

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL  
MODALIDADE ESTRUTURAS**

*COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS EM CONCRETO  
ARMADO REFORÇADAS COM CHAPAS DE AÇO COLADAS  
LATERALMENTE*

Luis Otávio de Melo Júnior

Dissertação submetida ao corpo docente do curso de pós - graduação da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de “Mestre em Ciências em Engenharia Civil”.

**Aprovado por :**

---

Prof<sup>o</sup>. Paulo José Araújo e Silva, Dr.  
Ing.  
UFPE

---

Prof<sup>o</sup>. José Celso da Cunha, Dr. Ing.  
UFMG

---

Prof<sup>o</sup>. Romilde Almeida de Oliveira,  
DSc.  
UFPE

Recife, PE - Brasil  
Setembro de 1997

## DEDICATÓRIA

A minha esposa Rossana, aos meus filhos Daniela, Lula e Juliana.

## **AGRADECIMENTOS**

---

Ao Prof<sup>o</sup> Antônio Oscar Cavalcanti da Fonte pela sua exemplar conduta a frente da Coordenadoria do Mestrado em Engenharia Civil.

Aos professores do curso de pós-graduação da UFPE pela dedicação e seriedade com que transmitiram seus conhecimentos.

Aos funcionários das secretarias do Departamento de Engenharia Civil e do Mestrado pelo excelente atendimento dispensado aos mestrandos.

Aos laboratoristas Ezequiel Muniz de Siqueira e João Cazuzza da Rocha que não pouparam esforços na confecção dos protótipos e na montagem e execução dos ensaios.

Ao técnico José Ednildo de Araújo pela colaboração prestada na realização dos ensaios.

Às engenheiras Fabiana Santos Alves e Regina Celly Siqueira pela a elaboração dos desenhos contidos neste trabalho.

Ao engenheiro José Afonso Pereira Vitória e à professora Hílcia Sette pela revisão do texto.

Ao engenheiro Ossian da Fonseca Calafange pela reprodução das fotografias.

À COHAB-PE e a Construtora Queiróz Galvão pelo fornecimento do material necessário para a construção dos protótipos.

Ao CREA-PE pelo convênio firmado entre a FACEPE/CT destinando verbas às teses de mestrado.

Aos colegas de mestrado; Fernando, Íriton, Joelma, Luciano e Sergio pelo companheirismo e o espírito de equipe demonstrados durante o curso.

## **AGRADECIMENTOS**

---

Agradecimento em especial aos colegas de mestrado e companheiros de estudo, Caetano Queiróz Monteiro e José Vanderlei Pinto, pelo apoio e ajuda dispensados durante estes dois anos e meio de convivência, sem os quais não teria avançado o suficiente.

Ao Prof<sup>o</sup> Paulo José Chaves por ter sugerido e orientado este trabalho, parabenizando-o por tornar realidade o Laboratório de Estruturas da UFPE.

## RESUMO

---

### RESUMO

#### *Comportamento ao cisalhamento de vigas em concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas lateralmente.*

Este trabalho tem como principal objetivo a análise do comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado, recuperadas e reforçadas com chapas de aço coladas nas faces laterais.

Verificou-se que as vigas recuperadas, mesmo que tenham atingido a ruptura, tiveram restabelecidas a sua rigidez à flexão.

Constatou-se também, que uma peça assim recuperada com chapas de aço coladas lateralmente, após ter atingido elevada fissuração, chega a duplicar a sua capacidade de resistência ao cisalhamento, cujo cálculo teórico tornou-se possível com a análise dos resultados experimentais deste trabalho.

Verificou-se ainda, que esta técnica de reforço apresenta grande potencial, considerando que a eficácia deste processo de recuperação depende, fundamentalmente, da perfeita transmissão dos esforços entre o elemento original e a chapa de reforço.

## ABSTRACT

---

### ABSTRACT

*Behaviour to the shear of reinforced concrete beams strengthened with adhesive bonded plates at both sides.*

This work has as a main objective the analyses of the behaviour to the shear of reinforced concrete beams, recuperateds and strengthened with adhesive bonded plates at both sides.

It has noticed that the retrieved beams even they've been over user, had retrieved it's bending strenght.

It was also know that a retrieved piece whit adhesive bonded plates at both sides, after it had been reached a very high cracking, duplicated its resistence to the shear, wich theoretic calculation became possible with the analysis of the experimental results of this work.

It's still verified that this reinforce technique shows a very big potential, considering the efficacy of this recuperation process depends, fundamentally, on the perfect transmission of the efforts between the original element and the reinforce plate.

# ÍNDICE

---

<b>1.</b>	<b>Introdução</b> .....	1
<b>2.</b>	<b>Revisão Bibliográfica</b> .....	4
2.1	Durabilidade do concreto armado.....	4
2.2	Patologia, Diagnóstico e Terapia do Concreto Armado .....	7
2.3	Cisalhamento em vigas de concreto armado .....	9
2.3.1	Princípios Básicos.....	9
2.3.2	Tipos de ruptura por força cortante.....	10
2.3.2.1	Ruptura de cisalhamento por tração .....	11
2.3.2.2	Ruptura por compressão do bordo superior .....	11
2.3.2.3	Ruptura por esmagamento da biela de compressão .....	12
2.3.2.4	Ruptura por falha de ancoragem .....	12
2.3.3	Segundo a Norma Brasileira NBR 6118/78.....	13
2.3.4	Segundo o ACI .....	15
2.3.5	Segundo o CEB.....	17
2.3.6	Técnica de Reforço com chapas coladas com epóxi.....	19
<b>3.</b>	<b>Programa experimental</b> .....	25
3.1	Descrição dos protótipos.....	25
3.2	Características dos materiais.....	28
3.2.1	Concreto.....	28
3.2.2	Aço.....	29
3.2.3	Chapa de Aço.....	30
3.2.4	Adesivo a base de epóxi .....	30
<b>4.</b>	<b>Descrição dos Ensaios e Análise dos Resultados</b> .....	32
4.1	Disposições Gerais.....	32
4.2	Protótipos VS1 e VC1 .....	34
4.3	Protótipos VS2 e VC2 .....	38
4.4	Protótipos VS3 e VC3 .....	42
4.5	Protótipos VS4 e VC4 .....	45
4.6	Protótipo VSE.....	49
4.7	Outros Resultados .....	52
4.8	Análise dos Resultados .....	56
<b>5.</b>	<b>Conclusões</b> .....	63
	<b>Bibliografia</b> .....	71
	<b>Apêndice (fotografias)</b> .....	75

## ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 1.1- Percentuais de erros na construção civil.....	2
Figura 2.1 - Representação da “ treliça clássica ” numa viga de concreto armado.....	10
Figura 2.2 - Tipos de ruptura numa viga de concreto armado [ 22 ].....	11
Figura 2.3 - Esquema de colagem com esforços e tensões atuantes [ 05 ].....	21
Figura 2.4 -Diagrama de tensão entre a chapa e o concreto [ 01 ].....	24
Figura 3.1 - Protótipo sem chapas.....	25
Figura 3.2 - Detalhes das armaduras.....	26
Figura 3.3 - Viga sem estribos. ....	26
Figura 3.4 - Detalhes da seção transversal dos protótipos com chapas coladas.....	27
Figura 3.5 - Vista frontal de um protótipo com chapas coladas.....	28
Figura 3.6 - Esquema de ensaio de cisalhamento idealizado pela UFRGS. ....	31
Figura 4.1 - Protótipo em posição de ensaio.....	32
Figura 4.2 - Posicionamento dos extensômetros elétricos e flexímetros.....	33
Figura 4.3 - Posicionamento dos extensômetros elétricos nas chapas.....	33
Figura 4.4- Tensões nos estribos das vigas VS1 e VC1.....	35
Figura 4.5 - Tensões de tração e compressão nas chapas da viga VC1. ....	35
Figura 4.6 - Gráfico momento x curvatura dos protótipos VS1 e VC1.....	36
Figura 4.7 - Gráfico carga x flecha dos protótipos VS 1 e VC1.....	36
Figura 4.8- Tensões nos estribos dos protótipos VS2 e VC2.....	38
Figura 4.9 - Tensões de tração e compressão nas chapas do protótipo VC2.....	39
Figura 4.10 - Gráfico momento x curvatura dos protótipo VS2 e VC2.....	39
Figura 4.11 - Gráfico carga x flecha dos protótipos VS2 e VC2.....	40
Figura 4.12 - Tensão nos estribos dos protótipos VS3 e VC3.....	42
Figura 4.13 - Tensões de tração e compressão nas chapas dos protótipos VS3 e VC3.....	43
Figura 4.14 - Gráfico momento x curvatura dos protótipos VS3 e VC3.....	43
Figura 4.15 - Gráfico carga x flecha dos protótipos VS3 e VC3.....	44
Figura 4.16 - Tensão nos estribos dos protótipos VS4 e VC4.....	46
Figura 4.17 - Tensão de tração nas chapas do protótipo VC4.....	46
Figura 4.18 - Gráfico momento x curvatura das vigas VS4 e VC4.....	47
Figura 4.19 - Gráfico carga x flecha das vigas VS4 e VC4.....	47

## ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 4.20 - Tensões de tração e compressão nas chapas do protótipo VSE. ....	50
Figura 4.21 - Gráfico carga x flecha do viga VSE e da viga fictícia VSf.....	50
Figura 4.22- Gráfico carga x flecha dos protótipos VC2 e VSE.....	52

## ÍNDICE DE TABELAS

---

Tabela 3.1 - Resistência à compressão média e idade do concreto.....	29
Tabela 3.2 - Diâmetros e tensões de escoamento dos aços obtidos através de ensaios. ....	29
Tabela 3.3 - Espessuras das chapas coladas nas vigas.....	30
Tabela 4.1 - Rigidez média - $(EJ)_M$ e rigidez da seção central- $(EJ)_S$ dos protótipos VS1 e VC1. ....	37
Tabela 4.2 - Rigidez média - $(EJ)_M$ e rigidez da seção central - $(EJ)_S$ dos protótipos VS2 e VC2. ....	41
Tabela 4.3 - Rigidez média $(EJ)_M$ e rigidez da seção central $(EJ)_S$ dos protótipos VS3 e VC3. ....	45
Tabela 4.4 - Rigidez média $(EJ)_M$ e rigidez da seção central $(EJ)_S$ dos protótipos VS4 e VC4. ....	48
Tabela 4.5 - Rigidez média $(EJ)_M$ e rigidez da seção central $(EJ)_S$ dos protótipos VSf e VSE. ....	51
Tabela 4.6 - Valores das tensões nos estribos das vigas com chapas. ....	53
Tabela 4.7 - Tensões de tração nas chapas.....	54
Tabela 4.8- Resumo dos resultados dos ensaios das vigas sem chapas. ....	55
Tabela 4.9 - Resumo dos resultados dos ensaios das vigas com chapas.....	55
Tabela 4.10- Valores experimentais e teóricos de $V_c$ . ....	58
Tabela 4.11 - Valores experimentais e teóricos das parcelas dos esforços cortantes.....	60
Tabela 4.12 - Percentuais das parcelas dos esforços cortantes obtidos dos resultados experimentais. ....	61

## ÍNDICE DE FOTOS

---

Foto 1 - Protótipo em posição de ensaio.....	70
Foto 2 - Armaduras dos protótipos e localização dos extensômetros elétricos nos estribos. ..	70
Foto 3 - Estribos e localização dos extensômetros elétricos no meio do vão da viga.....	71
Foto 4 Protótipo com chapas coladas nas faces laterais.....	71
Foto 5 - Aplicação do adesivo epóxi na viga. ....	72
Foto 6 - Sistema utilizado para pressionar as chapas sobre as superfícies laterais da viga. ....	72
Foto 7 - Posicionamento dos flexímetros nos ensaios. ....	73
Foto 8 - Fissuras de cisalhamento apresentadas no final do ensaio de uma viga sem chapas. ....	73
Foto 9 - Colapso da viga VC1.....	74
Foto 10 - Detalhe da ruptura do protótipo VC1. ....	74
Foto 11 - Colapso da viga VC2.....	75
Foto 12 - Detalhe da ruptura do protótipo VC2. ....	75
Foto 13 - Colapso do protótipo VS3 ( face anterior ). ....	76
Foto 14 - Colapso do protótipo VS3 ( face posterior ).....	76
Foto 15 - Colapso da viga VC3.....	77
Foto 16 - Detalhe da ruptura do protótipo VC3. ....	77
Foto 17 - Colapso da viga VC4.....	78
Foto 18 - Detalhe da ruptura do protótipo VC4. ....	78
Foto 19 - Detalhe da ruptura da viga VSE ( face anterior ). ....	79
Foto 20 - Detalhe da ruptura da viga VSE ( face posterior ).....	79
Foto 21 - Vista lateral do descolamento da chapa.....	80
Foto 22 - Vista superior do descolamento da chapa. ....	80
Foto 23 - Vista lateral da ruptura da viga VC3 ( descolamento da chapa ). ....	81
Foto 24 - Vista superior da ruptura da viga VC3 ( flambagem da armadura de compressão ).	81

## CAPÍTULO 1

---

### 1. Introdução

Um das atividades que mais crescem na Engenharia Civil, nos últimos anos, é a recuperação de estruturas de concreto armado. Isto se deve ao grande número de obras construídas sem levar em conta a durabilidade da estrutura.

Até o momento, o único dado da Norma Brasileira ( NBR 6118 ), especificado num projeto estrutural relativo ao concreto é a sua resistência característica à compressão  $f_{ck}$ . Ficando a cargo do engenheiro responsável pela obra, definir uma dosagem que atenda a essa única exigência. Definição, que por si só, não garante a durabilidade de uma construção.

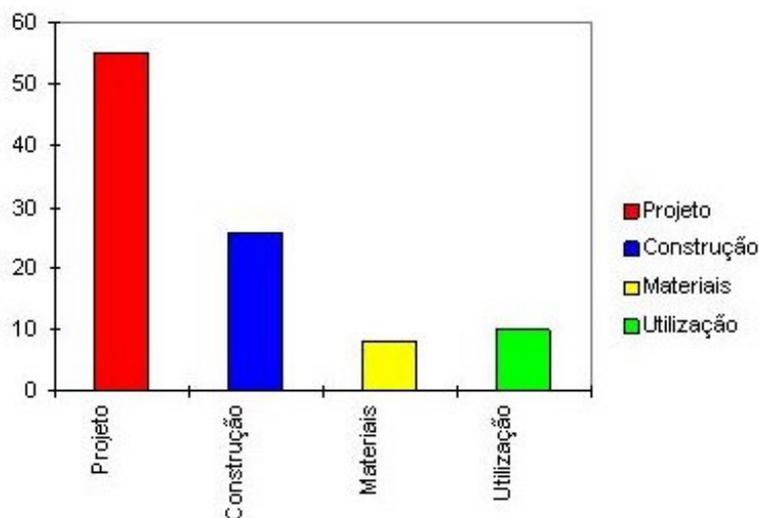
Além dos fatores citados, encontramos os erros na construção civil que são distribuídos em quatro causas relacionadas diretamente com as obras de concreto armado: erro de projeto, erro de construção, erro na escolha e no emprego dos materiais e erro na utilização da estrutura.

No Brasil, talvez por motivo de economia, inúmeras edificações são adaptadas para outros fins que não os previstos no projeto original, sem haver um acompanhamento técnico como também um planejamento adequado. Por isso o percentual de erro de utilização é bastante elevado em relação a outros países. Segundo Palermo [ 12 ], este percentual chega a 24% contra 4% na Europa. Um exemplo real é o caso das pontes rodoviárias que foram projetadas para um peso de veículo muito inferior aos que estão submetidas atualmente.

Por outro lado, um levantamento realizado pelo Prof.º José Celso da Cunha, da Universidade Federal de Minas Gerais [ 12 ], através de trabalhos de consultorias em diversos tipos de obras civis ( figura 2.1), mostra que o percentual de erro de projeto é muito superior aos demais. Isso significa a má qualidade dos projetos estruturais, muitas vezes executados por profissionais despreparados e inexperientes, que com a necessidade de remuneração imediata ( remuneração essa, quase sempre inferior aos honorários dignos de um engenheiro calculista), não investem na sua carreira.

## CAPÍTULO 1

---



---

**Figura 1.1- Percentuais de erros na construção civil.**

As deteriorações e falhas inesperadas causadas pelos fatos mencionados contribuem para o crescimento da atividade de recuperação estrutural mas, sem dúvida, são os fatores econômicos os maiores responsáveis.

Análises econômicas mostraram que a falta de manutenção preventiva e a solução retardada de um problema estrutural relativamente simples, elevam bastante os custos de restauração.

Relatos elaborados na maioria dos países desenvolvidos ou em desenvolvimento mostram que, atualmente, uma significativa parcela de recursos é investida em recuperação de obras, muitas vezes superando o emprego na construção de novas estruturas.

Em conseqüência do crescimento da atividade de recuperação de estruturas, o campo da patologia do concreto vem se expandindo continuamente, gerando inúmeras pesquisas, como também o desenvolvimento de novas técnicas de recuperação e reforço.

Um das técnicas que vem chamando a atenção dos profissionais da área, consiste na colagem de chapas de aço com adesivo a base de epóxi em elementos estruturais de concreto armado. Este fato se deve à comprovação da eficácia dessa cola existente no mercado.

## CAPÍTULO 1

---

Neste trabalho será analisado o comportamento ao cisalhamento de vigas em concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas lateralmente. Analisando também, a sua rigidez através das relações carga x flecha e momento x curvatura, já que as chapas serão coladas em toda extensão do vão da viga, e não só nas regiões de cisalhamento. Embora os modelos foram superdimensionados à flexão ( item 3.1 ), considerou-se que estes quando ensaiados sem chapas, apresentariam fissuras na região central, diminuindo assim, a sua rigidez. Será avaliada, ainda, a tensão de aderência entre a chapa e o concreto, com a finalidade de se propor um procedimento teórico adequado para o cálculo da parcela do esforço de cisalhamento absorvido pela colagem das chapas, e conseqüentemente, a obtenção do valor teórico do esforço de cisalhamento total de uma viga, após o seu reforço pelo processo em questão.

