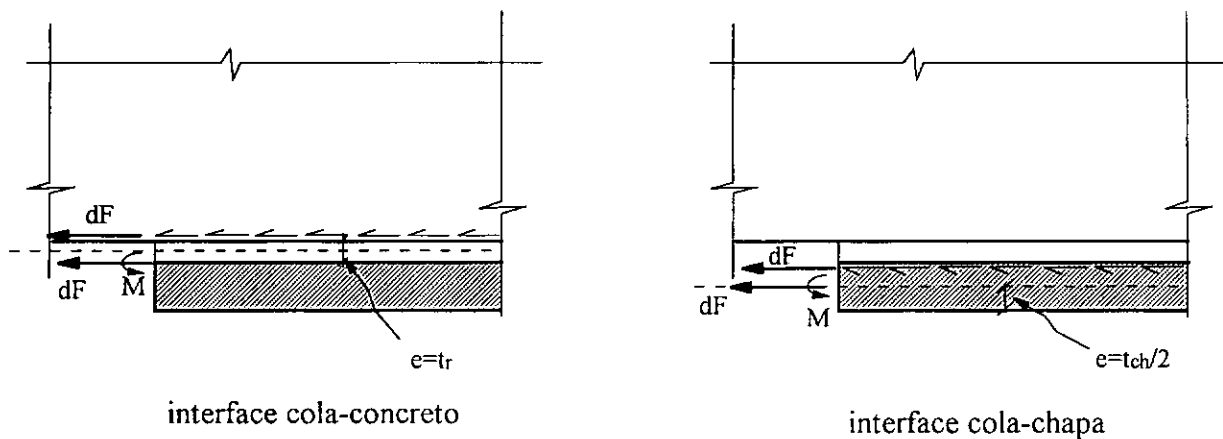


Figura A.3 - Esforços no centroide da chapa e da camada de resina [11]

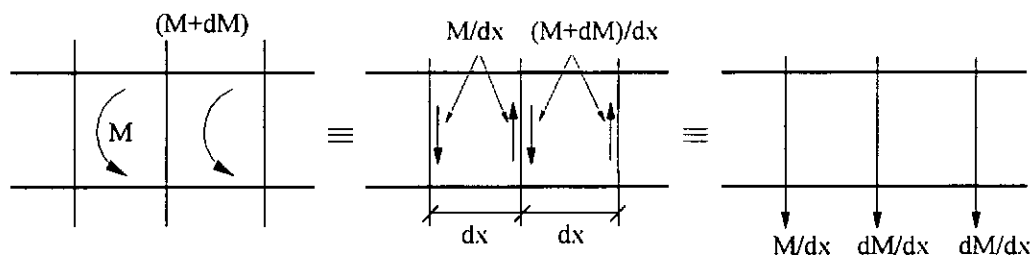


Figura A.4 - Substituição do momento atuante na extremidade da chapa por forças verticais equivalentes que tendem a arrancar a chapa [11]

Substituindo o momento atuante na chapa no comprimento dx pelo seu conjugado, conforme mostrado na figura A.4, obtem-se dois esforços verticais de sentidos contrários iguais à M/dx atuando nas extremidades deste trecho. Tomando um intervalo infinitesimal adjacente, de comprimento dx , sujeito a um momento $(M+dM)$ e substituindo pelo seu conjugado (figura A.4), tem-se também duas forças verticais de sentidos opostos atuando nas extremidades do trecho, porém de módulos iguais a $(M+dM)/dx$. Nas seções entre dois intervalos infinitesimais consecutivos, então, atuam forças verticais que tendem a arrancar a chapa, dadas por:

$$dP_{ch} = \frac{(M + dM) - M}{dx} = \frac{dM}{dx} \quad (57)$$

Substituindo (56) em (57), tem-se:

$$dP_{ch} = \frac{d}{dx} \left(f(x) \cdot b_{ch} \cdot dx \cdot \frac{t_{ch}}{2} \right) \quad \therefore \quad dP_{ch} = b_{ch} \cdot \frac{t_{ch}}{2} \cdot \frac{df(x)}{dx} \cdot dx \quad (58)$$

Considerando que a distribuição de tensões cisalhantes na interface cola-concreto ($\tau_{r,c}$) é igual a da interface cola-chapa, ela, também, é uma função da distância x , medida a partir da extremidade da chapa, na região de arrancamento desta. Admitindo que a largura da chapa e da camada de cola são iguais, a força axial e o momento na camada de cola devido à resultante das tensões na interface cola-concreto num comprimento infinitesimal dx são dados por:

$$dF = \tau_{r,c} \cdot (b_{ch} \cdot dx) = f(x) \cdot b_{ch} \cdot dx \quad (59)$$

$$M = dF \cdot e = f(x) \cdot b_{ch} \cdot dx \cdot t_r \quad (60)$$

onde e é a excentricidade da força dF em relação a interface cola-chapa, que pode ser considerada igual à espessura da camada de cola.

Os momentos gerados pela resultante das tensões na interface cola-concreto em trechos infinitesimais adjacentes, analogamente aos momentos gerados pela resultante das tensões na interface cola-chapa, podem ser substituídos por esforços verticais iguais a:

$$dP_r = \frac{(M + dM) - M}{dx} = \frac{dM}{dx} \quad (61)$$

Substituindo (60) em (61), tem-se:

$$dP_r = \frac{d}{dx}(f(x) \cdot b_{ch} \cdot dx \cdot t_r) \quad \therefore \quad dP_r = b_{ch} \cdot t_r \cdot \frac{df(x)}{dx} \cdot dx \quad (62)$$

Portanto, a distribuição da força de arrancamento total na interface cola-concreto é dada por:

$$dP_t = dP_{ch} + dP_r = b_{ch} \cdot \frac{t_{ch}}{2} \cdot \frac{df(x)}{dx} \cdot dx + dP_r = b_{ch} \cdot t_r \cdot \frac{df(x)}{dx} \cdot dx \quad \therefore$$

$$dP_t = b_{ch} \cdot \left(\frac{t_{ch}}{2} + t_r \right) \cdot \frac{df(x)}{dx} \cdot dx \quad (63)$$

Considerando que a distribuição das tensões cisalhantes nas interfaces cola-chapa e cola-concreto são constantes na região de arrancamento da chapa, conforme assumido na obtenção da expressão (54), dP_t se torna igual a zero e a força de arrancamento total se reduz a uma única força, P , aplicada na extremidade da chapa e igual ao momento M gerado neste ponto pelas tensões nas interfaces. De (56) e (60), tem-se:

$$P = b_{ch} \cdot \left(\frac{t_{ch}}{2} + t_r \right) \cdot \tau_{r, ch} \quad (64)$$

