

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO

CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

DISSERTAÇÃO

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO EM ESTRUTURAS

COMPORTAMENTO DE VIGAS LEVEMENTE ARMADAS

EM CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

MARIA ÂNGELA SIMÕES HADADE

ORIENTADOR: José Inácio de Souza Leão Ávila, PhD

RECIFE

2008

MARIA ÂNGELA SIMÕES HADADE

**COMPORTAMENTO DE VIGAS LEVEMENTE ARMADAS EM CONCRETO DE ALTO
DESEMPENHO.**

Dissertação apresentada 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 de Engenharia Civil” na área de concentração Estrutura.

ORIENTADOR: José Inácio de Souza Leão Ávila, PhD

RECIFE
2008

H125c Hadade, Maria Ângela Simões.

Comportamento de vigas levementes armadas em concreto de alto desempenho / Maria Ângela Simões Hadade. - Recife: O Autor, 2008. xxvi, 152 folhas, il : figs.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2008.

Inclui bibliografia.

1. Engenharia Civil. 2. Cisalhamento. 3. Concreto – Alto Desempenho. 4. Vigas Armadas. I. Título.

UFPE

624

CDD (22. ed.)

BCTG/2008- 176

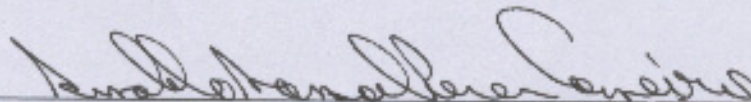
COMPORTAMENTO DE VIGAS LEVEMENTE ARMADAS EM CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

Maria Ângela Simões Hadade

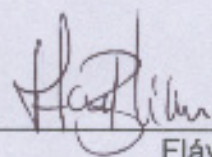
DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO COMO PARTE INTEGRANTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

Aprovada por:

José Inácio de Souza Leão Ávila, Ph. D.
(Orientador)



Arnaldo Mancel Pereira Carneiro, D. Sc.
(Examinador Interno)



Flávio Barboza de Lima, D. Sc.
(Examinador Externo)

Recife, PE – Brasil
Agosto de 2008

DEDICATÓRIA

A Antônio e Ruth Hadade, meus pais, pelo privilégio de tê-los como fonte permanente de amor e inspiração.

A Pergentino e nossos filhos Mônica, Leonardo e Eduardo por tudo o que vivemos e construímos juntos.

Aos meus irmãos: Teresa, Luís Antônio e Cristina.

Aos meus sobrinhos Tony, Felipe, Lucas e Lorena.

A todos aqueles que acreditaram e creditaram esforços para a realização deste trabalho.

Aos que se empenham para melhorar o nível da construção civil em nosso país.

AGRADECIMENTOS

Ao professor José Inácio de Souza Leão Ávila pela orientação constante e segura, necessária ao desenvolvimento deste trabalho, à amizade sempre demonstrada e ao apoio incondicional nos momentos de desânimo.

Ao meu marido, mãe e filhos pela compreensão, amor e incentivo.

Ao professor e amigo Arnaldo Carneiro pelo suporte acadêmico e pessoal.

Aos amigos Marcos Simplício e Karoline Melo pelo compartilhamento de experiências, ajuda acadêmica e inestimável estímulo.

Ao professor Ézio Rocha pelo incentivo nos momentos difíceis.

Ao professor Paulo Regis pelos valiosos textos disponibilizados.

Aos professores Leonardo Guimarães, Pablo Lopez e Afonso de Oliveira pelos ensinamentos recebidos.

À UEMA – Universidade Estadual do Maranhão pela concessão da bolsa de estudos e do afastamento das atividades profissionais durante o período deste trabalho.

À T & A PRÉ-FABRICADOS, em especial ao amigo José Joaquim de Almeida Neto pela doação da maioria do material utilizado na confecção das vigas dos nossos ensaios.

À SIKA S.A. pela doação do aditivo utilizado, em particular ao Engenheiro e colega Geniclésio Ramos dos Santos que sempre dispensou especial atenção às nossas solicitações.

À ELKEM MATERIALS SOUTH AMERICA LTDA, em especial aos Engenheiros Tarso Leite Gobbi e Cláudio Kerr do Amaral pela doação da sílica ativa utilizada em nosso trabalho.

A Wanderson Freitas e aos Engenheiros Thiago Oliveira e Luís Henrique Rodrigues pelo incansável apoio na realização da parte experimental e compilação de dados desta dissertação.

Aos técnicos do laboratório de estruturas Ezequiel Muniz de Siqueira, João Cazusa da Rocha e Rivaldo Catunda de Oliveira, bem como a Plácido Monteiro Filho pelo auxílio na realização da parte experimental deste trabalho.

Aos funcionários da Biblioteca do CGT e da Secretaria do Departamento de Engenharia Civil, em especial a Andrea Negromonte pela disponibilidade em atender as nossas solicitações.