## CAPÍTULO 2

---

### 2. Revisão Bibliográfica

#### 2.1 Durabilidade do concreto armado

Atualmente, o estudo da durabilidade das estruturas de concreto armado e pretendido tem evoluído devido a um maior conhecimento dos mecanismos de transportes de líquidos e gases agressivos no concreto, que possibilitam associar o tempo de utilização de uma estrutura aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos. Tornando-se assim viável a avaliação da vida útil expressa em número de anos e não mais em critérios subjetivos de adequação da estrutura a um certo grau de exposição [ 14 ].

Por outro lado, existe a necessidade de conhecer, avaliar e classificar o grau de agressividade do ambiente, como também, de conhecer o material concreto e a geometria da peça estrutural, fazendo-se assim, uma correlação entre a agressividade do meio e a durabilidade da estrutura.

Tomando como base os documentos atuais que tratam do tema e vários artigos de especialistas, o prof. HELENE [ 13 ] afirma que no problema da durabilidade das estruturas de concreto armado deve-se considerar os seguintes aspectos:

- agressividade do meio ambiente ao concreto e à armadura;
- resistência do concreto e da armadura a um determinado tipo de agente agressivo;
- os modelos de preferência numéricos de deterioração e envelhecimento das estruturas de concreto armado;
- a correspondência entre agressividade do meio e a resistência a deterioração e o envelhecimento da estrutura;
- a vida útil desejada da estrutura.

## CAPÍTULO 2

---

A classificação da agressividade ambiental, segundo o ponto de vista durabilidade do concreto, pode ser dividida em três mecanismos de deterioração, que são:

- a lixiviação por ação de águas puras, carbônicas agressivas e ácidas que dissolvem e carregam os compostos da pasta hidratada, especialmente o hidróxido de cálcio;
- a expansão por ação de sulfatos reativos com o aluminato tricálcico da pasta de cimento;
- a expansão devida a reações dos álcalis do cimento com certos agregados reativos.

As estruturas de concreto são classificadas de acordo com suas características e propriedades principais de maior interesse para resistir à agressividade particular do meio ambiente ao qual serão submetidas.

Os modelos numéricos de deterioração e de envelhecimento das estruturas devem ser considerados separadamente, os referentes à corrosão das armaduras e os relativos à deterioração do concreto.

A vida útil é o período mínimo no qual se espera que uma obra desempenhe as funções previstas, segundo suas finalidades específicas e condições ambientais, sem perdas significativas na sua capacidade de utilização e não requerendo custos elevados de manutenção.

O Código Modelo MC-90 do CEB-FIP [ 09 ] estabelece que “As estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e operadas de forma tal que, sob as condições ambientais esperadas, elas mantenham sua segurança, funcionalidade e aparência aceitável durante um período de tempo, implícito ou explícito, sem requerer altos custos imprevistos para manutenção e reparo”. O MC-90 dispõe ainda que, uma obra projetada, executada e mantida conforme os requisitos do Código, deve, com elevada probabilidade, manter as condições esperadas de uso por um período de tempo de no mínimo 50 anos. Para algumas estruturas, conforme a sua finalidade, pode-se requerer uma vida útil mais longa, por exemplo, de 100 anos, ou consideravelmente mais curta, de 25 anos ou menos. O Grupo Tarefa 1, “Durabilidade”, ligado ao Comitê Técnico 104, “Concreto”, da Comunidade Européia, acordou, como base de referência, uma vida útil de projeto de 75 anos [ 09 ].

## CAPÍTULO 2

---

A durabilidade das estruturas de concreto requer a cooperação e esforços coordenados de pelo menos cinco responsáveis:

- o proprietário, definindo suas expectativas presentes e futuras de uso da estrutura;
- o responsável pelo projeto arquitetônico, definindo detalhes e especificando materiais;
- o responsável pelo projeto estrutural, definindo geometria, detalhes e especificando materiais e manutenção preventiva;
- o responsável pela construção, executando o projetado;
- o usuário, obedecendo as condições de uso, de operação e de manutenção preventiva especificadas.

Em resumo, a resistência e a durabilidade de uma estrutura vai depender dos cuidados que se tenham com ela não apenas durante a elaboração dos projetos, mas também, durante a construção e, posteriormente, durante o resto de sua existência.

## CAPÍTULO 2

---

### 2.2 Patologia, Diagnóstico e Terapia do Concreto Armado

A Patologia das estruturas é a parte da Engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e as origens das anomalias e defeitos das construções civis. Ela está intimamente ligada à durabilidade e qualidade, que embora tenham progredido consideravelmente, não levaram a uma diminuição dos casos patológicos na mesma proporção. A Engenharia por sua vez, vem evoluindo com o conhecimento de novas técnicas e aprimoramentos das normas ligadas aos materiais e ao cálculo estrutural, tornando as estruturas mais leves e esbeltas, requerendo maiores cuidados na sua execução e manutenção.

Em geral, pode-se afirmar que os acidentes produzidos nas construções não são provocados por uma única causa, agindo isoladamente, mas uma combinação de várias delas. Existem as causas devidas aos fatores inevitáveis de degradação, consequência do envelhecimento dos materiais, embora seja bom lembrar que a vida útil de uma estrutura está ligada diretamente com a qualidade do projeto, da execução e da manutenção.

Existem ainda, as condições especiais como recalques de fundações, ações sísmicas, vibrações etc., que sendo previstas, permitem diminuir e, até eliminar vários danos, com a adoção de medidas construtivas adequadas e levando-se em consideração tais efeitos nos projetos estruturais.

Por último, como foram citados no capítulo 1, são encontrados os erros na construção civil que são causados por situações e/ou considerações evitáveis e estão relacionados diretamente com as obras de concreto armado. Geralmente os efeitos causados por tais danos costumam anunciar-se. São facilmente corrigíveis quando detectados no transcorrer da execução da obra, mas em caso contrário, será preciso agir com rapidez e eficiência para conhecer a origem e tomar providências quanto à recuperação e reforço.

Segundo HELENE [ 13 ], o diagnóstico de um problema patológico numa dada estrutura é a identificação e descrição precisa do mecanismo, das origens e das causas efetivamente responsáveis pelo problema, a partir de uma ou mais manifestações patológicas.

Existem pequenos danos ou defeitos estruturais localizados e de pouca importância que não afetam o resto da estrutura. Nesse caso, geralmente, não é necessário esperar resultados de análises, pesquisas etc., podendo-se imediatamente providenciar a recuperação da estrutura. Por

## CAPÍTULO 2

---

outro lado, existem danos ou defeitos que necessitarão de um estudo completo da obra, analisando-se os mínimos detalhes.

As etapas genéricas de um processo de análise de estruturas com vista à resolução de eventuais problemas patológicos devem contemplar [ 13 ]:

- o levantamento de subsídios
  
- o diagnóstico
  
- a definição da conduta.

O levantamento de subsídios pode-se chegar até a quatro etapas caso as primeiras não sejam conclusivas, são elas: vistoria ou inspeção geral, anamnese, inspeção detalhada e pesquisas. Na vistoria registram-se os sintomas e problemas patológicos e são realizadas observações visuais que podem ser complementadas com ensaios simples e rápidos de campo.

Caso não se tenha formulado um diagnóstico seguro através da vistoria, passa-se a etapa seguinte que é a anamnese. Trata-se da coleta de informações orais e obtenção de todos os dados possíveis da obra, tais como, projetos, especificações técnicas, diário de obra, relatórios de ensaios e outros.

O passo seguinte é a inspeção detalhada, que é constituída de exames complementares efetuados diretamente sobre a estrutura ou exames realizados em laboratórios, através de amostras retiradas da estrutura danificada.

Se ainda assim não foi possível conceber um diagnóstico, deve-se passar para a etapa das pesquisas, que são: pesquisas bibliográficas específicas e pesquisas tecnológicas ou científicas.

Após estes procedimentos e com as informações adquiridas, pode-se formular um diagnóstico seguro para o problema apresentado. Em consequência obtém-se a definição da conduta que definirá a terapia ou a correção do problema, apresentando-se assim, as eventuais alternativas de solução.

## CAPÍTULO 2

---

### 2.3 Cisalhamento em vigas de concreto armado

#### 2.3.1 Princípios Básicos

O comportamento de uma viga de concreto armado submetida a esforços transversais é muito complexo. Não é possível o estudo seção a seção, sendo geralmente necessário levar em conta o conjunto da estrutura, pois os mecanismos resistentes que se formam são essencialmente tridimensionais.

A fissuração, a resistência e o modo de ruína são dependentes não só da forma da seção, como também da sua variação ao longo do comprimento da viga, da esbelteza desta, da disposição das armaduras transversais e longitudinais, da aderência entre o aço e o concreto, dos tipos de cargas e apoios, etc. Como se vê, não é fácil incluir todas essas variáveis numa teoria simples e prática.

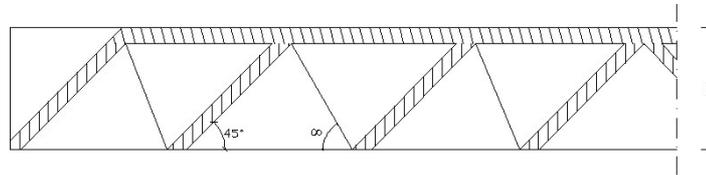
As disposições das normas vigentes para o dimensionamento de peças de concreto armado ao cisalhamento são ainda consideradas insatisfatórias por diversos pesquisadores. Muitos estudos vêm sendo desenvolvidos no sentido de aprimorá-las sem que, no entanto, tenham ocorrido modificações substanciais nos processos de cálculos.

Numa viga as tensões principais de tração que correspondem aos esforços de tração na alma requerem uma armadura denominada armadura de cisalhamento. Quando a peça se encontra sob as cargas de utilização ou com aumento da sollicitação até a carga última, as tensões principais de tração dão origem às fissuras de cisalhamento, o que permite considerar a estrutura no Estádio II como uma treliça. A resistência de uma viga de concreto armado somente será garantida quando tanto os esforços de tração e de compressão que aparecem nas barras da treliça, como os esforços que surgem nos banzos, forem absorvidos com a segurança exigida. Assim, os procedimentos correntes de cálculos baseiam-se no princípio de que não deve ser excedida a resistência à compressão da biela comprimida e/ou a resistência à tração da armadura de cisalhamento.

Foi Ritter quem concebeu o modelo de treliça em 1898 e Mörsch o desenvolveu em 1904, fundamentando-se na concepção de que uma viga de concreto armado em estado fissurado, comporta-se como uma treliça isostática, admitindo-se ainda o ângulo de inclinação das fissuras de  $45^\circ$  ( figura 2.1 ).

## CAPÍTULO 2

---



**Figura 2.1 - Representação da “treliça clássica” numa viga de concreto armado.**

Como resultados dessas pesquisas, modelos teóricos que representam com razoável precisão tal mecanismo foram desenvolvidos, e fórmulas adequadas para projeto foram incorporadas às normas de cálculos. Sabe-se hoje que, além da armadura transversal, existem outras componentes no mecanismo de resistência ao esforço cortante, como a contribuição do concreto na região comprimida, o efeito de pino da armadura longitudinal e a ação de engrenamento dos agregados ao longo das fissuras, sendo que, para fins de projeto, essas diversas componentes são reunidas numa só parcela denominada “esforço cortante absorvido pelo concreto e por efeitos secundários”, a qual se soma ao esforço cortante absorvido pela armadura transversal. Sabe-se também que o ângulo de inclinação das bielas pode ser bem diferente dos 45° assumidos por Morsch, dependendo de diversos fatores. Assim se conclui que para ajustar a teoria clássica de Morsch a resultados de ensaios, existem duas teorias, uma é a teoria aditiva e a outra é a teoria da treliça com diagonais de inclinação variável.

### 2.3.2 Tipos de ruptura por força cortante

Quando ocorrem fissuras inclinadas na alma de uma viga de concreto armado, são devidas às tensões principais de tração que ultrapassaram a resistência à tração do concreto. Essas fissuras são perpendiculares às direções das tensões principais de tração, causando uma transposição dos esforços existentes na alma, no Estádio I, para as diagonais comprimidas do concreto e para a armadura de cisalhamento. Com essa redistribuição dos esforços internos podem surgir diversos tipos de rupturas, já que são dependentes da quantidade e direção da armadura de cisalhamento ( figura 2.2 ).

## CAPÍTULO 2

---

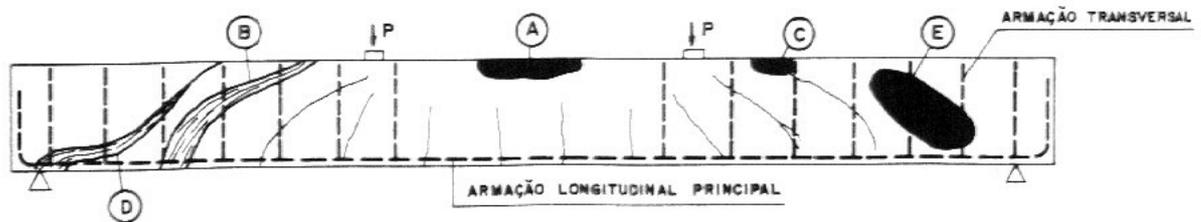


Figura 2.2 - Tipos de ruptura numa viga de concreto armado [ 22 ].

### 2.3.2.1 Ruptura de cisalhamento por tração

Este é o tipo mais comum de ruptura por cisalhamento, resulta somente da deficiência da armadura transversal destinada a absorver as tensões de tração que surgem devido aos esforços cortantes. A zona comprimida do concreto deve resistir a uma parte desses esforços, porém se estes crescem, a fissura progride até o bordo superior levando a peça à ruptura ( figura 2.2, posição B ).

### 2.3.2.2 Ruptura por compressão do bordo superior

No caso de armadura de cisalhamento insuficiente, descrito no item anterior, além da ruptura típica de tração pode acontecer uma ruptura por compressão no bordo superior da peça. Sendo que aqui, com o acréscimo da carga a armadura ainda oferece alguma resistência, enquanto as fissuras penetram na região da mesa comprimida pela flexão podendo levar a peça à ruptura por esmagamento do concreto. ( figura 2.2, posição C ).

## **CAPÍTULO 2**

---

### **2.3.2.3 Ruptura por esmagamento da biela de compressão**

Nas vigas de larguras reduzidas, devido às solicitações atuantes, as tensões principais de compressão poderão atingir valores muito elevados, superando a capacidade resistente à compressão do concreto, quando solicitado ao mesmo tempo por tração perpendicular. Teremos, então, ruptura por esmagamento do concreto ( figura 2.2, posição E ).

### **2.3.2.4 Ruptura por falha de ancoragem**

As armaduras longitudinais são solicitadas até o apoio, devido ao efeito de arco, por isso, no caso de insuficiência de ancoragem pode acontecer a ruptura no encontro da diagonal comprimida próxima ao apoio com o banzo tracionado. Neste caso a peça entra bruscamente em colapso devido ao deslizamento da armadura longitudinal. Algumas vezes essa ruptura se prolonga ao longo da altura, causando o colapso da alma da viga. A rigor, este tipo de ruptura não é, portanto, considerada uma ruptura por cortante porque os elementos da alma não rompem pelo cisalhamento provocado pelo esforço cortante e sim, pelo rompimento da ancoragem do banzo tracionado na diagonal comprimida próximo do apoio ( figura 2.2, posição D).

A ruptura por flexão não está ligada diretamente a este trabalho, mas a sua referência é oportuna, já que poderia ter acontecido nos ensaios dos protótipos que serão apresentados posteriormente. Esse tipo de ruptura acontece quando a armadura de tração de uma viga alcança uma deformação excessiva originando a subida da linha neutra, diminuindo assim, a área comprimida, até que a mesma entra em processo de ruptura por excesso de compressão. Nas peças “ superarmadas ” o concreto pode romper sem que a armadura alcance o seu limite elástico ( figura 2.2, posição A).

## CAPÍTULO 2

---

### 2.3.3 Segundo a Norma Brasileira NBR 6118/78

A Norma Brasileira para concreto armado em vigor é a NBR 6118 [ 03 ]. Segundo ela, a armadura necessária para resistir ao cisalhamento na flexão, quando constituída apenas por estribos verticais, é dada por:

$$A_{se} = \frac{A_{sw}}{s} = \left(1,15\tau_{wd} - \tau_c\right) \frac{b_w}{f_{wyd}} \quad \text{Eq 2.1}$$

sendo:

$$\tau_{wd} = V_d / (b_w d) \quad \text{Eq 2.2}$$

onde:

$\tau_{wd}$  : é o valor de cálculo da tensão convencional de cisalhamento no concreto.

$V_d$  : é a força cortante de cálculo.

$b_w$  : é a largura da seção retangular.

$d$  : é a altura útil da viga.

$f_{wyd}$  : é a resistência de cálculo da armadura transversal.

$\tau_c$  : é a tensão relativa ao mecanismo interno do concreto e efeitos secundários.

Para peças solicitadas à flexão simples, a NBR 6118 [ 03 ], prescreve um valor empírico para  $\tau_c$ , dado por :

$$\tau_c = \Psi_l \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Eq 2.3}$$

## CAPÍTULO 2

---

sendo:

$f_{ck}$  : resistência característica do concreto à compressão em  $\text{kgf/cm}^2$

$\Psi_l$  : calculado em função de  $\rho_l$

$\rho_l$  : menor taxa geométrica de armadura longitudinal de tração no trecho  $2h$  a partir da face do apoio.

$$\Psi_l = 0,24 \quad \text{para} \quad \rho_l < 0,001 \quad \text{e} \quad \Psi_l = 0,45 \quad \text{para} \quad \rho_l > 0,015$$

Interpolando linearmente para valores intermediários de  $\rho_l$ .