Substituindo (54) em (64), obtém-se:

$$P = \frac{V \cdot y_{ch} \cdot A_{s, ch} \cdot \alpha_{ch}}{I_r} \cdot \left(\frac{t_{ch}}{2} + t_r \right) \cdot \left\{ 1 + \frac{L}{\bar{x}} \right\} \quad (65)$$

ANEXO B

RESULTADOS DOS ENSAIOS

1o. ENSAIO (SEM REFORÇO)			
ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÕES DOS ESTRIBOS INTERNOS (10^{-6})		
	ESTRIBO A	ESTRIBO B	ESTRIBO C
0	0	0	0
10	-17	6	-54
20	-23	22	-77
30	12	57	-125
40	76	100	-89
50	161	150	-75
60	273	220	-52
70	386	297	-113
80	535	455	-38
90	392	925	62
100	480	1134	75
120	696	1658	504
130	821	1945	742
150	949	2462	1129
0	534	824	511
2o. ENSAIO (SEM REFORÇO)			
ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÕES DOS ESTRIBOS INTERNOS (10^{-6})		
	ESTRIBO A	ESTRIBO B	ESTRIBO C
0	534	824	511
20	549	881	506
40	601	1073	525
50	638	1197	606
80	736	1587	867
100	811	1855	981
120	896	2134	1055
130	938	2290	1105
0	554	821	434
3o. ENSAIO (COM REFORÇO)			
ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÕES DOS ESTRIBOS INTERNOS (10^{-6})		
	ESTRIBO A	ESTRIBO B	ESTRIBO C
0	534	824	511
20	549	881	506
40	601	1073	525
50	638	1197	606
60	668	1295	659
70	688	1337	686
80	712	1383	718
90	739	1449	748
100	769	1509	778
120	830	1637	829
130	864	1710	854
150	920	1879	902
160	949	1966	929
180	996	2178	995

Tabela B.1 - Deformações dos estribos nos ensaios da viga V2

1o. ENSAIO (SEM REFORÇO)		
ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO (10^{-6})	
	PONTO M	PONTO N
0	0	0
10	81	82
20	211	192
30	387	367
40	572	552
50	746	725
60	916	896
70	1073	1054
80	1246	1226
90	1418	1401
100	1589	1570
120	1921	1898
130	2103	2075
150	2463	2430
0	269	265
2o. ENSAIO (SEM REFORÇO)		
ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO (10^{-6})	
	PONTO M	PONTO N
0	269	265
20	509	491
40	818	797
50	972	950
60	1120	1098
80	1432	1408
100	1740	1711
120	2035	2003
130	2189	2153
0	267	261
3o. ENSAIO (COM REFORÇO)		
ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO (10^{-6})	
	PONTO M	PONTO N
0	269	265
20	509	491
40	818	797
50	972	950
60	1209	1191
70	1331	1311
80	1478	1456
90	1631	1611
100	1788	1766
120	2086	2062
130	2240	2217
150	2546	2517
160	2706	2674
180	3255	3112

Tabela B.2 - Deformações da armadura de flexão nos ensaios da viga V2

1o. ENSAIO (SEM REFORÇO)			
ETAPA DE CARGA (kN)	FLECHA (mm)		
	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
0	0,0	0,0	0,0
10	0,7	0,8	0,7
20	1,5	1,7	1,6
30	2,6	2,9	2,6
40	3,8	4,2	3,7
50	4,9	5,5	4,9
60	6,1	6,8	6,1
70	7,3	8,1	7,2
80	8,5	9,5	8,5
90	9,9	11,1	9,9
100	11,5	12,7	11,4
120	14,5	15,5	14,4
130	16,1	17,8	15,9
150	19,4	21,5	19,2
0	3,5	3,9	3,5
2o. ENSAIO (SEM REFORÇO)			
ETAPA DE CARGA (kN)	FLECHA (mm)		
	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
0	3,5	3,9	3,5
20	5,4	6,0	5,4
40	7,7	8,5	7,6
50	8,8	9,7	8,7
60	9,9	10,9	9,8
80	12,3	13,5	12,1
100	14,5	16,0	14,3
120	16,7	18,4	16,5
130	17,8	19,7	17,6
0	3,6	4,0	3,6
3o. ENSAIO (COM REFORÇO)			
ETAPA DE CARGA (kN)	FLECHA (mm)		
	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
0	-	3,9	-
20	-	6,0	-
40	-	8,5	-
50	-	11,6	-
60	-	13,6	-
70	-	14,5	-
80	-	15,7	-
90	-	16,9	-
100	-	18,1	-
120	-	20,5	-
130	-	21,7	-
150	-	24,2	-
160	-	25,5	-
180	-	29,0	-
180	-	41,2	-

Tabela B.3 - Flechas nos ensaios da viga V2

ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÕES DAS CHAPAS (10 ⁻⁶)					
	CHAPA 1	CHAPA 2	CHAPA 3	CHAPA 1'	CHAPA 2'	CHAPA 3'
50	0	0	0	0	0	0
60	60	25	92	66	7	57
70	95	38	140	105	16	85
80	139	53	201	161	26	122
90	182	69	267	231	38	166
100	228	86	339	316	54	215
120	314	125	478	484	88	325
130	361	148	547	577	107	403
150	459	188	687	806	172	571
160	512	213	758	917	209	653
180	627	301	941	1210	312	781

Tabela B.4 - Deformações das chapas no 3o. ensaio da viga V2

ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO DO CONCRETO (‰)				
	1	2	3	4	5
0	0	0	0	0	0
10	-0,13	-0,08	-0,08	-0,05	-0,03
20	-0,18	-0,16	-0,12	-0,10	-0,04
30	-0,29	-0,23	-0,18	-0,14	-0,04
40	-0,40	-0,29	-0,24	-0,16	-0,06
50	-0,45	-0,34	-0,25	-0,12	-0,03
60	-0,63	-0,48	-0,36	-0,23	-0,07
70	-0,75	-0,56	-0,43	-0,25	-0,07
80	-0,90	-0,66	-0,49	-0,29	-0,09
90	-1,04	-0,75	-0,58	-0,34	-0,09
100	-1,19	-0,88	-0,67	-0,41	-0,11
120	-1,50	-1,10	-0,84	-0,53	-0,18
130	-1,71	-1,26	-0,96	-0,60	-0,22
150	-2,11	-1,52	-1,18	-0,74	-0,30