A NBR 6118 [ 03 ] limita o valor de cálculo da tensão convencional de cisalhamento ( $\tau_{wd}$ ), não devendo ultrapassar o valor da tensão de cisalhamento última ( $\tau_{wd}$ ). Este fato é para controlar a tensão de compressão nas bielas de concreto. Assim para uma viga de seção retangular com armadura transversal composta apenas por estribos verticais, tem-se:

$$\tau_{wd} \leq 0,25f_{cd} \leq 45 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Eq 2.4}$$

Desta forma, utilizando a equação 2.4, obtém-se a expressão do limite máximo do esforço cortante como:

$$V_u \leq 0,25f_c b_w d \leq 45b_w d \quad \text{Eq 2.5}$$

Para as condições de laboratório, podem-se combinar as equações 2.1, 2.2 e 2.3 retirando os coeficientes de minoração das resistências e de majoração dos esforços solicitantes, para obter o valor do esforço cisalhamento último teórico que deve ser resistido por uma viga de concreto armado de seção retangular constante e com armadura transversal composta somente por estribos verticais. Os coeficientes citados não são considerados porque os

## CAPÍTULO 2

---

materiais, nesse caso, têm as suas características determinadas através de ensaios de laboratório, e as cargas são conhecidas com precisão. Assim tem-se:

$$V_u = 0.87d(A_{sc}f_{wd} + b_w\psi_l\sqrt{f_c}) \quad \text{Eq 2.6}$$

### 2.3.4 Segundo o ACI

Segundo recomendações do ACI [ 04 ], o cálculo de uma viga de concreto armado submetida a esforço cortante é baseado na relação:

$$\phi.V_n \geq V_u \quad \text{Eq 2.7}$$

onde:

$\phi$  : é um coeficiente de minoração que assume o valor de 0.85 nos casos de esforços de cisalhamento e torção;

$V_u$  : é o esforço de cisalhamento de ruptura na seção considerada

$V_n$  : é o esforço de cisalhamento nominal, que é dado por :

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Eq 2.8}$$

sendo:

$V_c$  : o esforço de cisalhamento absorvido pelo concreto e efeitos secundários. Seu cálculo é dado por :

$$V_c = 2\sqrt{f_c}b_wd \quad \text{Eq 2.9}$$

## CAPÍTULO 2

---

onde :

$f_c$  : é a resistência de compressão do concreto em psi

$b_w$  : é a largura da viga

$d$  : é a altura útil da viga

$V_s$  : é o esforço de cisalhamento absorvido pela a armadura transversal. Seu cálculo é baseado na “analogia da treliça”, supondo uma inclinação de 45° para as bielas de compressão. Assim, para uma viga de concreto armado que tem a sua armadura transversal constituída apenas por estribos verticais, tem-se:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \text{Eq 2.10}$$

onde:

$A_v$  : é a Área da armadura transversal

$f_y$  : é a resistência de escoamento da armadura transversal

$s$  : é o espaçamento dos estribos.

O ACI considera para a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento o valor de 60,000psi ( 421,80Mpa ), e a área mínima dessa armadura é dada por :

$$A_v = 50 \frac{b_w s}{f_y} \quad \text{Eq 2.11}$$

## CAPÍTULO 2

---

### 2.3.5 Segundo o CEB

O CEB [ 06 ] baseia-se no modelo de treliça para o dimensionamento ao esforço cortante de uma viga de concreto armado. O esforço na biela comprimida é dado por :

$$F_{Scw} = \frac{V_{Sd}}{\sin \theta} \left( \frac{\cot \theta}{\cot \theta + \cot \alpha} \right) \quad \text{Eq 2.12}$$

onde:

$V_{Sd}$  : é o esforço de cisalhamento na seção considerada

$\theta$  : é o ângulo de inclinação da biela comprimida

$\alpha$  : é o ângulo de inclinação da biela tracionada.

O esforço máximo absorvido pelo concreto é obtido pela expressão :

$$F_{Rcw} = f_{cw2} b_w z \cos \theta \quad \text{Eq 2.13}$$

onde :

$b_w$  : é a largura da viga considerada

$z$  : é o braço de alavanca

$f_{cd2}$  : é o valor médio da tensão de compressão no concreto fissurado, sendo dado por:

$$f_{cd2} = 0.60 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \quad \text{Eq 2.14}$$

## CAPÍTULO 2

---

onde :

$f_{ck}$  : é a resistência característica do concreto

$f_{cd}$  : é a resistência de cálculo do concreto.

O esforço na biela tracionada é dado por :

$$F_{Stw} = \frac{V_{Sd}}{\sin \alpha} \quad \text{Eq 2.15}$$

e o esforço máximo absorvido pela armadura transversal é obtido pela expressão:

$$F_{Rtw} = \left[ \frac{A_{sw} f_{yd}}{s} \right] z (\cot \theta + \cot \alpha) \quad \text{Eq 2.16}$$

onde:

$f_{yd}$  : é a tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal

$A_{sw}$  : é a área da armadura transversal

$s$  : é o espaçamento entre as armaduras transversais.

Combinando as equações ( 2.15 ) e ( 2.16 ), o valor da área de aço para resistir aos esforços da biela tracionada, ou seja, a seção da armadura transversal, é dado por:

$$A_{sw} = \frac{s V_{Sd}}{z f_{yd} \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha)} \quad \text{Eq 2.17}$$

A contribuição do concreto na resistência aos esforços de cisalhamento, ou seja, a correção da “teoria clássica”, é realizada através da variação do ângulo de inclinação da biela comprimida,  $\theta$ . O CEB limita esse ângulo entre  $45^\circ$  (  $\text{arccot } 1$  ) e  $18.4^\circ$  (  $\text{arccot } 3$  ). A limitação

## CAPÍTULO 2

---

inferior é para evitar que a tensão de compressão nas bielas comprimidas cresça demasiadamente e a superior é por questão de economia, pois quanto maior  $\theta$  maior a armadura transversal.

Resultados de ensaios mostram que os valores de  $V_c$  obtidos pelas normas são muito inferiores aos reais, sendo uma equação proposta por Zsutty [ 10 ] mais realista com valores muito próximos aos ensaios. Para uma viga esbelta (  $a / d > 2,5$  ) a equação é:

$$V_c = 10,2(f_c \rho)^{1/3} \cdot (d / a)^{4/3} \cdot b_w a \quad \text{Eq 2.18}$$

onde:

$f_c$  : é a resistência à compressão do concreto em  $kg / cm^2$

$\rho$  : é taxa de armadura longitudinal

$d$  : é a altura útil da viga

$a$  : é a distância do apoio à carga.

### 2.3.6 Técnica de Reforço com chapas coladas com epóxi

A técnica de reforço, através de colagem de chapas de aço a elementos estruturais pode ser considerada como recente, começando a ser empregada no início dos anos 60, sendo utilizada de forma experimental no reforço de edifícios e pontes em diversos países da Europa , no Japão e na África do Sul. Pesquisas desenvolvidas em vários países, principalmente na Inglaterra ( Universidade de Sheffield ) e na Espanha ( Instituto Eduardo Torroja ), realizaram investigações sobre a eficiência do reforço e sobre diversos parâmetros influentes na colagem, tais como: espessura da chapa, espessura do adesivo etc.

Esta técnica é simplesmente a incorporação de uma armadura ( chapa de aço ) externa ligada a uma estrutura de concreto por meio de adesivo a base de epóxi. Esta armadura deve ser colada na posição onde atuam os esforços máximos que se queira combater.

Freqüentemente é necessário o reforço de uma peça estrutural por apresentar anomalias provocadas por solicitações de flexão, de esforço cortante ou esforço de torção que não foram

## CAPÍTULO 2

---

previstas no cálculo estrutural ou por ter que suportar esforços superiores aos projetados pela mudança de utilização da obra, ou ainda por estar apresentando defeitos devido a erros de execução. Para resolver tais problemas eram apresentadas inúmeras dificuldades como; interdição da obra, tempo de duração dos serviços, mudanças substanciais na geometria da peça, custo alto de execução etc. Entretanto, com a utilização da técnica de colagem de chapas de aço ao concreto através de adesivo epoxídico, o mesmo problema é resolvido de forma cômoda, rápida, eficaz e econômica.

Um dos principais procedimentos para um bom funcionamento do método é a escolha adequada do adesivo, pois este é o responsável pela ligação concreto-chapa e deve garantir a perfeita transmissão dos esforços que lhe são submetidos. Assim se pode afirmar que na colagem de concreto-aço, a adesividade é a mais fundamental das propriedades. A intensidade da adesividade, depende de [ 07 ]:

- [10] a qualidade e característica do adesivo a empregar
- o estado das superfícies dos materiais a unir
- as propriedades das superfícies.

Pesquisas elaboradas em 1990 no Laboratório de Ensaios e Modelos estruturais do curso de pós - graduação em Engenharia Civil da UFRGS [ 25 ], com a finalidade de determinar as propriedades mecânicas de diversas formulações à base de resina epoxídica, concluíram que existem produtos no mercado com resistência média ao cisalhamento de 9 MPa, resistência essa, muito superior a resistência à tração do concreto convencional. Com base nestes dados, pode-se afirmar que numa operação de colagem de chapa de aço a uma viga de concreto armado, o limite do processo será definido pela resistência à tração do concreto, desde que seja empregado o adesivo adequado e que o procedimento de colagem obedeça suficientemente às especificações do fabricante.

## CAPÍTULO 2

Sobre os esforços de cisalhamento nas chapas de aço coladas lateralmente, o CEB através de dados teóricos e experimentais apresentados no “Bulletin d’Information N° 162 [ 05 ] ( figura 2.1 ), sugere o seguinte:

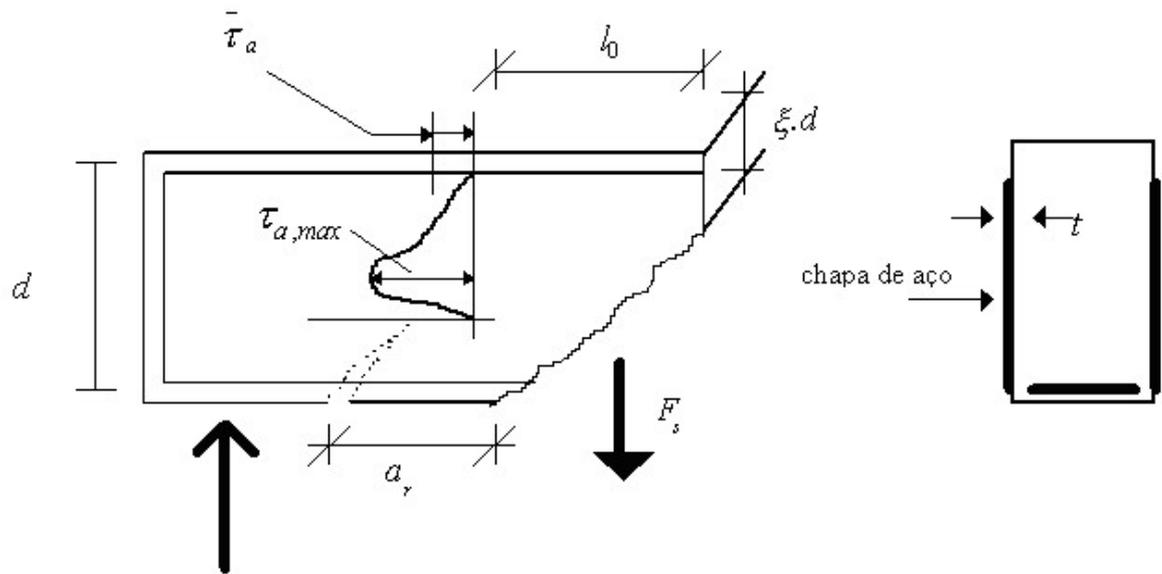


Figura 2.3 - Esquema de colagem com esforços e tensões atuantes. [ 05 ]

$$\frac{1}{2}V_s \leq F_s \cong \left(\frac{1+\xi}{2}\right) \cdot d \cdot l_o \cdot \bar{\tau}_a \leq l_o \cdot t \cdot f_{sy} \quad \text{Eq 2.19}$$

onde:

$$l_o \cong \min\{a_r, (1-\xi) \cdot d\} \quad \text{Eq 2.20}$$

$$\bar{\tau}_a \cong 0,4\tau_{\alpha,max} \quad \text{Eq 2.21}$$

## CAPÍTULO 2

---

$$\tau_{\alpha,max} \leq \frac{1}{\gamma_c} \cdot f_{ct,m} \quad \text{Eq 2.22}$$

$$\xi \cong 0,3 \quad \text{Eq 2.23}$$

$$\tau_{\alpha,max} \leq \frac{1}{\gamma_c} f_{ct,m} \cong \frac{1}{\gamma_c} \cdot \frac{3}{10} \cdot f_{ck}^{2/3} \quad ; \quad f_{ck} \text{ e } \tau_{\alpha} \text{ em MPa} \quad \text{Eq 2.24}$$

onde:

$V_s$  : é o esforço de cisalhamento resistido pela chapa colada

$F_s$  : é o esforço de cisalhamento entre a chapa e o concreto

$\tau_{\alpha,max}$  : é a tensão máxima de cisalhamento entre a chapa e o concreto

$\tau_{\alpha}$  : é a tensão média de cisalhamento entre a chapa e o concreto

$f_{ct,m}$  : é a resistência à tração do concreto

$f_{sy}$  : é a resistência de escoamento da chapa

$t$  : é a espessura da chapa

sendo:

$$V_s \leq \frac{dl_o}{2} \cdot \tau_{\alpha,max} \quad \text{Eq 2.25}$$

com isso concluem-se que :

$$V_s = V - V_{exist.} \quad \text{Eq 2.26}$$

## CAPÍTULO 2

---

onde :

$V$  : é o esforço de cisalhamento resistido pela viga após o seu reforço

$V_{exist.}$  : é o esforço de cisalhamento resistido pela viga antes de ser reforçada.

O CEB [ 05 ] ainda propõe que a espessura da chapa seja limitada por :

$$t \geq 0,25 \cdot \frac{\tau_{\alpha,max}}{f_{sy}} \quad \text{Eq 2.27}$$

Muitos autores sugerem limitar a espessura da chapa em 3mm, a não ser que seja utilizado um sistema adequado de ancoragem.

Al-Sulaimani G.J. et al [ 01 ] apresentam uma pesquisa experimental onde é analisado o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado reforçadas com chapas de fibra de vidro coladas lateralmente. Embora o material de reforço não seja o aço, o conceito teórico é o mesmo do presente trabalho.

Os autores baseiam-se na teoria de que o esforço de cisalhamento último de uma viga de concreto armado reforçada ( armadura de cisalhamento constituída de estribos verticais ) é composto pela soma de três componentes:

$$V_u = V_c + V_s + V_p \quad \text{Eq 2.28}$$

onde:

$V_u$  : é o esforço de cisalhamento último da viga reforçada

$V_c$  : é o esforço de cisalhamento referente ao concreto calculado conforme o ACI

$V_s$  : é o esforço de cisalhamento referente aos estribos calculado conforme o ACI

$V_p$  : é o esforço de cisalhamento referente às chapas de fibra de vidro que é

calculado conforme a seguir ( figura 2.2 ):

## CAPÍTULO 2

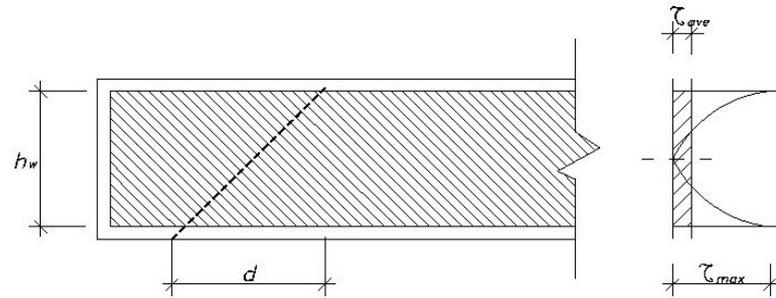


Figura 2.4 -Diagrama de tensão entre a chapa e o concreto [ 01 ].

$$V_p = 2F_p = 2 \left[ \tau_{ave} \left( \frac{dh_w}{2} \right) \right] \quad \text{Eq 2.29}$$

onde:

$h_w$  : é a altura da chapa

$d$  : é a distância entre o extremo da fibra comprimida e o centro de gravidade da armadura de flexão;

$\tau_{ave}$  : é a tensão média de cisalhamento entre a chapa e o concreto.

O descolamento da chapa ocorre quando a tensão máxima de cisalhamento ( $\tau_{max}$ ) atingir o valor da tensão de cisalhamento última de colagem ( $\tau_{ult}$ ), que é tomada igual a tensão de tração do concreto.

O valor da tensão média de cisalhamento entre a chapa e o concreto ( $\tau_{ave}$ ) foi estimado experimentalmente.

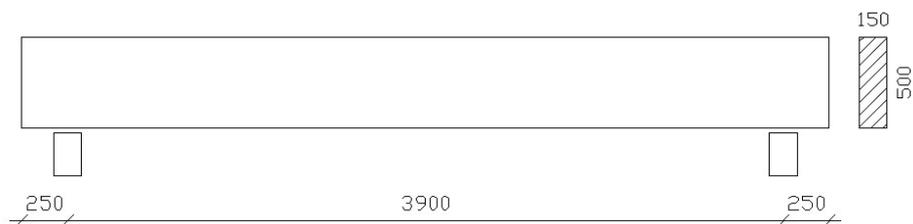
## CAPÍTULO 3

---

### 3. Programa experimental

#### 3.1 Descrição dos protótipos

Foram confeccionadas 4 ( quatro ) vigas de concreto armado todas elas com vãos de 3900mm e prolongamentos de 250mm nos apoios para permitir uma melhor ancoragem da armadura longitudinal ( figura 3.1; foto1 ). A seção transversal adotada foi de 150mm x 500mm, a armadura longitudinal de tração composta de 5 ( cinco ) barras de 20.0mm e de 2 ( duas ) barras de 10.0mm como armadura de compressão ( figuras 3.1 e 3.2 ; foto 2 ). Para armadura transversal adotaram-se estribos verticais de 5.0mm espaçados de 260mm ( figura 3.2 ; foto 3 ). As dimensões e as armaduras foram escolhidas para garantir que os modelos quando ensaiados não rompessem à flexão, considerando que este trabalho tem como principal objetivo a análise dos esforços de cisalhamento. Para o dimensionamento dos estribos foi considerado o valor teórico do esforço último de cisalhamento; para a armadura longitudinal considerou-se o dobro desse valor.

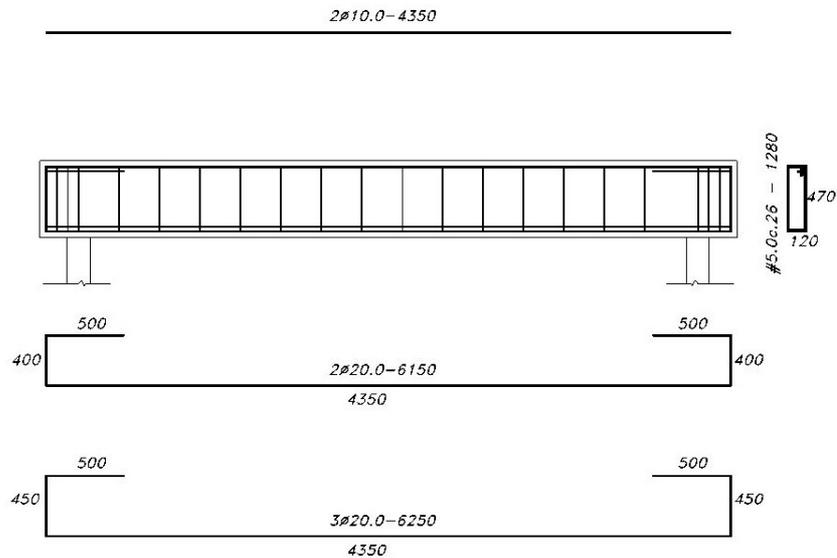


---

**Figura 3.1 - Protótipo sem chapas.**

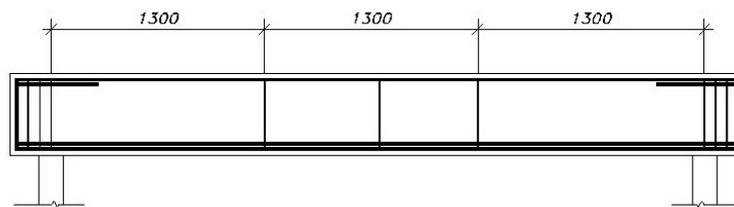
## CAPÍTULO 3

---



**Figura 3.2 - Detalhes das armaduras.**

Além dos modelos citados, também foi confeccionada uma viga com as mesmas dimensões e armadura de flexão, porém sem estribos ( figura 3.3 ), para simular o comportamento de um caso real em que a armadura transversal não mais estivesse contribuindo ao combate dos esforços para os quais ela foi dimensionada.



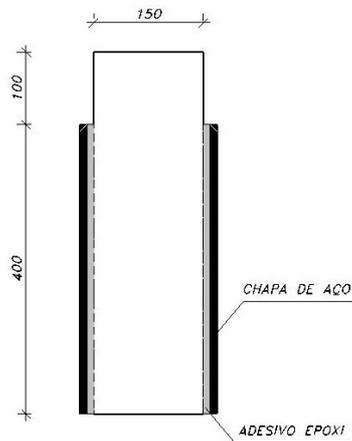
**Figura 3.3 - Viga sem estribos.**

Todas as peças, com exceção da última, foram ensaiadas primeiramente nas condições em que foram moldadas; depois foram novamente ensaiadas após a colagem de chapas de aço nas duas faces laterais ( figura 3.4 ), simulando com isso, o reforço estrutural proposto para os casos de deficiências provocadas pelo cisalhamento. Tais chapas foram

### CAPÍTULO 3

---

coladas através de adesivos epóxi nas faces laterais com altura de 400mm, medida a partir da face inferior das vigas, deixando livre uma faixa correspondente a 100mm na face superior, caracterizando assim a existência de uma laje, o que sempre acontece na grande maioria dos casos reais. As espessuras das chapas variaram em 1,20mm, 0,90mm e 0,70mm dependendo de cada ensaio. Essa variação de espessura teve a finalidade de permitir a análise de sua influência na seção composta concreto/chapa. Como essas chapas são encontradas no comércio sob dimensões padrões, no caso 1000 x 2000, foram coladas duas partes de 2000mm ao longo do comprimento de cada lado, ultrapassando em 100 mm o vão livre do protótipo que é de 3900 mm.

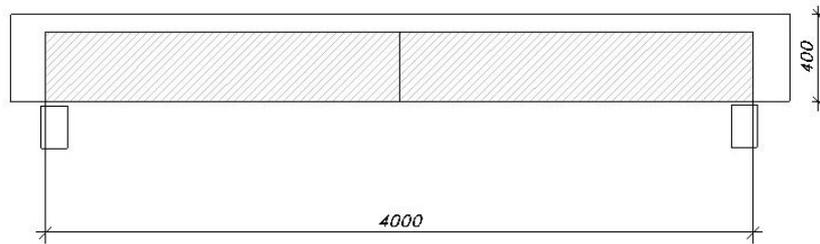


---

**Figura 3.4 - Detalhes da seção transversal dos protótipos com chapas coladas.**

## CAPÍTULO 3

---



---

**Figura 3.5 - Vista frontal de um protótipo com chapas coladas.**

O adesivo epoxídico foi aplicado através de desempeno e espátula de pintor ( foto 5 ), obedecendo ao tempo de vida útil do produto especificado pelo fabricante. As chapas foram pressionadas à viga por meio de barrotes interligados com parafusos ( foto 6 ).

Chamou-se de VS1, VS2, VS3 e VS4 as vigas ensaiadas sem chapas e de VC1, VC2, VC3 e VC4 essas mesmas vigas quando ensaiadas com as chapas coladas. Chamou-se ainda de VSE a viga desprovida de estribo com chapas coladas.

## 3.2 Características dos materiais

### 3.2.1 Concreto

O concreto foi constituído de cimento Portland, areia média lavada e brita 25. Foi usada uma dosagem para que aos 7 ( sete ) dias a resistência à compressão se aproximasse de 20 MPa. Em cada concretagem foram retirados 4 ( quatro ) corpos de provas, sendo dois rompidos no dia do ensaio das vigas sem as chapas e os outros dois, nos dias dos ensaios dos modelos com chapas coladas. Assim, a resistência à compressão do concreto adotada para análise de cada protótipo ( sem e com chapa ), foi a média entre cada par destes corpos de prova.

A tabela 3.1 mostra a resistência média à compressão e a idade do concreto quando ensaiado.

## CAPÍTULO 3

---

Vigas	$f_c$ MPa	Idade do concreto
VS1	17,8	07 dias
VC1	22,0	40 dias
VS2	21,8	07 dias
VC2	27,0	28 dias
VS3	21,8	21 dias
VC3	23,0	37 dias
VS4	20,6	17 dias
VC4	21,6	26 dias
VSE	21,3	17 dias

---

**Tabela 3.1 - Resistência média à compressão e idade do concreto**

### 3.2.2 Aço

Para a armaduras transversais foram utilizados aço do tipo CA 60B e para as longitudinais CA 50 A ( hoje só são fabricados aço do tipo A nas categorias CA50 ), cujas tensões de escoamentos foram verificadas através de ensaios de tração ( tabela 3.2 ).

$\phi$ mm	$f_y$ MPa
5.0	740
10.0	610
20.0	520

---

**Tabela 3.2 - Diâmetros e tensões de escoamento dos aços obtidos através de ensaios.**

## CAPÍTULO 3

---

### 3.2.3 Chapa de Aço

As chapas empregadas foram as do tipo SAE 1006 e 1008. Os fabricantes nada garantem quanto as suas características mecânicas. Por isso, é aconselhável realizar ensaios à tração antes de utilizá-las na recuperação ou reforço de estrutura. Como já foi citado no item 3.1, a espessura destas chapas variou de protótipo para protótipo, conforme mostra a tabela 3.3.

Vigas	Espessuras das chapas ( mm )
VC1	1,2
VC2	0,9
VC3	0,9
VC4	0,7
VSE	0,9

---

Tabela 3.3 - Espessuras das chapas coladas nas vigas.

### 3.2.4 Adesivo a base de epóxi

Conforme visto no item 2.3.6, foram elaboradas pesquisas no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais do curso de pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS com adesivos a base de epóxi [ 25 ]. Como o objetivo principal dessas pesquisas era de selecionar as formulações mais adequadas para serem utilizadas em reforço de vigas de concreto armado, considerou-se essencial avaliar a resistência do conjunto aço/adesivo/concreto. Por isso, foi desenvolvido nesse laboratório um método a partir da adaptação do equipamento empregado no ensaio de arrancamento de barras ( figura 3.6 ).

## CAPÍTULO 3

---

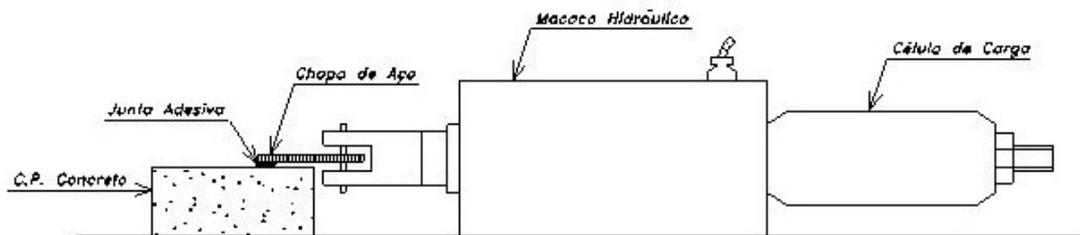


Figura 3.6 - Esquema de ensaio de cisalhamento idealizado pela UFRGS.

Foram realizados também ensaios de tração através da colagem de dois cilindros metálicos oriundos do corte de uma barra lisa. Essas pesquisas classificaram a formulação SIKADUR 31 da SIKA no grupo de alta resistência ao cisalhamento com uma média de 9 MPa. Essa formulação apresentou ainda, uma resistência à tração média de 25 MPa. Por esses motivos e por apresentar uma adequada consistência e trabalhabilidade foi o referido produto escolhido para os ensaios realizados neste trabalho, embora existam outras formulações com características semelhantes que podem ser aplicadas sem comprometer o processo de reforço.

O consumo de adesivo a base de epóxi para cada viga ensaiada com chapas correspondeu a 6 kg, para uma média da camada aplicada igual a 1mm, considerada suficiente para o tipo de colagem efetuada.

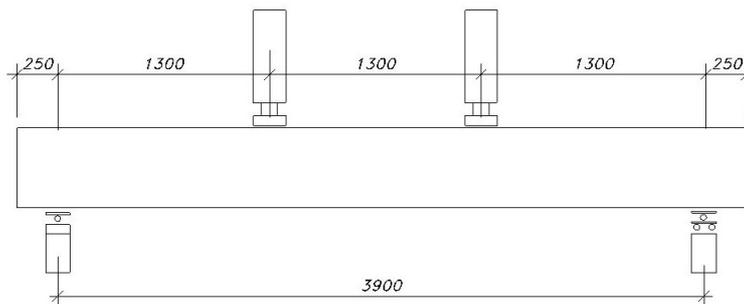
## CAPÍTULO 4

---

### 4. Descrição dos Ensaios e Análise dos Resultados

#### 4.1 Disposições Gerais

Os modelos foram apoiados em 2 ( dois ) apoios, um fixo e outro móvel, para caracterizar vigas simplesmente apoiadas. Foram também submetidos a 2 ( duas ) cargas ( P ) concentradas simétricas, de modo a provocar entre elas, uma região de esforços cortantes nulos. As cargas foram introduzidas por dois macacos hidráulicos idênticos, acoplados a uma célula de carga ( figura 4.1 ; foto 1).



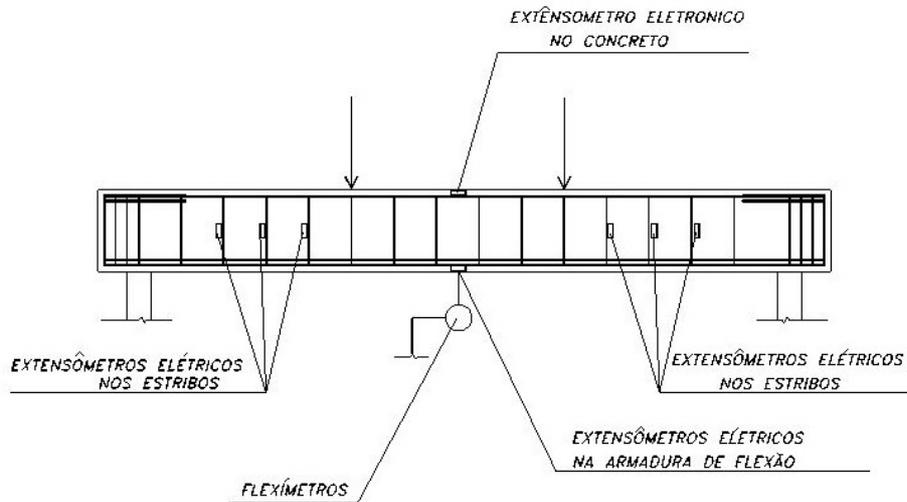
**Figura 4.1 - Protótipo em posição de ensaio.**

Para a obtenção das tensões na armadura de cisalhamento, colocou-se 2 ( dois ) extensômetros elétricos na metade da altura dos 6 ( seis ) estribos, sendo um em cada ramo ( figura 4.2 ; foto 2 ).

No meio do vão da viga foram colocados 2 ( dois ) extensômetros elétricos na armadura de flexão e um no concreto, para permitir o cálculo da curvatura e conseqüentemente a rigidez desta seção,  $(EJ)_S$  ( figura 4.2 ; foto 3). Com a finalidade de obter-se a flecha máxima e a rigidez média da peça,  $(EJ)_M$ , dois flexímetros foram posicionados no vão central da viga ( figura 4.2 ; foto 7 ).

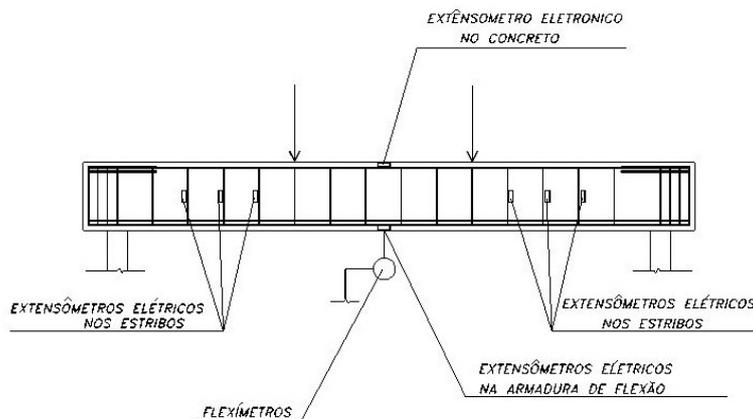
## CAPÍTULO 4

---



**Figura 4.2 - Posicionamento dos extensômetros elétricos e flexímetros.**

Nas chapas laterais foram colocados a uma distância de 780 mm do apoio e sobre o eixo horizontal da viga, 2 ( dois ) extensômetros, um formando  $45^{\circ}$  e o outro  $135^{\circ}$  com aquele eixo. Ao todo foram 4 ( quatro ) pares de extensômetros elétricos, sendo 2 ( dois ) pares para cada face ( figura 4.3 ), assim, obtiveram-se as tensões de compressão e tração nas chapas.



**Figura 4.3 - Posicionamento dos extensômetros elétricos nas chapas.**

## CAPÍTULO 4

---

Como resultados de ensaios foram utilizados os valores médios obtidos dos instrumentos em posições equivalentes ou simétricas. De posse desses resultados, elaboraram-se os gráficos, cujas curvas foram ajustadas por polinômio, obtendo-se os dados adequados para a elaboração dos gráficos e tabelas analisados neste trabalho.

Inicialmente foram ensaiadas as vigas sem chapas. Após o ensaio de cada uma delas, foram coladas chapas de aço nas suas faces laterais, para no prazo mínimo de 7 (sete) dias, tempo necessário para a cura do adesivo, serem novamente ensaiadas até o colapso.

Ensaiou-se ainda, uma viga sem armadura de cisalhamento com chapas coladas lateralmente, como foi citado no item 3.1.

Durante o ensaio, o carregamento aplicado foi monotônico crescente em níveis de 10kN. O peso próprio da viga não foi considerado, conseqüentemente a carga de um macaco coincide com o esforço de cisalhamento máximo.

As vigas VS1, VS2 e VS4 foram ensaiadas até atingirem uma carga próxima ao esforço de cisalhamento último teórico (calculado conforme descrito no item 2.3.3), instante em que as fissuras de cisalhamento apresentavam-se bastante acentuadas, cerca de 0.5mm em média (foto 8).

Os modelos VS3 e as vigas com chapas coladas foram ensaiadas até a ruptura (fotos 9 a 24). Nesse caso, os últimos dados foram obtidos um pouco antes dos protótipos se romperem, pois no instante do colapso os instrumentos não apresentaram condições de leitura, em função das oscilações próprias dessa fase de ensaio.

### 4.2 Protótipos VS1 e VC1

O protótipo VS1 foi submetido a um carregamento até atingir o esforço de cisalhamento último teórico (80 kN) e posteriormente descarregado. Foram coladas chapas de aço com espessura de 1,20 mm nas suas faces laterais e em seguida ensaiado novamente com o nome de VC1. O ensaio foi interrompido quando se atingiu a carga de ruptura, ou seja 240 kN (fotos 9 e 10). Esse procedimento simula, portanto, a restauração de uma peça danificada pelos efeitos de cisalhamento.

## CAPÍTULO 4

Os resultados dos ensaios dos protótipos VS1 e VC1 são apresentados através dos gráficos mostrados nas figuras 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 e da tabela 4.1.