Tabela B.5 - Deformações do concreto na seção do meio do vão no 1o. ensaio da viga V2

1o. ENSAIO (SEM REFORÇO)					
ETAPA DE	DEFORMAÇÕES DOS ESTRIBOS INTERNOS (10^{-6})				
CARGA (kN)	ESTRIBO A	ESTRIBO B	ESTRIBO C	ESTRIBO D	ESTRIBO E
0	0	0	0	0	0
10	1	-2	7	4	2
20	8	-13	18	-4	2
30	21	-22	45	-3	13
40	33	-30	69	-5	21
50	41	-38	89	1	32
60	48	-46	123	-1	46
70	59	-48	189	6	82
80	81	-36	354	3	175
90	111	-27	553	33	306
100	152	-17	760	93	436
110	210	0	1005	251	491
120	243	4	1232	413	515
130	311	64	1534	672	631
150	452	310	2013	1133	1114
0	104	277	557	682	732
2o. ENSAIO (SEM REFORÇO)					
ETAPA DE	DEFORMAÇÕES DOS ESTRIBOS INTERNOS (10^{-6})				
CARGA (kN)	ESTRIBO A	ESTRIBO B	ESTRIBO C	ESTRIBO D	ESTRIBO E
0	104	277	557	682	732
20	106	245	542	614	693
40	164	234	641	612	219
50	200	258	767	688	720
60	234	282	902	782	744
80	305	314	1187	953	829
100	373	338	1489	1065	914
120	433	360	1786	1149	1003
130	459	383	1927	1218	1060
150	520	507	2241	1445	1305
0	135	269	605	693	763
3o. ENSAIO (COM REFORÇO)					
ETAPA DE	DEFORMAÇÕES DOS ESTRIBOS INTERNOS (10^{-6})				
CARGA (kN)	ESTRIBO A	ESTRIBO B	ESTRIBO C	ESTRIBO D	ESTRIBO E
0	135	269	605	693	763
10	146	273	605	703	760
20	173	282	610	748	756
30	212	333	625	793	757
40	251	381	645	839	762
50	284	426	668	880	770
60	319	472	697	924	784
70	348	504	732	967	799
80	381	532	773	1021	819
90	412	547	811	1066	835
100	446	559	856	1120	855
110	485	569	905	1172	876
120	522	579	962	1226	901
130	545	593	1027	1283	931
150	596	637	1155	1373	1005
160	627	683	1230	1421	1082
180	806	919	1389	1495	1188

Tabela B.6 - Deformações dos estribos nos ensaios da viga V5

1o ENSAIO (SEM REFORÇO)		
ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO (10 ⁻⁶)	
	PONTO M	PONTO N
0	0	0
10	95	106
20	229	252
30	388	413
40	548	573
50	718	738
60	867	885
70	1012	1031
80	1187	1201
90	1354	1364
100	1524	1525
110	1710	1697
120	1872	1842
130	2059	2006
150	2481	2384
0	110	92
2o ENSAIO (SEM REFORÇO)		
ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO (10 ⁻⁶)	
	PONTO M	PONTO N
0	110	92
20	350	331
40	704	673
50	871	827
60	1033	990
80	1379	1318
100	1717	1644
120	2033	1948
130	2192	2098
150	2527	2417
0	125	107
3o ENSAIO (COM REFORÇO)		
ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO (10 ⁻⁶)	
	PONTO M	PONTO N
0	125	107
10	275	243
20	459	415
30	643	593
40	824	767
50	985	922
60	1160	1092
70	1322	1248
80	1497	1416
90	1648	1560
100	1818	1727
110	1976	1879
120	2136	2032
130	2315	2204
150	2645	2523
160	2866	2731
180	4748	4263

Tabela B.7 - Deformações da armadura de flexão nos ensaios da viga V5

1o ENSAIO (SEM REFORÇO)			
ETAPA DE CARGA (kN)	FLECHA (mm)		
	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
0	0,0	0,0	0,0
10	0,8	0,9	0,9
20	1,8	2,0	1,9
30	3,0	3,3	2,9
40	4,1	4,5	4,0
50	5,2	5,7	5,1
60	6,3	6,9	6,1
70	7,3	7,3	7,1
80	8,6	9,4	8,4
90	9,8	10,8	9,7
100	11,1	12,3	11,1
110	12,6	14,0	12,7
120	13,9	15,4	14,1
130	15,4	17,3	15,7
150	18,8	21,1	19,3
0	1,7	2,0	2,2
2o ENSAIO (SEM REFORÇO)			
ETAPA DE CARGA (kN)	FLECHA (mm)		
	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
0	1,7	2,0	2,2
20	3,5	4,1	4,0
40	6,1	7,0	6,7
50	7,3	8,4	7,9
60	8,6	9,8	9,2
80	11,2	12,7	11,7
100	13,7	15,4	14,2
120	15,9	18,1	16,6
130	17,1	19,4	17,8
150	19,8	22,3	20,4
0	2,0	2,4	2,5
3o ENSAIO (COM REFORÇO)			
ETAPA DE CARGA (kN)	FLECHA (mm)		
	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
0	2,0	2,4	2,5
10	3,2	4,9	3,2
20	4,8	8,1	4,0
30	6,3	11,1	4,8
40	7,7	13,9	5,5
50	9,0	16,4	6,2
60	10,3	19,1	6,9
70	11,6	21,5	7,6
80	12,9	24,1	8,2
90	14,1	26,4	8,8
100	15,3	29,0	9,5
110	16,5	31,4	10,1
120	17,7	33,8	10,7
130	19,1	36,6	11,4
150	21,6	41,8	12,7
160	23,1	44,9	13,5
180	32,1	59,9	18,2

Tabela B.8 - Flechas nos ensaios da viga V5

ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÕES DAS CHAPAS (10 ⁻⁶)					
	CHAPA 1	CHAPA 2	CHAPA 3	CHAPA 1'	CHAPA 2'	CHAPA 3'
0	0	0	0	0	0	0
10	19	5	15	10	23	12
20	49	17	42	25	73	30
30	83	36	76	45	137	50
40	115	58	114	66	208	71
50	148	82	154	87	276	90
60	184	110	202	111	358	111
70	220	140	262	134	438	136
80	262	174	333	162	540	161
90	302	206	400	188	651	187
100	357	242	476	219	788	220
110	415	279	544	248	938	250
120	467	321	609	280	1126	287
130	513	369	676	315	1387	329
150	574	477	801	394	2270	419
160	584	552	863	446	2434	485
180	639	638	964	653	2783	879