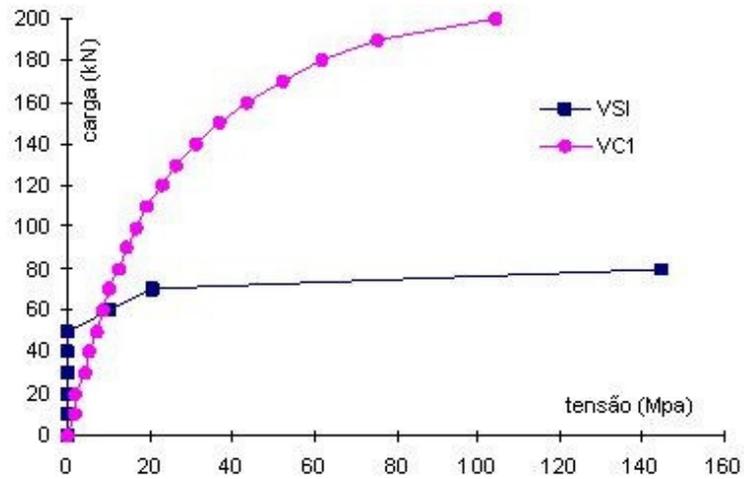


Figura 4.4- Tensões nos estribos das vigas VS1 e VC1.

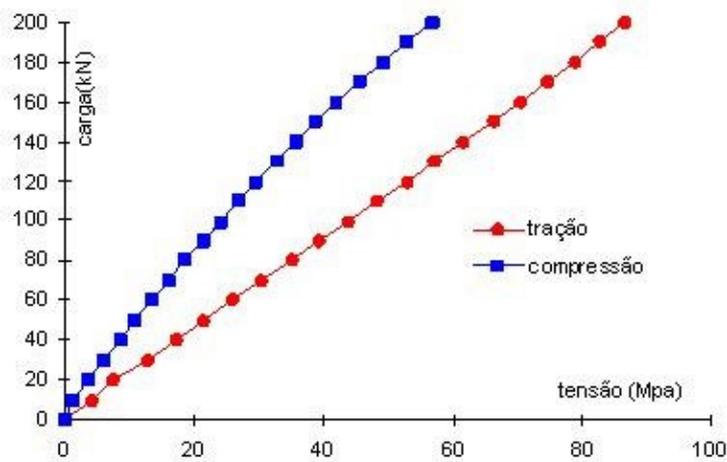


Figura 4.5 - Tensões de tração e compressão nas chapas da viga VC1.

## CAPÍTULO 4

---

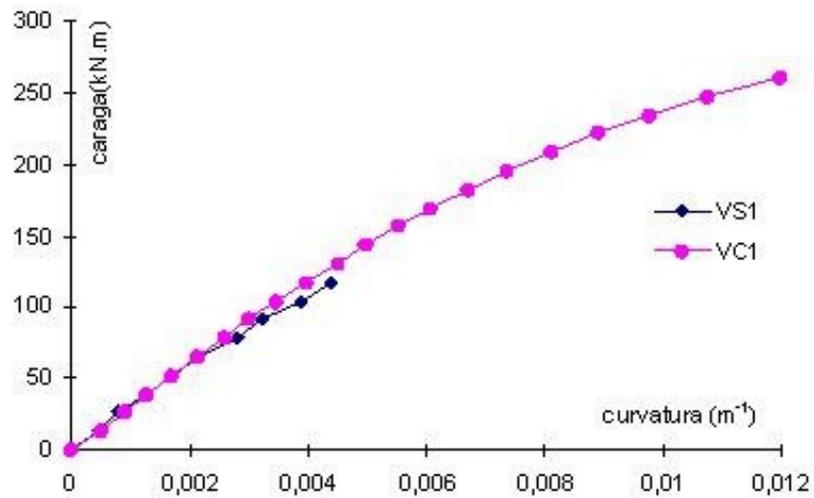


Figura 4.6 - Gráfico momento x curvatura dos protótipos VS1 e VC1.

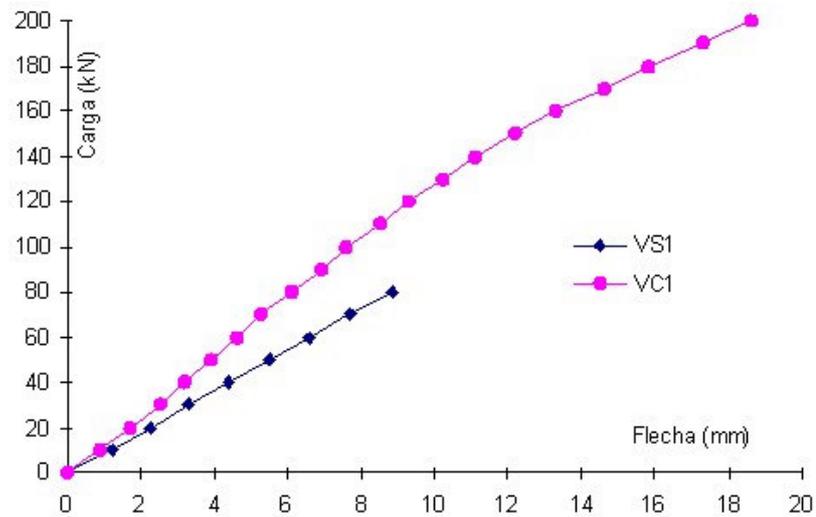


Figura 4.7 - Gráfico carga x flecha dos protótipos VS 1 e VC1.

## CAPÍTULO 4

Cargas kN	$(EJ)_M$		$K_M$	$(EJ)_S$		$K_S$
	VS1 kN.m <sup>2</sup>	VC1 kN.m <sup>2</sup>		VS1 kN.m <sup>2</sup>	VC1 kN.m <sup>2</sup>	
10	25599	23660	0,92	29392	25896	0,88
20	23724	24340	1,03	30239	28729	0,95
30	23074	25270	1,10	29953	30564	1,02
40	21947	26570	1,21	29601	30824	1,04
50	21034	27200	1,29	29227	30374	1,04
60	20131	27230	1,35	27610	30116	1,09
70	19128	27810	1,45	27643	30333	1,10
80	17962	27480	1,53	26466	30058	1,14
90		27660			29620	
100		27630			28953	
110		27410			28715	
120		27200			28210	
130		26890			27934	
140		26630			27132	
150		25890			25490	
160		25270			25657	
170		24520			24862	
180		23940			24000	
190		23180			22996	
200		22380			21710	

**Tabela 4.1 - Rigidez média -  $(EJ)_M$  e rigidez da seção central-  $(EJ)_S$  dos protótipos VS1 e VC1.**

onde :

$$K_M = \frac{(EJ)_M^{VC1}}{(EJ)_M^{VS1}} \quad e \quad K_S = \frac{(EJ)_S^{VC1}}{(EJ)_S^{VS1}}$$

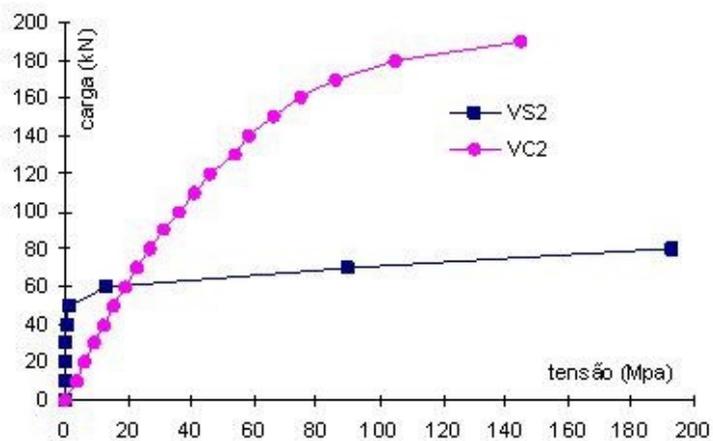
## CAPÍTULO 4

---

### 4.3 Protótipos VS2 e VC2

O protótipo VS2 foi também submetido a uma carga de 80 k e após descarregado, foram coladas nas suas faces laterais chapas com 0,90 mm, transformando-se assim no protótipo VC2, cuja ruptura se deu a uma carga 193 kN ( fotos 11 e 12 ). Mesma simulação do caso anterior.

Os resultados dos ensaios dos protótipos VS2 e VC2 são apresentados através dos gráficos mostrados nas figuras 4.8, 4.9, 4.10 e 4.11 e da tabela 4.2.



---

Figura 4.8- Tensões nos estribos dos protótipos VS2 e VC2.

## CAPÍTULO 4

---

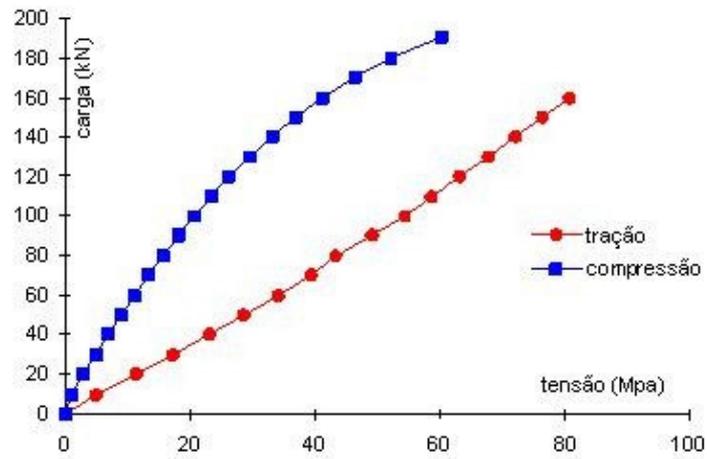


Figura 4.9 - Tensões de tração e compressão nas chapas do protótipo VC2.

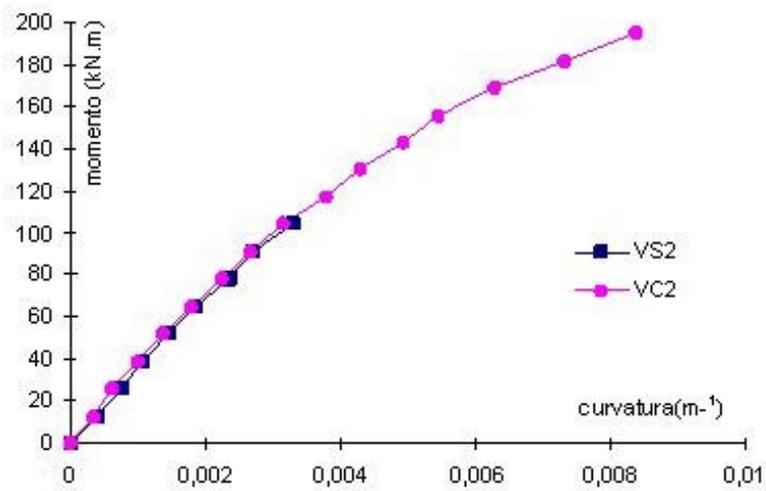
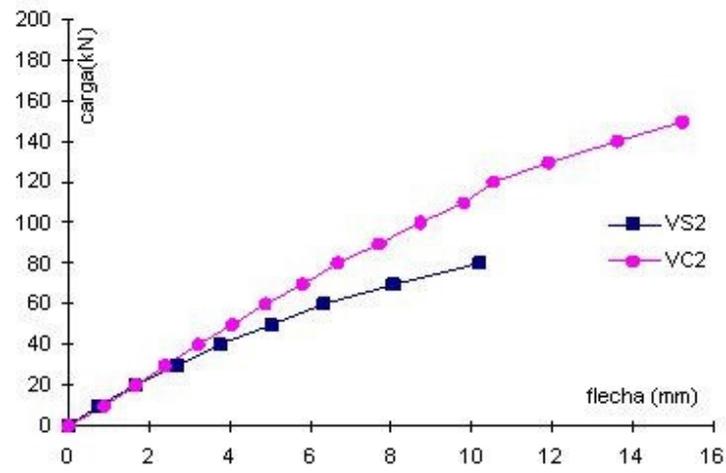


Figura 4.10 - Gráfico momento x curvatura dos protótipos VS2 e VC2.

## CAPÍTULO 4

---



---

Figura 4.11 - Gráfico carga x flecha dos protótipos VS2 e VC2.

## CAPÍTULO 4

Cargas kN	$(EJ)_M$		$K_M$	$(EJ)_S$		$K_S$
	VS2 kN.m <sup>2</sup>	VC2 kN.m <sup>2</sup>		VS2 kN.m <sup>2</sup>	VC2 kN.m <sup>2</sup>	
10	28842	23394	0,81	32665	39770	1,22
20	25521	25521	1,00	34915	42494	1,22
30	23746	26319	1,11	37119	39478	1,06
40	22280	26319	1,18	36002	38162	1,06
50	21055	25994	1,23	35543	36391	1,02
60	19863	25782	1,30	33171	35063	1,06
70	18331	25411	1,39	33904	34051	1,00
80	16514	25140	1,52	31515	33185	1,05
90		24610			31008	
100		24063			30319	
110		23609			29039	
120		23949			28739	
130		23001			26912	
140		21674			24925	
150		20778			23271	
160		19934			22609	
170		19039			20849	
180		17627			18720	
190		17393			16358	

Tabela 4.2 - Rigidez média -  $(EJ)_M$  e rigidez da seção central -  $(EJ)_S$  dos protótipos VS2 e VC2.

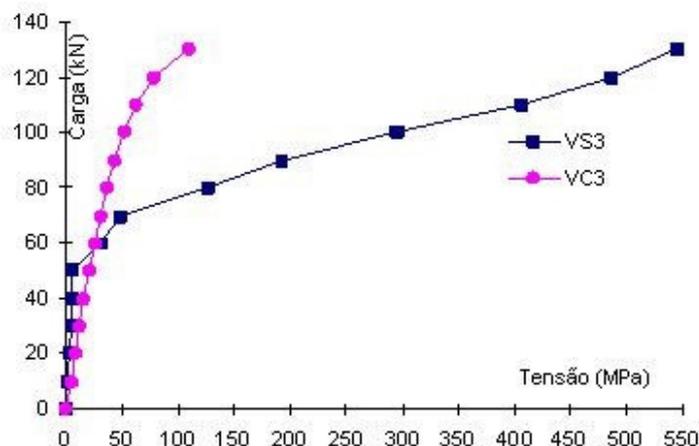
## CAPÍTULO 4

---

### 4.4 Protótipos VS3 e VC3

Com o intuito de se verificar o comportamento de uma viga de concreto armado recuperada com chapas de aço após ter atingido o colapso total, o protótipo VS3 foi submetido a um carregamento que o levou a tal estado. Isso aconteceu quando a carga chegou a 130 kN ( fotos 13 e 14 ). Para que fosse possível a colagem das chapas, foi necessário recuperar o modelo com a substituição do concreto danificado por uma argamassa de cimento e areia grossa lavada no traço de 1 : 3. Após 15 (quinze) dias foram coladas as chapas nas faces laterais do protótipo recuperado que foi ensaiado após mais 7 ( sete ) dias, sendo rompido com a carga de 137 kN ( fotos 15 e 16 ).

Os resultados dos ensaios dos protótipos VS3 e VC3 são apresentados através dos gráficos mostrados nas figuras 4.12, 4.13, 4.14 e 4.15 e da tabela 4.3.



---

Figura 4.12 - Tensão nos estribos dos protótipos VS3 e VC3.

## CAPÍTULO 4

---

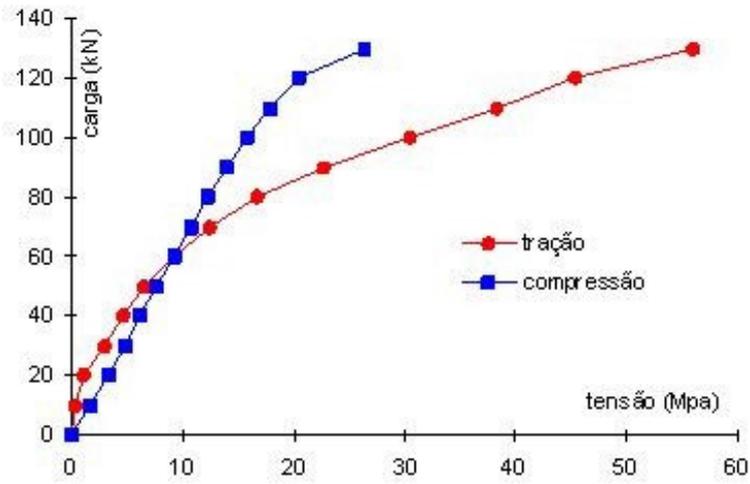


Figura 4.13 - Tensões de tração e compressão nas chapas dos protótipos VS3 e VC3.

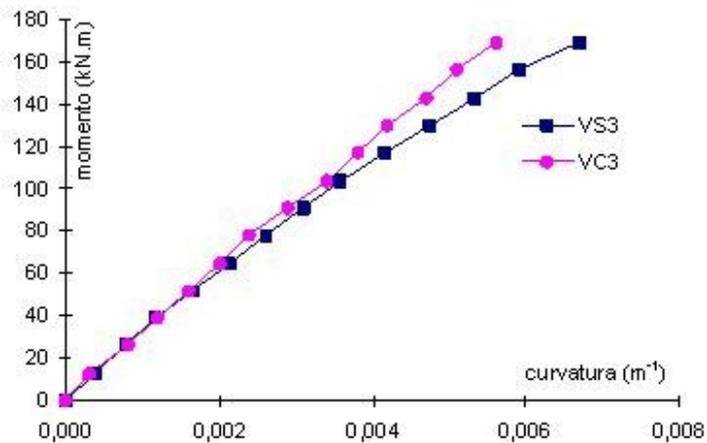
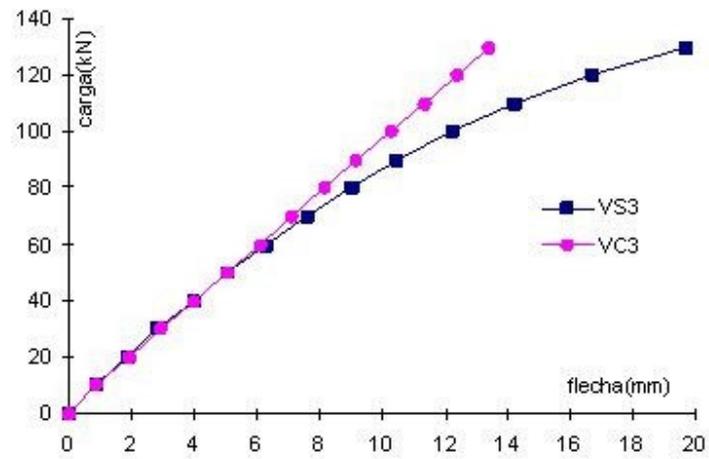


Figura 4.14 - Gráfico momento x curvatura dos protótipos VS3 e VC3.