Tabela B.9 - Deformações dos estribos de chapa no 3o. ensaio da viga V5

ETAPA DE CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO DO CONCRETO (‰)				
	1	2	3	4	5
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	-0,11	-0,14	-0,14	-0,06	-0,08
20	-0,22	-0,16	-0,17	-0,11	-0,09
30	-0,34	-0,20	-0,22	-0,13	-0,09
40	-0,39	-0,30	-0,28	-0,19	-0,08
50	-0,49	-0,37	-0,34	-0,20	-0,11
60	-0,61	-0,44	-0,40	-0,23	-0,11
70	-0,73	-0,51	-0,46	-0,28	-0,15
80	-0,85	-0,59	-0,52	-0,32	-0,19
90	-0,97	-0,68	-0,62	-0,37	-0,20
100	-1,04	-0,75	-0,65	-0,46	-0,24
110	-1,21	-0,84	-0,72	-0,45	-0,23
120	-1,36	-0,95	-0,82	-0,53	-0,29
130	-1,46	-1,07	-0,93	-0,61	-0,33
150	-1,90	-1,31	-1,15	-0,78	-0,41
0	-0,38	-0,14	-0,14	-0,09	-0,10

Tabela B.10 - Deformações do concreto na seção do meio do vão no 1o. ensaio da viga V5

ANEXO C

FOTOGRAFIAS

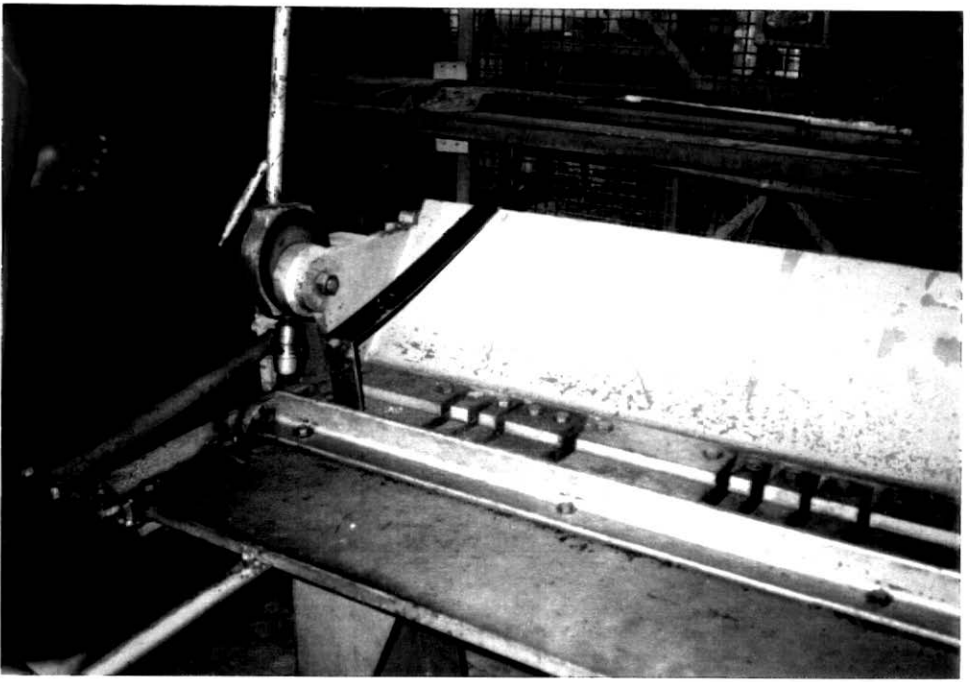


FOTO 1 - Fabricação dos estribos de chapa

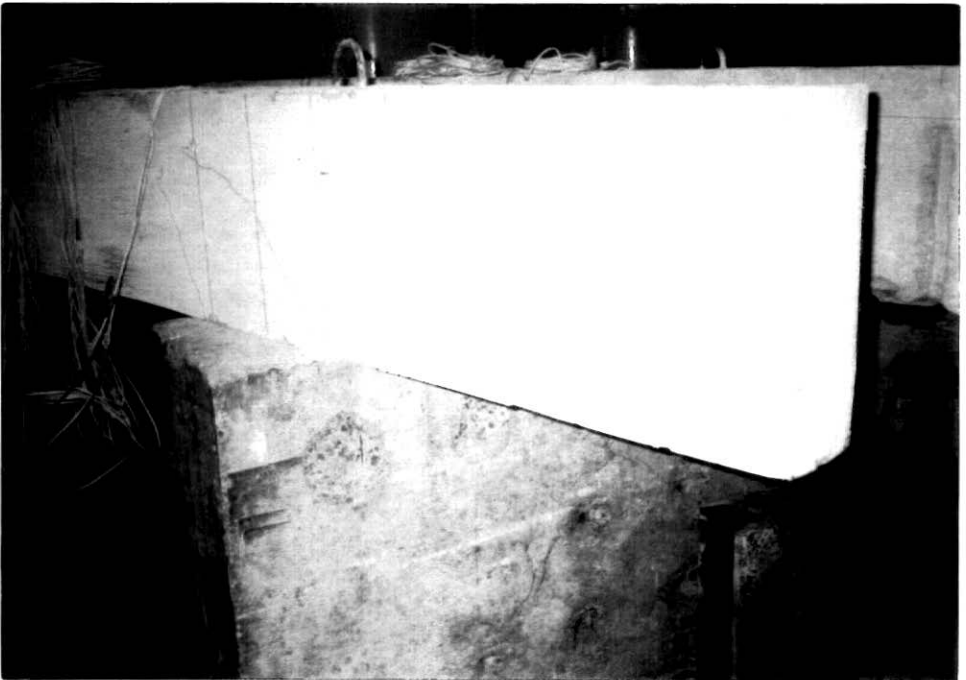


FOTO 2 - Marcação da posição estribos de chapa

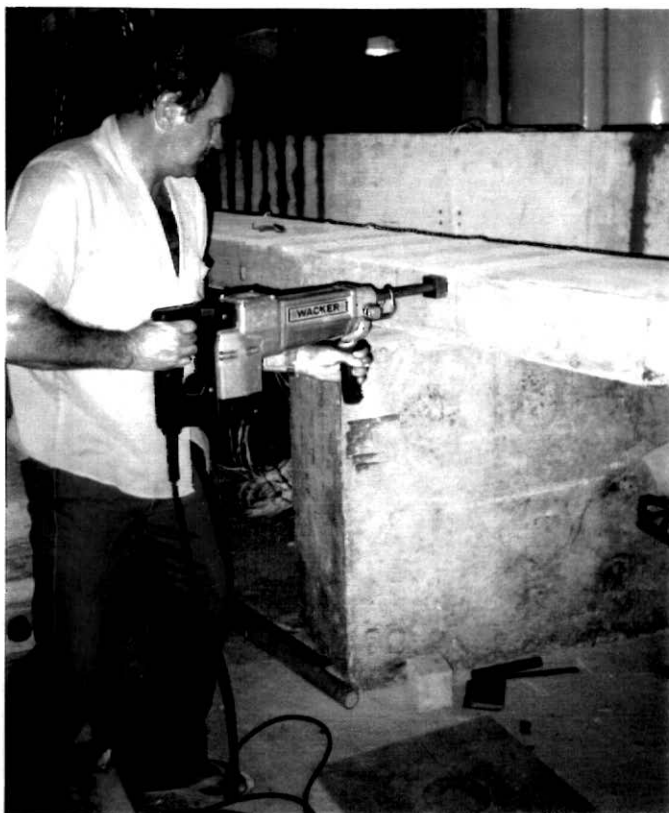


FOTO 3 - Preparação da superfície da viga : produção de irregularidades nas faces e no fundo da viga nos locais onde seriam colados os estribos de chapa



FOTO 4 - Superfície da viga após a preparação



FOTO 5 - Limpeza da superfície da viga com jato de ar comprimido



FOTO 6 - Execução de furos nas extremidades dos estribos de chapa para passagem dos chumbadores



FOTO 7 - Preparação da superfície dos estribos de chapa: limpeza dos estribos com lixa de aço para remoção de substâncias que prejudicam a aderência

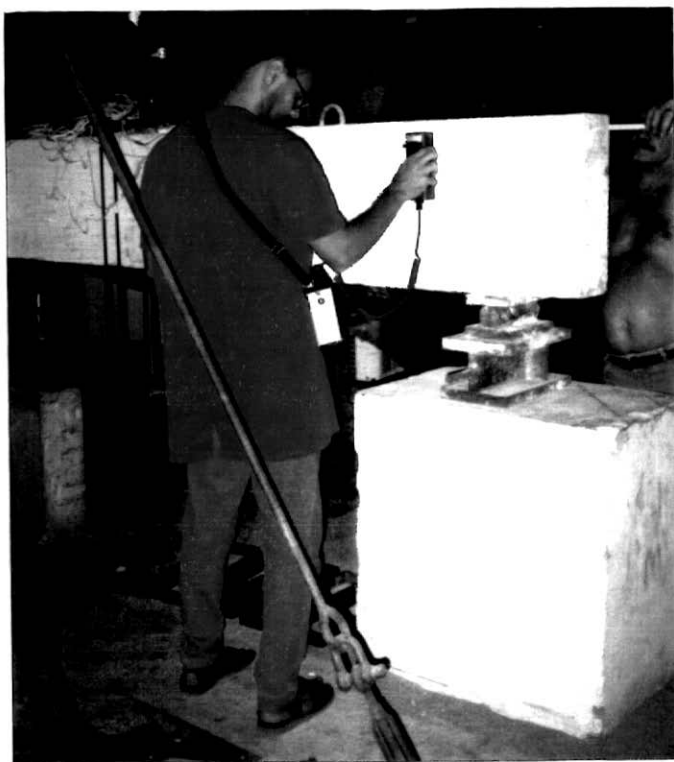


FOTO 8 - Verificação da existência de estribos internos na posição onde seriam fixados os chumbadores