## CAPÍTULO 4

---



---

Figura 4.15 - Gráfico carga x flecha dos protótipos VS3 e VC3.

## CAPÍTULO 4

Cargas kN	$(EJ)_M$		$K_M$	$(EJ)_S$		$K_S$
	VS3 kN.m <sup>2</sup>	VC3 kN.m <sup>2</sup>		VS3 kN.m <sup>2</sup>	VC3 kN.m <sup>2</sup>	
10	24370	24200	0,99	36225	40630	1,12
20	22948	21930	0,96	33300	34670	1,04
30	22124	21630	0,98	33012	32770	0,99
40	21105	21060	1,00	31590	32300	1,02
50	20775	20890	1,01	30797	31860	1,03
60	20023	20780	1,04	30292	31880	1,05
70	19385	20670	1,07	29530	31270	1,06
80	18692	20620	1,10	28644	30500	1,06
90	18025	20660	1,15	28253	31030	1,10
100	17263	20540	1,19	27501	30880	1,12
110	16326	20440	1,25	26883	30560	1,14
120	15162	20390	1,34	26214	30530	1,16
130	13905	20400	1,47	25338	30400	1,20

Tabela 4.3 - Rigidez média -  $(EJ)_M$  e rigidez da seção central -  $(EJ)_S$  dos protótipos VS3 e VC3.

### 4.5 Protótipos VS4 e VC4

Também com a finalidade de simular a recuperação ao cisalhamento de uma peça de concreto armado com chapas coladas, o protótipo VS4 foi ensaiado até ter atingido a carga de 85 kN. Agora, a espessura das chapas coladas nas suas faces laterais após descarregado foi 0,70 mm. Passando este protótipo a ser chamado de VC4. Depois da cura do adesivo foi realizado um novo ensaio onde a ruptura aconteceu com a carga de 170 kN ( fotos 17 e 18 ).

Os resultados dos ensaios dos protótipos VS4 e VC4 são apresentados através dos gráficos mostrados nas figuras 4.16, 4.17, 4.18 e 4.19 e da tabela 4.4.

## CAPÍTULO 4

---

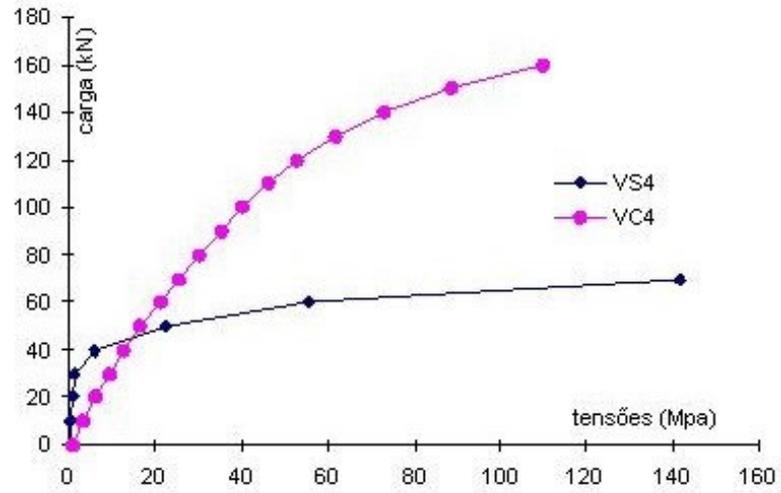


Figura 4.16 - Tensão nos estribos dos protótipos VS4 e VC4.

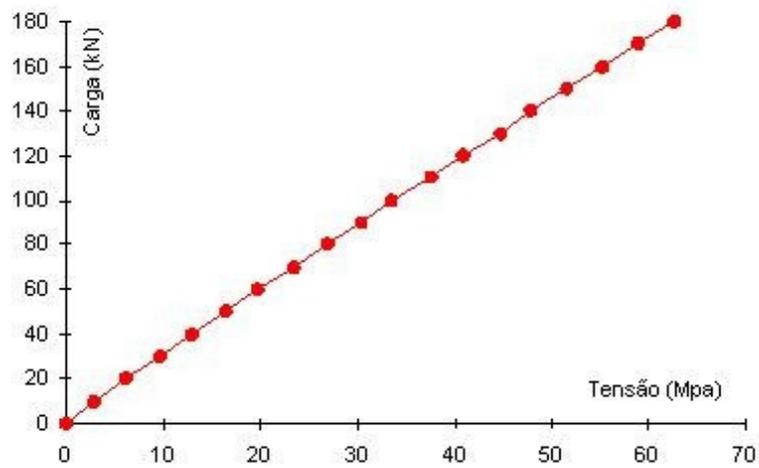


Figura 4.17 - Tensão de tração nas chapas do protótipo VC4.

## CAPÍTULO 4

---

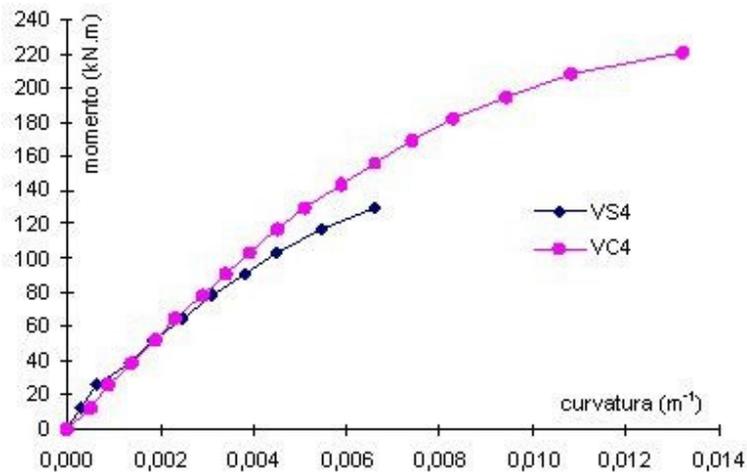


Figura 4.19 - Gráfico momento x curvatura das vigas VS4 e VC4.

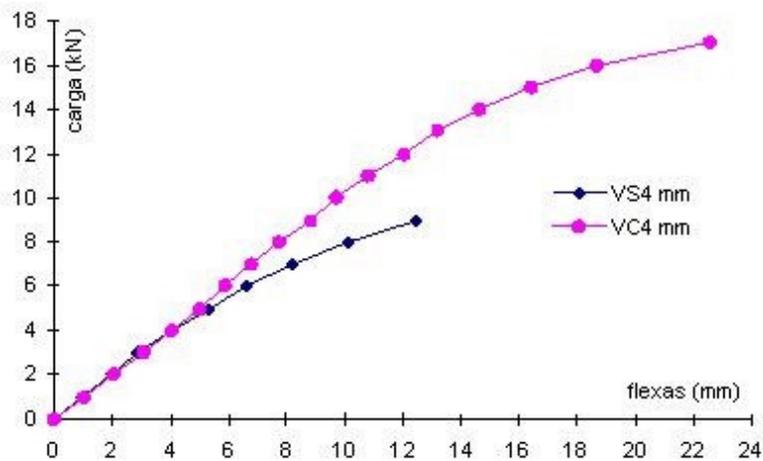


Figura 4.18 - Gráfico carga x flecha das vigas VS4 e VC4.

## CAPÍTULO 4

---

No protótipo VC4 não foram colocados extensômetros para medir as tensões de compressão nas chapas, pois, os dados dos ensaios anteriores foram suficientes para as observações pretendidas ( item 4.8 ).

Cargas kN	$(EJ)_M$		$K_M$	$(EJ)_S$		$K_S$
	VS4 kN.m <sup>2</sup>	VC4 kN.m <sup>2</sup>		VS4 kN.m <sup>2</sup>	VC4 kN.m <sup>2</sup>	
10	22529	21055	0,93	41399	26000	0,63
20	21456	20343	0,95	42603	28889	0,68
30	21802	20332	0,93	29429	27857	0,95
40	20957	20898	1,00	27876	27368	0,98
50	19762	21225	1,07	26255	28261	1,08
60	19038	21521	1,13	24988	26897	1,08
70	17921	21674	1,21	23726	26765	1,13
80	16688	21790	1,31	23208	26667	1,15
90		21534	1,41	21371	26000	1,22
100		21639			25490	
110		21446			24237	
120		21055			23636	
130		20736			22838	
140		20190			21928	
150		19258			20745	
160		18044			19259	
170		15887			16742	

---

**Tabela 4.4 - Rigidez média  $(EJ)_M$  e rigidez da seção central  $(EJ)_S$  dos protótipos VS4 e VC4.**

## CAPÍTULO 4

---

### 4.6 Protótipo VSE

O protótipo VSE foi confeccionado sem a armadura de cisalhamento ( item 3.1 ) com chapas de 0,9 mm coladas nas suas faces laterais antes de ter sido submetido a qualquer carregamento. A sua ruptura aconteceu quando foi atingida a carga de 170 kN ( foto 19 e 20 ). Esse caso, simula o reforço de uma viga de concreto armado cujos estribos não mais resistem aos esforços de cisalhamento, situação muito comum na patologia das estruturas, pois sendo o estribo a armadura situada mais próxima às superfícies externas de uma peça de concreto armado, está sujeito a uma maior agressão do meio externo ( oxidação ), e conseqüentemente, a uma redução de sua seção transversal.

Como a viga VSE não teve a sua correspondente sem chapas, ou seja, foi ensaiada sem antes ter sido fissurada, foi elaborado um gráfico baseado nas médias das flechas das vigas sem chapas. Para efeito didático esse gráfico corresponderá a uma viga que será chamada de VSf ( viga sem chapa fictícia ).

Os resultados do ensaios do protótipo VSE e da viga fictícia VSf são apresentados nas figuras 4.20, 4.21, e na tabela 4.5.

## CAPÍTULO 4

---

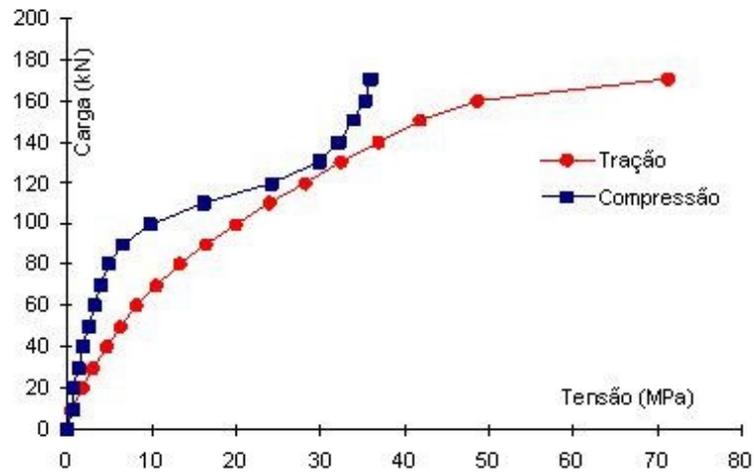


Figura 4.20 - Tensões de tração e compressão nas chapas do protótipo VSE.

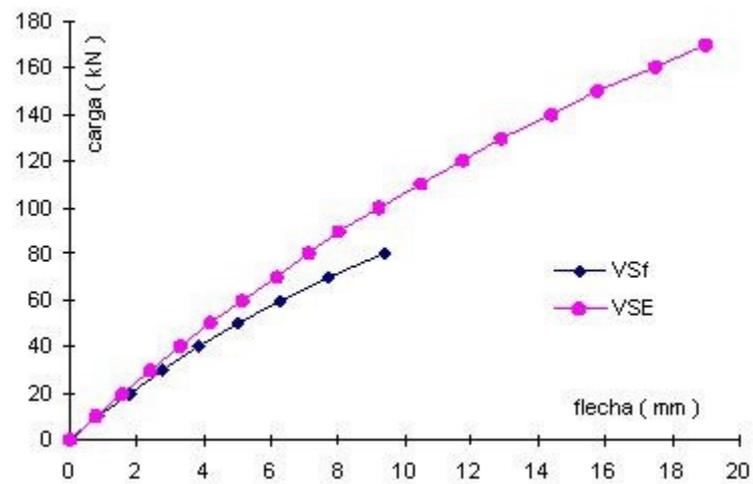


Figura 4.21 - Gráfico carga x flecha do viga VSE e da viga fictícia VSf.

## CAPÍTULO 4

---

Carga kN	$(EJ)_M$		$K_{M1}$
	VSf kN.m <sup>2</sup>	VSE kN.m <sup>2</sup>	
10	25599	26652	1,04
20	23724	27523	1,16
30	23074	26210	1,14
40	21947	25599	1,14
50	21034	25185	1,20
60	20131	24674	1,23
70	19127	23849	1,25
80	17962	23657	1,32
90		23687	
100		22787	
110		22121	
120		21576	
130		21251	
140		20541	
150		20040	
160		18044	
170		15887	

---

**Tabela 4.5 - Rigidez média  $(EJ)_M$  e rigidez da seção central  $(EJ)_S$  dos protótipos VSf e VSE.**

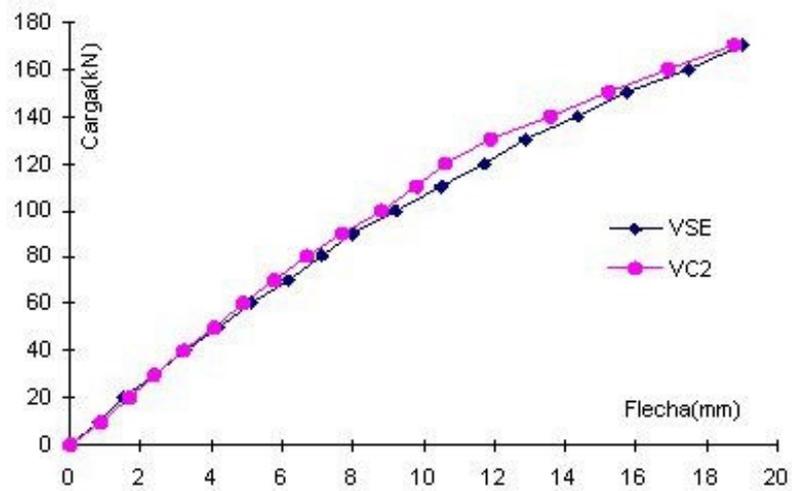
onde :

$$K_{M1} = \frac{(EJ)_M^{VSE}}{(EJ)_M^{VSf}}$$

Como foi visto, foram utilizadas chapas de mesma espessura nos protótipos VSE e VC2. Por isso os gráficos carga x flecha dessas vigas são apresentados conjuntamente, com a finalidade de observar a influência da armadura transversal numa viga de concreto armado reforçados com chapas de aço ( figura 4.22 ).

## CAPÍTULO 4

---



---

Figura 4.22- Gráfico carga x flecha dos protótipos VC2 e VSE.

### 4.7 Outros Resultados

Para concluir a apresentação dos resultados experimentais deste trabalho são mostrados, através de tabelas, os valores das tensões nos estribos e nas chapas obtidos dos protótipos com chapas ( tabelas 4.6 e 4.7 ). São apresentados ainda resumos dos resultados dos ensaios realizados ( tabelas 4.8 e 4.9 ).

## CAPÍTULO 4

---

Carga kN	VC1 MPa	VC2 MPa	VC3 MPa	VC4 MPa
0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	1,7	3,4	5,1	1,1
20	1,9	6,3	8,6	3,4
30	4,2	9,3	12,5	6,2
40	5,5	12,4	16,4	9,4
50	7,1	15,6	20,7	12,9
60	8,7	19,0	25,7	16,7
70	10,3	22,9	31,1	21,1
80	12,6	26,8	36,9	25,5
90	14,5	31,2	43,9	30,1
100	16,8	36,1	52,1	35,3
110	19,4	41,0	62,9	40,3
120	22,9	46,3	78,6	46,2
130	26,5	54,1	108,6	53,0
140	31,3	58,5		61,6
150	36,8	66,3		73,4
160	43,9	75,1		88,8
170	52,3	85,9		100,8
180	61,9	104,9		
190	75,2	144,9		
200	104,5			

---

**Tabela 4.6 - Valores das tensões nos estribos das vigas com chapas.**

## CAPÍTULO 4

---

Carga kN	VC1 MPa	VC2 MPa	VC3 MPa	VC4 MPa	VSE MPa
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	4,2	4,9	0,3	2,8	0,4
20	7,3	11,2	1,1	6,2	1,8
30	12,8	17,2	2,9	9,6	3,1
40	17,2	23,0	4,7	13,0	4,6
50	21,3	28,6	6,5	16,4	6,3
60	25,9	34,0	9,3	19,8	8,2
70	30,3	39,2	12,4	23,4	10,7
80	25,0	43,1	16,7	26,8	13,3
90	39,4	49,1	22,7	30,4	16,5
100	43,8	54,2	30,4	33,5	20,0
110	48,1	58,6	38,4	37,5	23,9
120	53,1	63,3	46,3	40,9	28,2
130	57,2	67,9	56,0	44,7	32,5
140	61,7	72,1		47,9	37,0
150	66,3	76,3		51,5	41,9
160	70,6	80,7		55,3	48,8
170	74,7	80,7		58,9	71,4
180	78,8	80,7			
190	82,8	80,7			
200	86,6				

---

**Tabela 4.7 - Tensões de tração nas chapas.**

## CAPÍTULO 4

---

Vigas sem chapas	Últimas cargas kN	Flechas máximas mm	Tensões nos estribos MPa
VS1	80,0	9,8	128,0
VS2	80,0	8,8	131,0
VS4	85,0	10,8	164,0
VS3	127,5	18,5	545,0

---

**Tabela 4.8- Resumo dos resultados dos ensaios das vigas sem chapas.**

Vigas com chapas	Espessuras das chapas mm	Cargas de ruptura kN	Flechas máximas (extrapoladas) mm	Tensões nos estribos MPa	Cargas antes da ruptura kN	Flechas antes da ruptura mm	Tensões nos estribos MPa
VC1	1,2	240	24,4	214,0	200	18,6	105,1
VC2	0,9	193	22,9	166,0	190	22,3	144,4
VC4	0,7	170	20,9	131,0	165	20,0	103,5
VC3	0,9	137	13,8	131,0	130	13,0	103,1
VSE	0,9	170	19,0	--	165	18,3	--

---

**Tabela 4.9 - Resumo dos resultados dos ensaios das vigas com chapas.**

## CAPÍTULO 4

---

### 4.8 Análise dos Resultados

Inicialmente será analisado o comportamento das vigas reforçadas com chapas de aço quanto às tensões nos estribos, tensões nas chapas e quanto à rigidez. Posteriormente será verificada a influência da variação da espessura das chapas e calculada a parcela do esforço de cisalhamento experimental proveniente da colagem das mesmas.