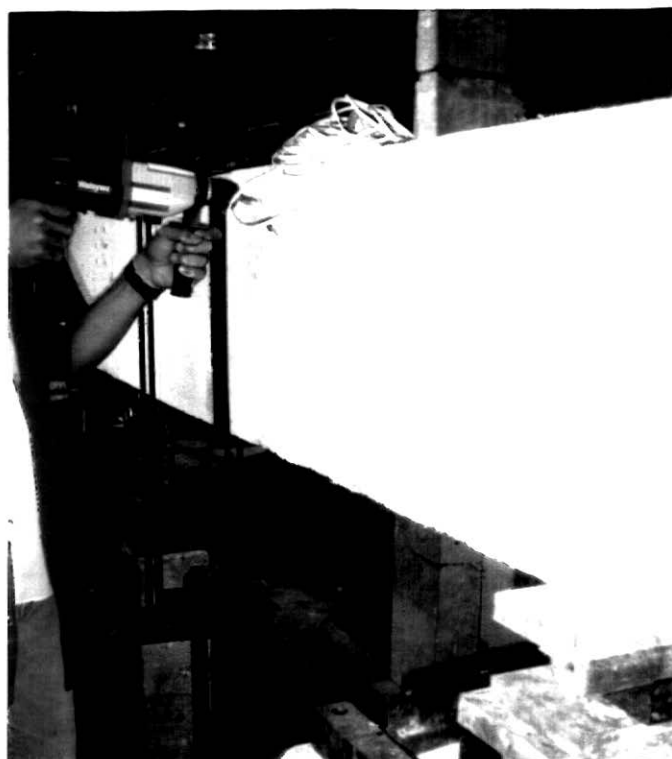


FOTO 9 - Execução dos furos para fixação dos chumbadores



FOTO 10 - Mistura da resina epóxi usada para colagem dos estribos de chapa



FOTO 11 - Aplicação da camada de resina epóxi nos estribos de chapa



FOTO 12 - Aplicação da camada de resina epóxi na superfície da viga



FOTO 13 - Colocação do estribo de chapa na viga

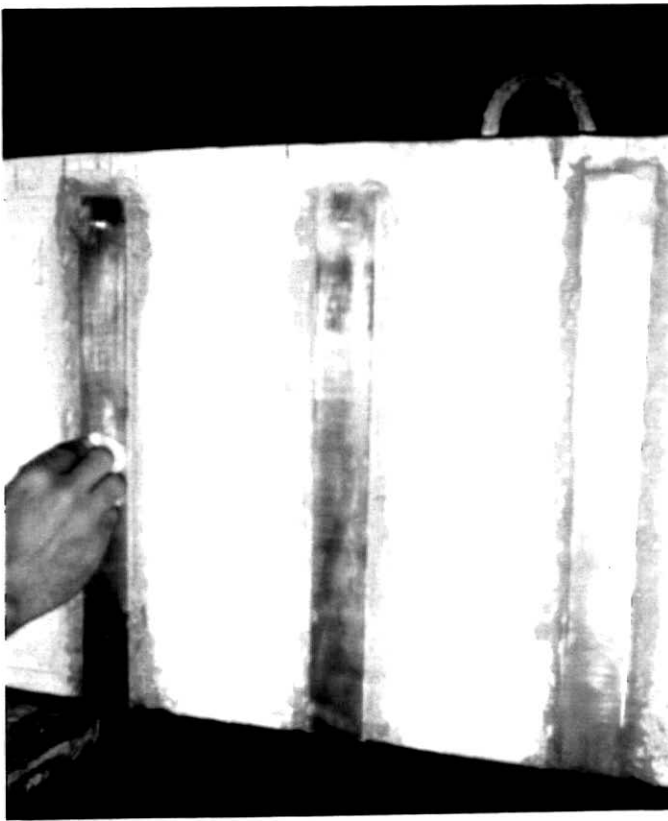


FOTO 14 - Limpeza da chapa antes da colagem da 2ª camada de estribo



FOTO 15 - Aplicação da camada de resina sobre a chapa para colagem da 2ª camada de estribo



FOTO 16 - Colocação da 2ª camada de estribo de chapa

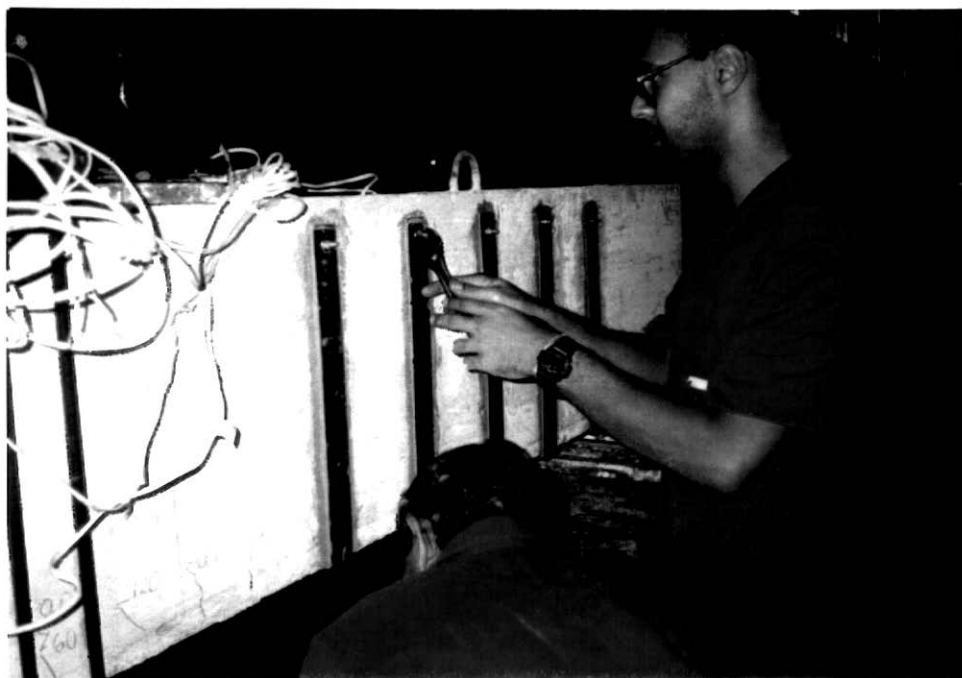


FOTO 17 - Colocação e aperto das porcas nos chumbadores para expulsar o excesso de resina epóxi e garantir a fixação de estribos de chapa durante a cura da resina

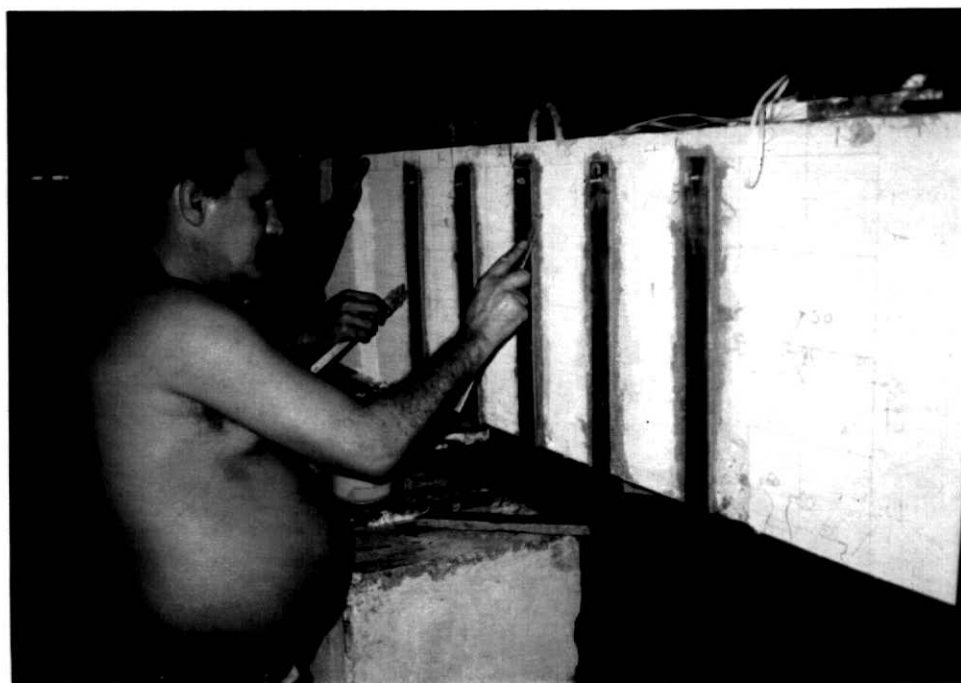


FOTO 18 - Limpeza dos estribos de chapa e acabamento da resina nas bordas dos estribos