O comportamento da rigidez da viga VSE, sem estribo, foi analisado a partir da comparação com a viga fictícia VSf ( item 4.6 ).

Como se percebe nos gráficos apresentados, o início das solicitações nos estribos das vigas sem chapas, só aconteceu quando a carga estava em torno de 50 kN, instante em que começaram aparecer as primeiras fissuras de cisalhamento, diminuindo assim a participação do concreto no combate ao esforço de cisalhamento. Nas vigas com chapas, essas solicitações surgiram logo após a aplicação dos primeiros carregamentos. Isso aconteceu porque as vigas com chapas coladas já estavam fissuradas quando da realização dos ensaios, com exceção da peça sem estribos. Nota-se também, que as tensões nos estribos das peças com chapas são bem menores do que aquelas nas vigas sem chapas, devido à contribuição do reforço.

Os valores observados das tensões de tração máximas nas chapas, variaram de 56 a 87 MPa ( tabela 4.7 ), valores esses muito inferiores à 270 MPa que é a tensão de escoamento das chapas obtida nos ensaios à tração. Isso mostra que não se pode tirar proveito total da resistência das chapas, mesmo sabendo que as tensões medidas não são necessariamente as tensões máximas na seção, e sim, referentes às tensões localizadas.

As tensões de compressão nas chapas foram obtidas com a finalidade de observar o seu comportamento em relação às tensões de tração, como também a sua ordem de grandeza. As contribuições dessas tensões ao cisalhamento não foram analisadas neste trabalho.

Os gráficos momento x curvatura e carga x flecha, como também as tabelas 4.1; 4.2; 4.3 e 4.4, mostram que as vigas depois de reforçadas recuperam a rigidez à flexão. O aumento da rigidez na seção do meio do vão variou de 5% a 15%, enquanto a rigidez média variou de 10% a 52%, isto relativo a uma carga de 80 kN. A viga sem estribos com chapas coladas, em relação a um protótipo ( fictício ) com estribos e sem chapas coladas, teve a sua rigidez elevada em 32% ( tabela 4.5 ).

## CAPÍTULO 4

---

Percebe-se ainda, que as relações das rigidezes da viga VSE com as da viga fictícia VSf, são semelhantes às dos protótipos VC2 e VS2 (tabela 4.2) e que o gráfico carga x flecha dos modelos VC2 e VSE quase se confundem (figura 4.21). Como a espessura das chapas de ambas as vigas é de 0,90 mm, nota-se que a contribuição dos estribos é muito pequena na resistência ao cisalhamento em vigas com chapas coladas lateralmente.

Observando os resultados da viga VSE, pode-se afirmar que as chapas coladas nas faces laterais da citada viga substituí com bastante eficiência os estribos previstos para resistir aos esforços de cisalhamento.

As tensões nos estribos da viga VC3 foram maiores do que as da viga VC2 (para uma carga de 80 kN, a diferença foi de 40%), (tabela 4.6). Já as tensões de tração nas chapas da viga VC2 foram bem maiores do que as da viga VC3 (para o carregamento de 80 kN a diferença foi de 158%) (tabela 4.7). Com base nos itens anteriores, a carga de ruptura da viga VC2 foi 38% maior do que a da viga VC3. Lembrando que ambas tem as mesmas características e que as chapas foram coladas em VC3 após esta ter chegado ao colapso total, enquanto VC2 foi recuperada após ter atingido apenas uma elevada fissuração.

Será abordada agora a influência da espessura das chapas no comportamento das vigas estudadas. Como a análise do comportamento da rigidez não é o objetivo principal deste trabalho, o estudo da sua variação em função das espessuras das chapas não será realizado.

As tensões nos estribos praticamente duplicaram quando a espessura das chapas coladas nas vigas diminuiu de 1,20 mm para 0,90 mm (tabela 4.6). Para uma carga 80 kN a variação dessas tensões foi de 113%, mas chegou a 70% quando a carga estava próxima a carga de ruptura da viga com chapas de espessura de 0,90 mm (VC2). Por outro lado, quando as chapas coladas passaram de 0,90mm (VC2) para 0,70 mm de espessura (VC4), observa-se que as variações das tensões nos estribos foram pequenas. Houve um decréscimo dessas tensões de 5% a uma carga de 80 kN e um acréscimo de 17% quando a viga VC4 estava próxima à ruptura (tabela 4.6).

As tensões de tração nas chapas cresceram quando a espessura variou de 1,2 mm para 0,90 mm, mas decresceram quando a espessura passou de 0,90 mm para 0,70 mm. Para a carga de 80 kN, no primeiro caso esta tensão variou de 23%, e próximo à carga de ruptura da viga VC2 (193 kN) praticamente não houve variação (tabela 4.7). No segundo caso a

## CAPÍTULO 4

---

variação média das tensões nas chapas foi de 60%, sendo 62% quando carga estava em 80 kN e 73% próxima à ruptura da viga VC4 ( 170 kN ).

As fotos da viga VS3 após o colapso ( fotos 13 e 14 ), mostram que a ruptura foi de cisalhamento por tração, tendo o mesmo tipo de ruína se verificado com as vigas com chapas ( fotos 10, 12, 16, 18, 19 e 20 ). Isso indica que o comportamento do processo de ruptura segue a “teoria da treliça”.

Segundo Al-Sulaimani G. J. et al [ 01 ], conforme visto no item 2.3.6, o esforço de cisalhamento de uma viga de concreto armado após reforçada é dado pela equação 2.28. Através desta expressão pode-se obter experimentalmente a parcela do esforço cortante absorvido pela colagem da chapa,  $V_p$ , onde  $V_u$  é a carga relativa à ruptura da viga ensaiada com chapa;  $V_s$  é calculado pela equação 2.10 (com uma pequena alteração) fazendo  $f_y$  igual a tensão do estribo na ruptura da viga e  $V_c$  é obtido da expressão 2.9 usando os valores experimentais de  $V_s$  e  $V_n$  dos ensaios das vigas sem chapas.

Na equação 2.10 não foi usado o valor da altura útil da viga (  $d$  ) e sim, o braço de alavanca, que é dado aproximadamente por  $0,87d$ .

A tabela 10 mostra os valores experimentais da parcela dos esforços ao cisalhamento absorvido pelo concreto e efeitos secundários,  $V_c$ , bem como seus valores teóricos propostos pela NBR 6118 [ 03 ] (  $V_{c,NBR}$  ), pelo ACI [ 04 ] (  $V_{c,ACI}$  ) e por Zsutty [ 10 ] (  $V_{c,Zsu}$  ).

Vigas	$V_{c, Exp}$ kN	$V_{c, NBR}$ kN	$\frac{V_{c, Exp}}{V_{c, NBR}}$	$V_{c, ACI}$ kN	$\frac{V_{c, Exp}}{V_{c, ACI}}$	$V_{c, Zsu}$ kN	$\frac{V_{c, Exp}}{V_{c, Zsu}}$
VS1	72,1	41,6	1,71	49,9	1,44	81,0	0,89
VS2	71,9	45,8	1,57	55,2	1,30	87,0	0,83
VS3	72,1	45,8	1,57	55,2	1,31	87,0	0,83
VS4	69,9	44,8	1,56	53,7	1,30	85,0	0,82

---

**Tabela 4.10- Valores experimentais e teóricos de  $V_c$ .**

## CAPÍTULO 4

---

Conhecendo-se os resultados experimentais de  $V_c$  relativos às vigas sem chapas, e de  $V_s$  relativos às vigas com chapas, chega-se ao valor experimental da parcela do esforço ao cisalhamento devido a colagem das chapas. Para isso, soma-se  $V_c$  e  $V_s$  e o resultado subtrai-se do valor da carga de ruptura da viga ensaiada.

Com a finalidade de comparar esses resultados com dados teóricos, utilizou-se a equação 2.19 proposta pelo CEB [ 05 ]. Adotou-se  $l_o = (1 - \xi).d$ , para que o ângulo de inclinação da biela comprimida fosse  $45^\circ$  ( “teoria clássica de Mörsch ”), pois a correção da “treliça clássica” foi realizada quando se usou a parcela  $V_c$  ( teoria aditiva ). Como é sabido,  $d$  representa a altura útil da viga, porém o seu valor na equação 2.19, foi tomado igual a 400mm, que é valor da altura das chapas utilizadas neste trabalho.

Ainda para efeito de comparação, utilizou-se também o conceito sugerido por Al-Sulaimani G. J. et al [ 01 ], onde a parcela do esforço de cisalhamento devido à colagem da chapa é obtido pela equação 2.28. Como foi visto no item 2.36, o valor de  $\tau_{ave}$  foi estimado através de ensaios, por isso idealizou-se uma maneira teórica de calculá-lo. Para esse cálculo tomou-se como base, o diagrama de tensão de cisalhamento entre a chapa e o concreto apresentados pelos autores. A tensão máxima mostrada no gráfico (  $\tau_{max}$  ) da figura 2.4, foi tomada igual à tensão de tração do concreto, considerando-se as curvas do diagrama duas parábolas simétricas. De posse dessas considerações, chegou-se à equação da tensão média de cisalhamento entre a chapa e o concreto:

$$\tau_{ave} = 0,33 f_t \quad \text{Eq 4.1}$$

sendo:

$f_t$  : a resistência à tração do concreto, cujo valor é dado pela expressão [ 1 ] :

$$f_t = f_r = 6\sqrt{f'_c} \quad \text{em psi} \quad \text{Eq 4.2}$$

## CAPÍTULO 4

---

onde :

$f_r$  : é o módulo de ruptura do concreto sugerido pelo ACI.

$f_c'$  : é a resistência característica à compressão do concreto.

Com os resultados obtidos foram confeccionadas as tabelas 4.11 e 4.12, onde a primeira mostra os valores das 3 ( três ) parcelas do esforço cortante numa viga reforçada com chapas laterais, e a relação entre o valor experimental e teórico da parte absorvida pela colagem das chapas. Já a tabela 4.12 apresenta os percentuais das 3 ( três ) parcelas citadas. Os valores dos esforços cortantes relativos a colagem das chapas serão representados neste trabalho por  $V_{ch}$ . Sendo :  $V_{ch,exp}$ , valor experimental;  $V_{ch,CEB}$ , valor relativo à referência [ 5 ] e  $V_{ch,AGJ}$ , relativo a referência [ 1 ].

Vigas	$V_U$ kN	$V_C$ kN	$V_S$ kN	$V_{ch,Exp}$ kN	$V_{ch,CEB}$ kN	$\frac{V_{ch,CEB}}{V_{ch,Exp}}$	$V_{ch,AGJ}$ kN	$\frac{V_{ch,AGJ}}{V_{ch,Exp}}$
VC1	240	72,1	12,4	155,5	161,2	1,04	148,0	0,95
VC2	193	71,9	10,2	110,9	184,8	1,67	163,8	1,48
VC4	170	69,9	9,2	90,9	159,2	1,75	146,4	1,61
VC3	137	72,1	8,1	56,8	166,1	2,92	151,2	2,66

---

**Tabela 4.11 - Valores experimentais e teóricos das parcelas dos esforços cortantes.**

## CAPÍTULO 4

---

Vigas	$V_U$ kN	$V_C$ %	$V_S$ %	$V_{ch}$ %
VC1	240	30,0	5,2	64,8
VC2	193	37,3	5,3	57,4
VC4	170	41,1	5,4	53,5
VC3	137	52,6	5,9	41,5

---

**Tabela 4.12 - Percentuais das parcelas dos esforços cortantes obtidos dos resultados experimentais.**

Observando a tabela 4.11, percebe-se que os valores teóricos relativos à colagem das chapas calculados pelos dois processos apresentados ficaram bem próximos, e que as relações entre esses e os valores experimentais aumentaram à medida em que foi reduzida a espessura das chapas. Chegando no primeiro caso a uma relação de 1,75 para as chapas com 0,7 mm de espessura. Na viga VC3 essa relação foi da ordem de 2,92, muito superior ao da viga VC2 que possui chapas da mesma espessura.

A tabela 4.12 mostra que, quando a espessura das chapas variou, os percentuais das parcelas relativos às armaduras de cisalhamento permaneceram praticamente constantes, enquanto que os relativos às contribuições do concreto e efeitos secundário cresceram, e o percentual da colagem das chapas diminuíram. Nota-se, ainda que o segundo foi sempre maior do que o primeiro. Na viga VC3, embora o percentual de participação da armadura transversal tenha variado pouco em relação às demais vigas, a participação do concreto e efeitos secundários foi maior do que a da colagem da chapa. Um comportamento diferente era de se esperar, pois a viga VC3, ao contrário das outras, foi ensaiada até o seu colapso total antes da colagem das chapas.

Com o conhecimento dos dados acima, pode-se propor um procedimento adequado para o cálculo teórico do esforço de cisalhamento absorvido pela colagem das chapas de aço, e conseqüentemente o cálculo do esforço total de cisalhamento de projeto resistido por uma viga de concreto armado reforçada pela técnica ora estudada.

Para servir de base ao roteiro de cálculo a ser proposto, foi utilizado o procedimento apresentado por Al-Sulaimani G. J. et al [ 01 ], obtendo o valor da tensão média de

## CAPÍTULO 4

---

colagem,  $\tau_{ave}$ , através das equações 4.1 e 4.2. É proposto ainda um coeficiente de segurança de 1,80 para o cálculo da parcela do esforço de cisalhamento absorvida pela colagem das chapas, tendo em vista as relações entre resultados teóricos e resultados experimentais apresentados na tabela 4.11. É bom lembrar que o procedimento proposto só é válido para o reforço de uma viga de concreto armado que não tenha chegado à ruptura.

## CAPÍTULO 5

---

### 5. Conclusões

- Todas as vigas fissuradas e ensaiadas após a colagem das chapas de aço nas suas laterais, tiveram a sua rigidez restabelecida. O mesmo aconteceu com a viga que chegou ao colapso total.

- As chapas de aço comercial tipo SAE 1006 ou 1008 com espessuras variando entre 0,7 mm a 1,2 mm funcionaram perfeitamente na recuperação das vigas de concreto armado, ampliando em mais de 2 ( duas ) vezes a capacidade de resistência ao cisalhamento. A peça que atingiu o colapso teve a sua resistência ao cisalhamento ampliada em apenas 5 % .

- O percentual do esforço cortante relativo à armadura de cisalhamento nas vigas recuperadas permaneceu constante, independente da espessura das chapas utilizadas.

- O percentual de contribuição do concreto e efeitos secundários à absorção dos esforços de cisalhamento foram sempre menores do que o percentual de colagem das chapas. A diminuição da espessura das chapas por sua vez, levou a um aumento relativo da contribuição do concreto e seus efeitos secundários.

- O procedimento de cálculo proposto para o esforço de cisalhamento total de projeto para uma viga de concreto armado reforçada com chapas de aço coladas lateralmente, tem o seguinte roteiro:

- a ) Cálculo do esforço de cisalhamento absorvido pelo concreto e efeitos secundários  $V_c$ , conforme sugere o ACI, utilizando a equação 2.9 mostrada no item 2.3.4.
- b ) Cálculo do esforço de cisalhamento resistido pelos estribos  $V_s$ , conforme sugere o ACI, através da equação 2.10 como é mostrado no item 2.3.4.

## CAPÍTULO 5

---

c ) Cálculo do esforço de cisalhamento absorvido pela colagem das chapas,  $V_{ch}$ .

$$V_{ch} = \frac{\tau_m dh_{ch}}{1,8} \quad \text{Eq 5.1}$$

sendo :

$$\tau_m = 0,33 f_{ctm} \quad \text{Eq 5.2}$$

$$f_{ctm} = 0,51 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Eq 5.3}$$

onde :

$h_{ch}$  : é a altura da chapa de aço

$\tau_m$  : é a tensão média de cisalhamento entre o concreto e a chapa

$f_{ctm}$  : é a resistência à tração do concreto em MPa

$f_{ck}$  : é a resistência característica do concreto à compressão.

Deve-se verificar ainda :

$$V_{ch} \leq 1,4.d.t.f_{sy}$$

onde :

$d$  : é a altura útil da viga

$t$  : é a espessura da chapa

$f_{sy}$  : é a tensão de escoamento da chapa

## CAPÍTULO 5

---

d ) Cálculo do esforço de cisalhamento total de projeto, que será chamado de  $V_d$ , igual a soma das parcelas calculadas nas etapas anteriores, ou seja:

$$V_d = V_c + V_s + V_{ch} \quad \text{Eq 5.4}$$

- É necessário ressaltar que a escolha do adesivo adequado é essencial para a eficácia da colagem da chapa ao concreto, como também, a equipe de trabalho deve ser experiente e estar bastante consciente da importância que cada etapa de serviço representa, deve ainda, conhecer as propriedades dos materiais e os mínimos requisitos necessários para alcançar um bom resultado.

Para finalizar, serão apresentadas algumas propostas de pesquisas, tomando como base o presente trabalho:

- 1 ) O estudo do comportamento à flexão de vigas em concreto armado com chapas coladas lateralmente. No caso, seriam utilizados protótipos semelhantes aos apresentados neste trabalho com armaduras superdimensionadas ao cisalhamento. As chapas seriam do mesmo tipo e espessuras.
- 2 ) Ensaio das vigas com chapas apresentadas neste trabalho. As chapas seriam coladas com as vigas carregadas para simular uma situação real, onde uma peça é recuperada sem escoramento.
- 3 ) O estudo do comportamento à flexão de vigas com chapas coladas lateralmente. Neste caso, prolongariam-se as chapas aproximadamente 5 cm na face inferior da peça, onde seria adicionada uma armadura longitudinal e preenchido o espaço com grout.

## APÊNDICE

---

[ 01 ] - AL- SULAIMANI G. J. ; SHARIF A . ; BASUNBUL I. A . ; BALUCH M. H . & GHALEB B . N. ,”Shear Repair Reinforced Concrete by Fiberglass Plate Bonding”, ACI ESTRUTURAL JOURNAL , July - August 1994.

[ 02 ] - AZEVEDO M. T. ; RAMOS DA SILVA A . S. & GARCIA L. V. “Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Chapa Metálica Colada com Epóxi”, Anais do INBRACON 1996.

[ 03 ] - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, “Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado” , NBR 6118. Rio de Janeiro 1978, 76p.

[ 04 ] - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI, “Building Code Requirements for Reinforced”, ACI Commitee 318-96.

[ 05 ] - CEB - BULLETIN D’INFORMATION N° 162, “Assentament of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading ( Redesign )”. Contribution à la 23<sup>a</sup> Session Plénière du C.E.B. 1983.

[06 ] - CEB - FIP MODEL CODE 1990.

[ 07 ] - CÁNOVAS M . F. “Patologia e Terapia do Concreto Aramado”, PINI. São Paulo 1998, 522p.

[ 08 ] - CAMPAGNOLO J. L ; CAMPOS FILHO A . & SILVA FILHO L. C. P. “Técnicas de Ancoragem em Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Chapas de Aço Coladas”, 36<sup>a</sup> REIBRAC - PUCRS. Porto Alegre, Setembro 1994.

[ 09 ] - CLÍMACO J. C. T. S & NEPOMUCENO A . A . “Parâmetros para uma Metodologia de Manutenção de Estruturas de Concreto”, 36<sup>a</sup> REIBRAC - PUCRS. Porto Alegre, Setembro 1994.

## APÊNDICE

---

[ 10 ] - CLÍMACO J. C. T. S & ADORNO A. L. C. “Resistência ao Esforço Cortante em Vigas de Concreto Armado com Armadura Longitudinal de Pele”, XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural. Tucuman, Argentina, Setembro 1995.

[ 11 ] - FUSCO P. B. “Técnicas de Armar as Etruturas de Concreto”. PINI, São Paulo, 382p.

[ 12 ] - GROSSI R. M. “Análise Sistemática de Problemas Patológicos em Estruturas de Concreto Armado em Ambiente Windows”. Dissertação para obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”, Universidade Federal de Minas Gerais, Outubro 1996.

[ 13 ] - HELENE P. R. L. “Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado”. Tese para obtenção do título de “Professor Livre Docente”, Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Fevereiro 1993.

[ 14 ] - HELENE P. R. L. “Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto Armado”. Contribuição à Normalização, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Setembro 1994.

[ 15 ] - LEONHARDT F. “Construções de Concreto”, Volume 1. Editora Interciência. Rio de Janeiro 1977, 305p.

[ 16 ] - MONTROYA P. J. “Hormigón Armado”, Tomo 1. Editorial Gustavo Gili S/A. Barcelona 1973, 705p.

[ 17 ] - MACGREGOR J. G. “Reinforced Concrete: Mechanics and Design”. Prentice Hall, New Jersey, USA 1992, 848P.

[ 18 ] - SHEHATA A. E. M. ; SHEHATA L. C. D. & JÚNIOR S. T. “Reparo e Reforço de Vigas de Concreto Armado em cisalhamento”. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural. Tucuman, Argentina, Setembro 1995.

## APÊNDICE

---

- [ 19 ] - SILVA I. S. ; PINHEIRO L. M. “Cisalhamento em Vigas de Concreto de Alta Resistência”. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural. Tucuman, Argentina, Setembro 1995.
- [ 20 ] - SOUSA R. H. F. “Avaliação da Rigidez de Vigas Danificadas de Concreto Armado”. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural. Tucuman, Argentina, Setembro 1995.
- [ 21 ]- SWAMI R. N. & GAUL R. “Repair and Strengthening of Concrete Members with Adhesive Bonded Plates”. ACI 1996, 264p.
- [ 22 ] - SÜSSEKIND J. C. “Curso de Concreto”, Volume 1. Enciclopédia Técnica Universal Globo, Porto Alegre 1980.
- [ 23 ] - TIMOSHENKO S. P. & GERE “Mecânica dos Sólidos”. LTC Editora, Rio de Janeiro 1994, 256p.
- [ 24 ] - THOMAZ E. “Trincas em Edifícios : Causas, Prevenção, e Recuperação”. PINI, São Paulo, Agosto 1989, 194p.
- [ 25 ] - “Propriedades de Formulações a Base de Resina Epóxi”. Pesquisa elaborada pelo Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre 1990.
- [ 26 ] - SIKA S/A, Manual Técnico 1996

## **APÊNDICE**

---

### **FOTOGRAFIAS**

## APÊNDICE

---

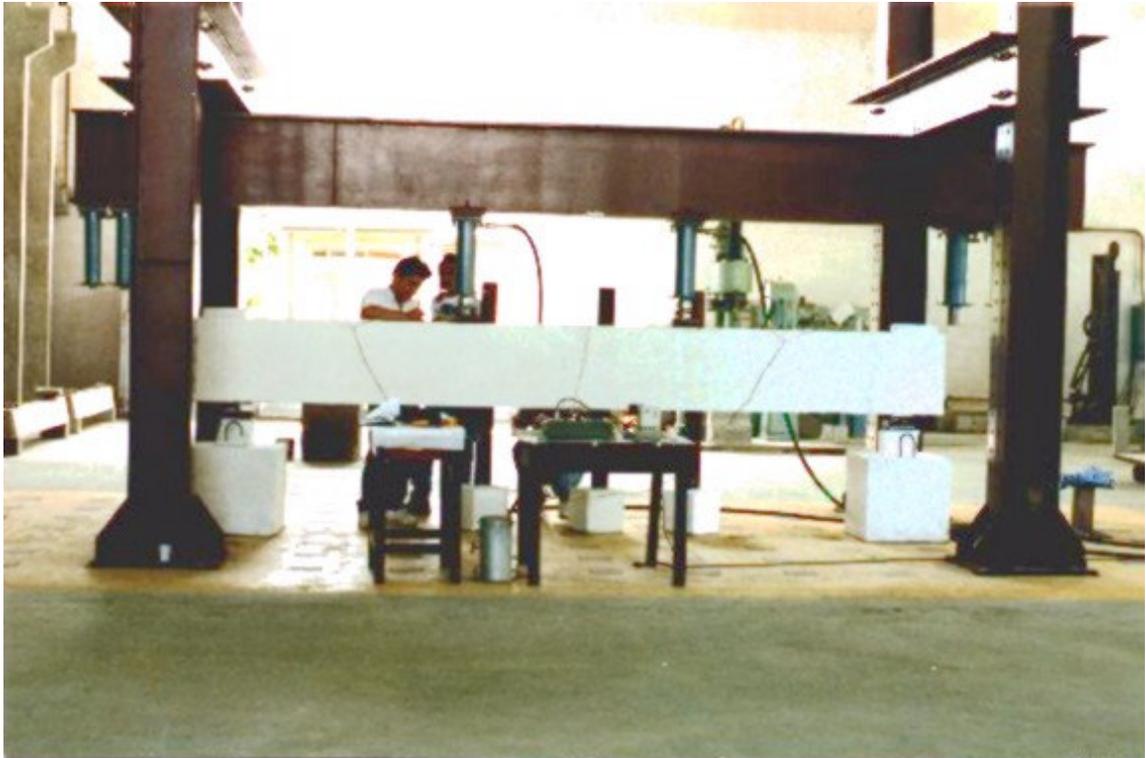


Foto 1 - Protótipo em posição de ensaio.



Foto 2 - Armaduras dos protótipos e localização dos extensômetros elétricos nos estribos.

## APÊNDICE

---

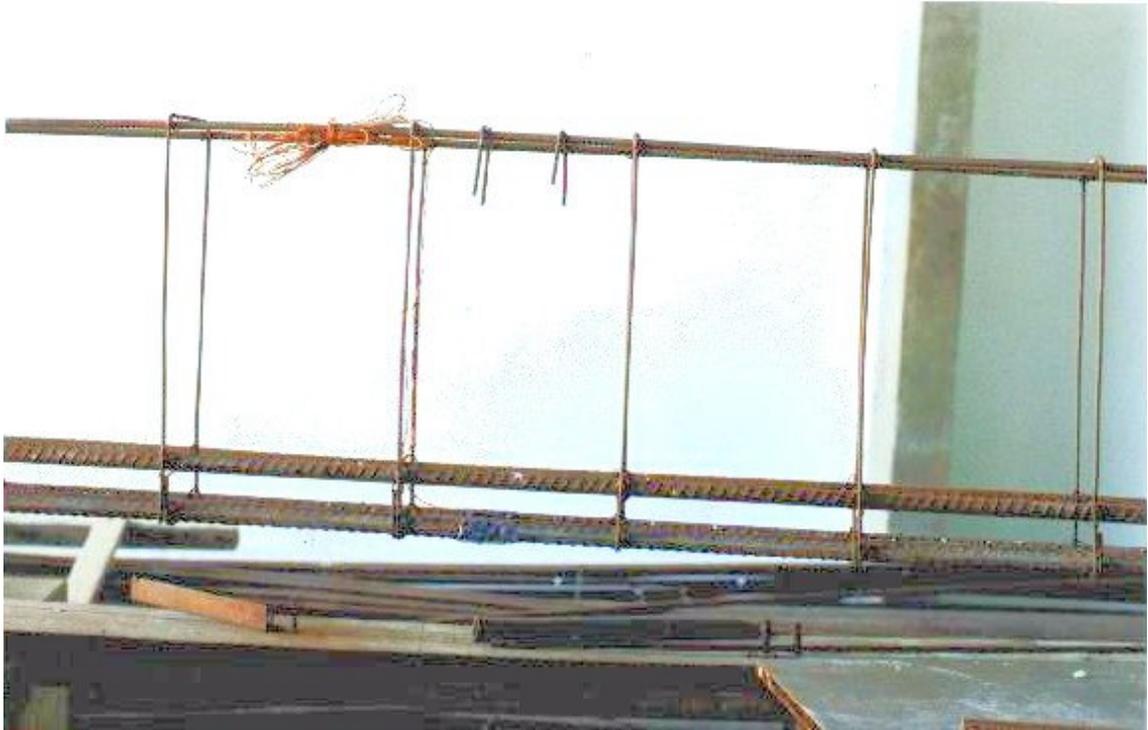


Foto 3 - Estribos e localização dos extensômetros elétricos no meio do vão da viga.

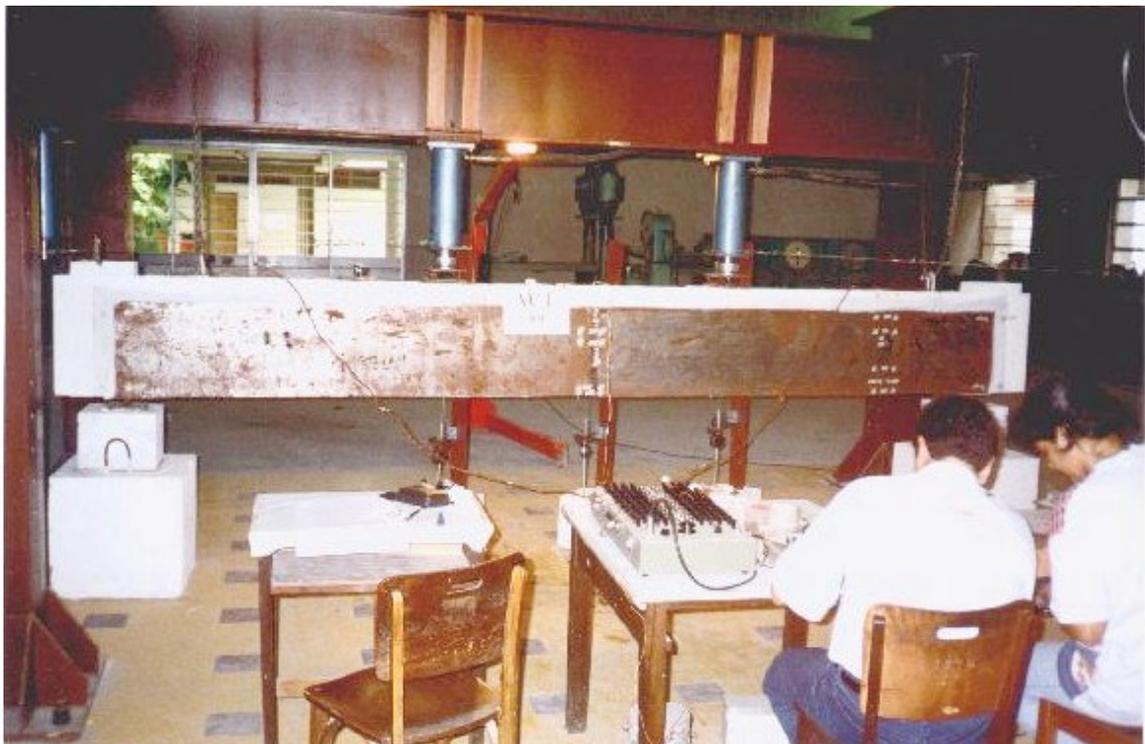


Foto 4 Protótipo com chapas coladas nas faces laterais.

## APÊNDICE

---



Foto 5 - Aplicação do adesivo epóxi na viga.



Foto 6 - Sistema utilizado para pressionar as chapas sobre as superfícies laterais da viga.

## APÊNDICE

---



Foto 7 - Posicionamento dos flexímetros nos ensaios.



Foto 8 - Fissuras de cisalhamento apresentadas no final do ensaio de uma viga sem chapas.

## APÊNDICE

---



Foto 9 - Colapso da viga VC1.



Foto 10 - Detalhe da ruptura do protótipo VC1.

## APÊNDICE

---

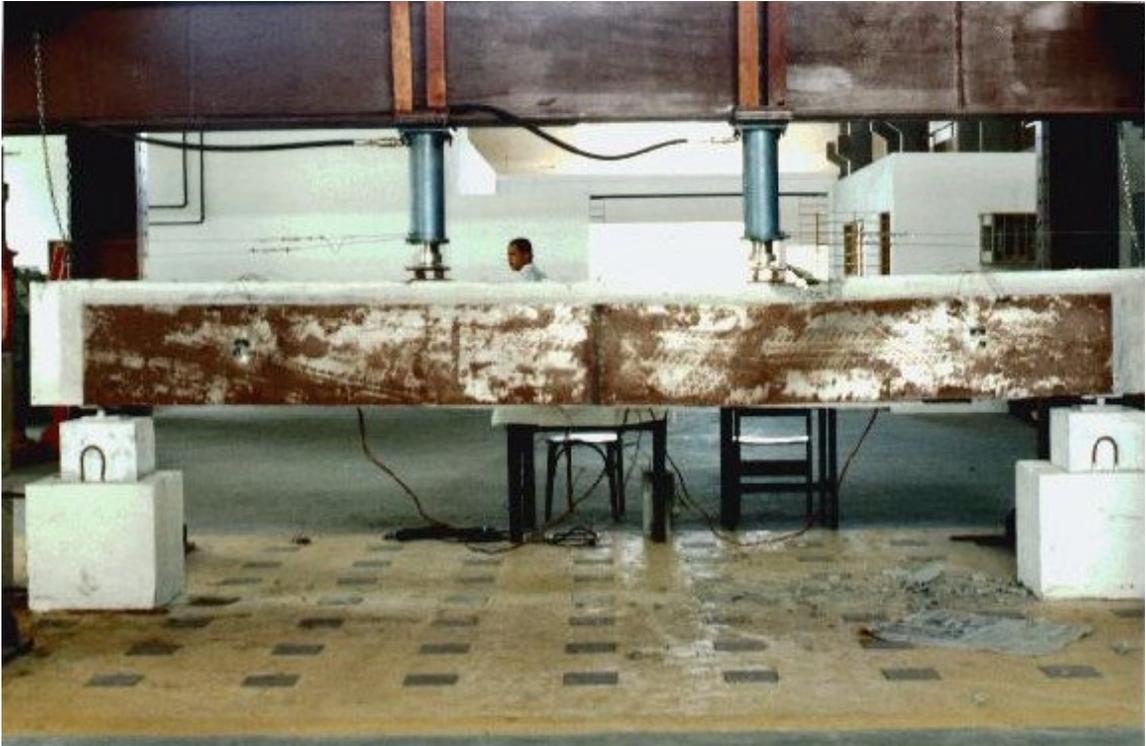


Foto 11 - Colapso da viga VC2.



Foto 12 - Detalhe da ruptura do protótipo VC2.

**APÊNDICE**

---



Foto 13 - Colapso do protótipo VS3 ( face anterior ).



Foto 14 - Colapso do protótipo VS3 ( face posterior ).

## APÊNDICE

---



Foto 15 - Colapso da viga VC3.



Foto 16 - Detalhe da ruptura do protótipo VC3.

## APÊNDICE

---



Foto 17 - Colapso da viga VC4.



Foto 18 - Detalhe da ruptura do protótipo VC4.

## APÊNDICE

---



Foto 19 - Detalhe da ruptura da viga VSE ( face anterior ).



Foto 20 - Detalhe da ruptura da viga VSE ( face posterior ).

## APÊNDICE

---



Foto 21 - Vista lateral do descolamento da chapa.



Foto 22 - Vista superior do descolamento da chapa.

## APÊNDICE

---



Foto 23 - Vista lateral da ruptura da viga VC3 ( descolamento da chapa ).



Foto 24 - Vista superior da ruptura da viga VC3 ( flambagem da armadura de compressão ).