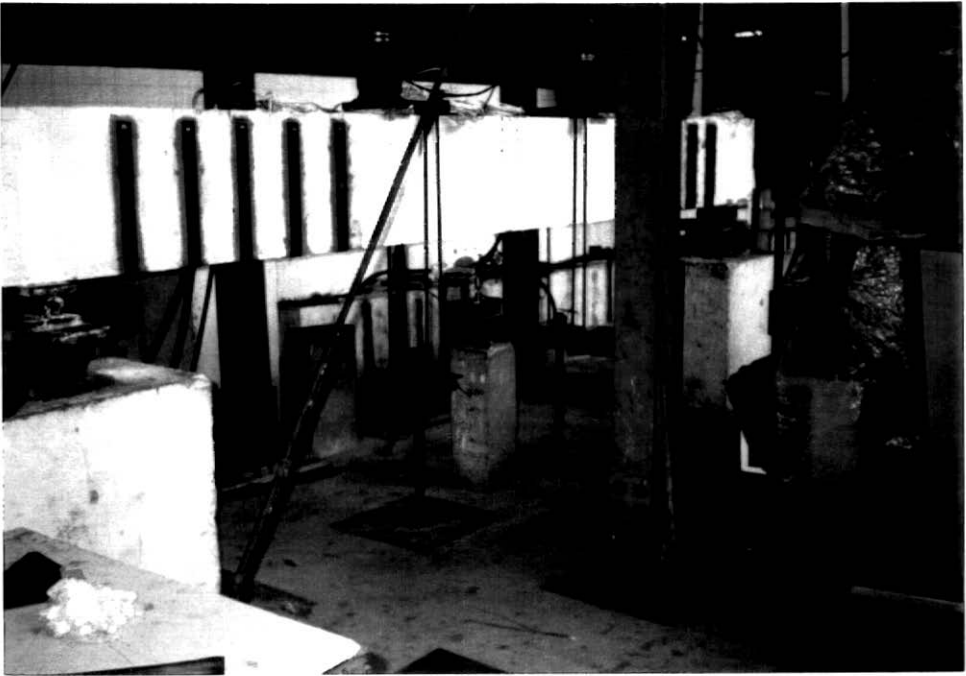


FOTO 19 - Viga V2 após o reforço executado com a viga submetida a duas cargas concentradas de 50 KN

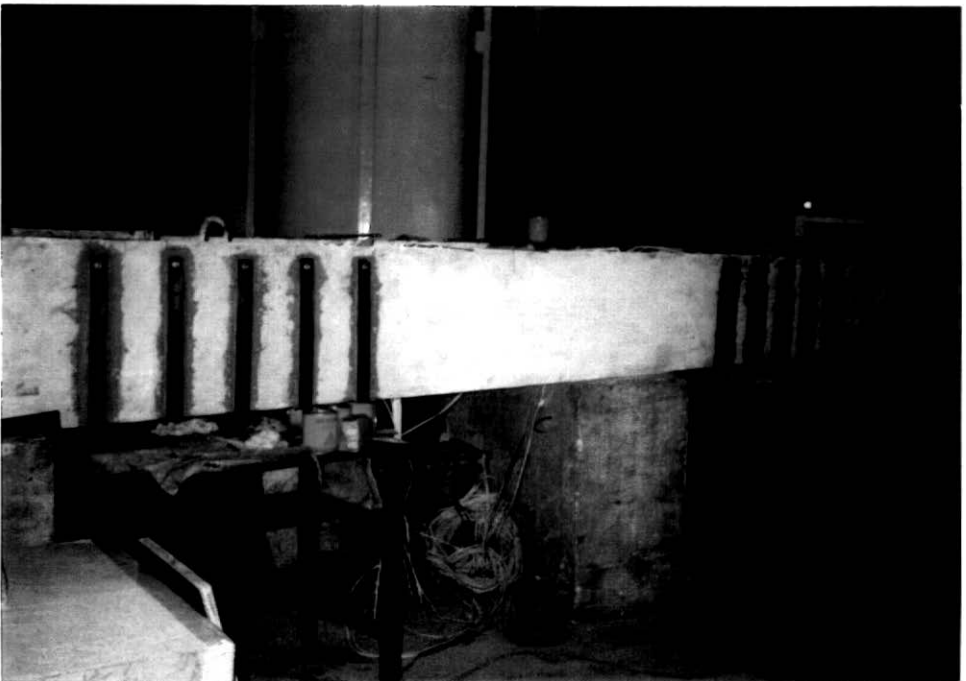


FOTO 20 - Viga V5 após o reforço executado com a viga descarregada



FOTO 21 - Sistema de Controle de Carga e Deslocamento MTS

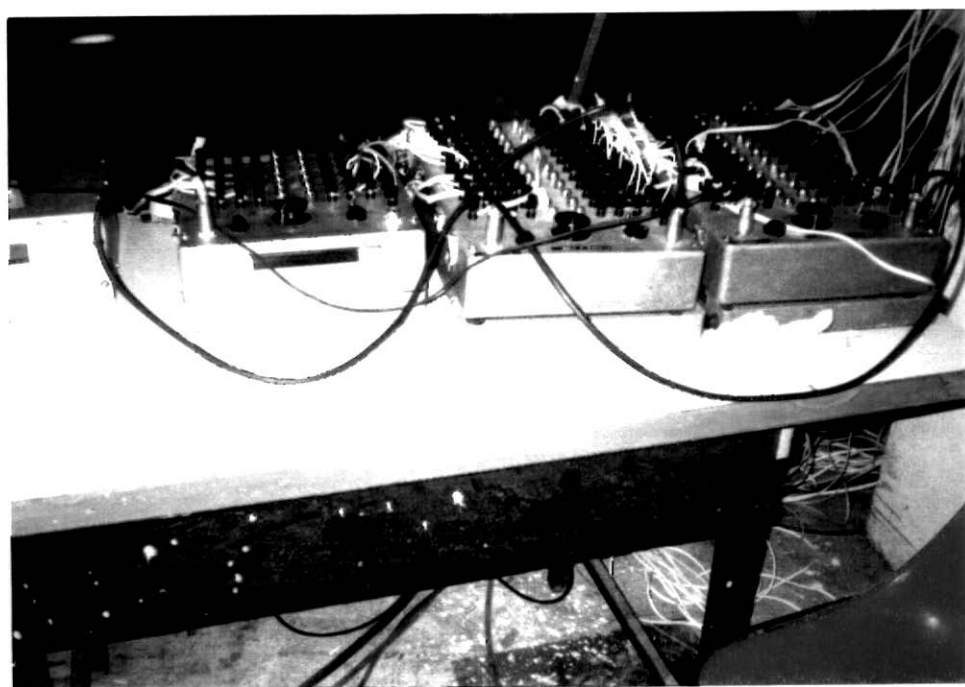


FOTO 22 - Instrumento de leitura de deformações das armaduras e de flechas



FOTO 23 - Sistemas para manutenção do carregamento durante o reforço da viga V2

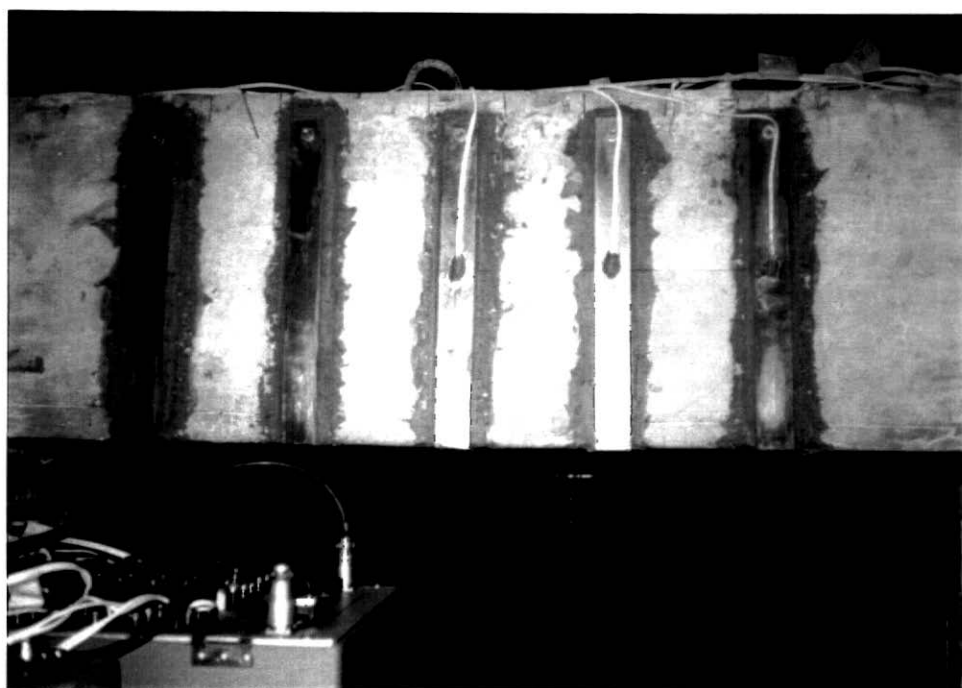


FOTO 24 - Instrumentação dos estribos de chapa

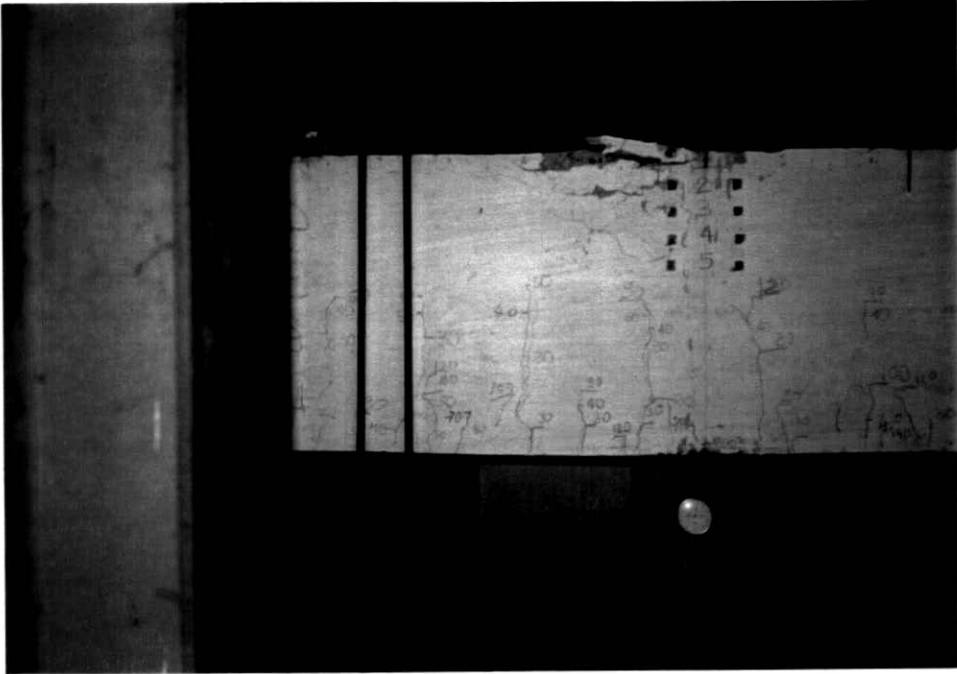


FOTO 25 - Ruptura da viga V2 - esmagamento do concreto após o escoamento da armadura longitudinal

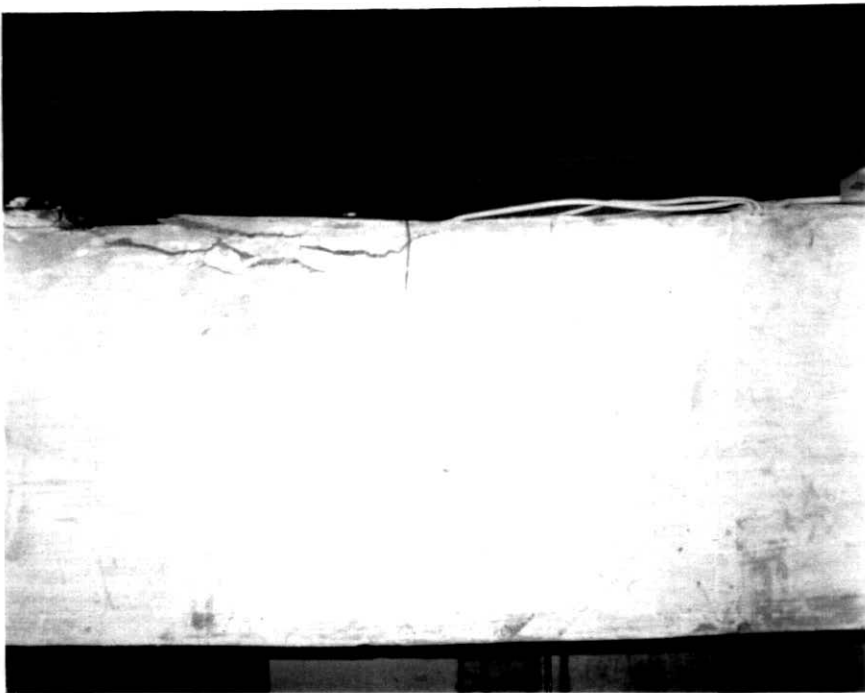


FOTO 26 - Ruptura da viga V5 - esmagamento do concreto após o escoamento da armadura longitudinal