RESUMO

Este trabalho apresenta os resultados dos ensaios com dez vigas de concreto armado de alto desempenho. Os modelos foram divididos em cinco séries, compostas por uma viga com e outra sem armadura transversal, para as quais se adotou como variável a resistência à compressão do concreto entre 50 e 90 MPa. Uma das séries contou exclusivamente com a armadura de tração. Todas as vigas foram dimensionadas para romper por cisalhamento, eram biapoiadas e submetidas a duas cargas concentradas verticais em posições simétricas, incrementadas até o rompimento. Todos os protótipos, exceto V90-1 que teve $a/d=3,7$, tiveram $a/d = 3,1$.

Apesar da crescente utilização do CAD no Brasil, a NBR 6118/03 somente regulamenta concretos com resistência abaixo de 50 MPa. Não obstante ao grande número de pesquisas, cujo tema é a capacidade resistente de cisalhamento do concreto, ainda existe muita discórdia com referência aos mecanismos que governam o cortante neste material. Daí a necessidade de maiores investigações quanto ao comportamento de estruturas de concreto com resistências à compressão superiores ao limite da norma brasileira, para melhor conhecê-las e otimizar o seu uso.

O principal objetivo deste trabalho consistiu na verificação da influência da resistência à compressão do concreto no comportamento destas vigas. As influências investigadas concentraram-se especialmente: na resistência ao cortante; reserva de resistência ao cisalhamento; deformação do concreto, ductilidade; rigidez; padrão de fissuração ; modo de ruptura, armadura transversal, e abertura de fissuras.

Pelos resultados obtidos pode-se concluir que o aumento da resistência à compressão influencia favoravelmente a resistência ao cortante, a rigidez e a deformação do concreto e desfavoravelmente a abertura de fissuras e a taxa de armadura transversal.

PALAVRAS CHAVE: CISALHAMENTO, CORTANTE, CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO.

ABSTRACT

This study presents the results of an experimental investigation of a set of 10 reinforced high performance concrete beams. The models were distributed in 5 series. Each series consisted of two beams with and without web reinforcement, except for one of the series, whose beams had only tension reinforcement. The primary design variable was the concrete compressive strength between 50 and 90 MPa. All the beams were designed to fail in shear, were simply supported and submitted to two concentrated vertical loads in symmetrical positions. These loads were gradually increased until failure of the specimens. All of the specimens, except for V90-1 which had $a/d=3,7$, had this ratio $a/d=3,1$.

Despite of the increasing use of high performance concrete in Brazil, the NBR 6118-03 only regulates concretes with compressive strength under or equal to 50MPa. Regardless the great number of researches which central subject is the shear capacity of the concrete, there is considerable disagreement related to the mechanisms that governs this material in shear. This way, there is a need for more investigation on the behavior of concrete structures with compressive strengths above the limit considered by the Brazilian Code in order to get to know them better and optimize their use.

The main goal of this project consisted in the investigation of the concrete's compression strength influence on the behavior of these beams. The examined influences were primarily concentrated on the: shear strength, concrete strain, ductility; rigidity; cracking patterns; failure modes; web reinforcement and crack openings.

Based on the results achieved, one could conclude that the increase in the compression strength of the concrete influenced favorably the shear strength, the rigidity and the deformation of the concrete and unfavorably the crack opening and web reinforcement.

KEY WORDS: SHEAR, HIGH STRENGTH CONCRETE

ÍNDICE

| | |
|------------------------|-------|
| Dedicatória | i |
| Agradecimentos..... | ii |
| Resumo | iv |
| Abstract | v |
| Índice | vi |
| Notações..... | xii |
| Lista de Figuras..... | xix |
| Lista de Fotos..... | xxvii |
| Lista de Tabelas | xxix |

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

| | | | |
|-----|-----------------------------------|--------------------------|----|
| 1.0 | Concreto de alto desempenho | 01 | |
| 1.1 | Justificativa da pesquisa..... | 02 | |
| 1.2 | Objetivos da pesquisa..... | 03 | |
| | 1.2.3 | Objetivo geral | 03 |
| | 1.2.2 | Objetivo específico..... | 03 |
| 1.3 | Estrutura do trabalho..... | 04 | |

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

| | | |
|---------|---|----|
| 2.0 | Introdução..... | 05 |
| 2.1 | Considerações sobre o Concreto de Alto Desempenho..... | 05 |
| 2.1.1 | Propriedades mecânicas do CAD..... | 08 |
| 2.2 | Comportamento resistente de vigas de concreto armado sem armadura transversal submetidas à flexão simples. | 11 |
| 2.2.1 | Critérios de ruína para o concreto..... | 17 |
| 2.2.2 | Comportamento das vigas em função da relação entre vão de cisalhamento e altura útil e modos de ruína | 18 |
| 2.2.3 | Comportamento das vigas em função da relação entre vão de cisalhamento e altura útil juntamente com a taxa de armadura longitudinal | 22 |
| 2.2.4 | Regiões B e D..... | 25 |
| 2.2.5 | Mecanismos básicos de transferência de cisalhamento..... | 26 |
| 2.2.6 | Forças internas (transferência de cisalhamento) em uma viga sem armadura transversal | 26 |
| 2.2.7 | Fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento para vigas sem armadura transversal. | 28 |
| 2.2.7.1 | Resistência à tração do concreto..... | 28 |
| 2.2.7.2 | Taxa de armadura longitudinal | 29 |
| 2.2.7.3 | Relação entre vão de cisalhamento e altura útil | 31 |
| 2.2.7.4 | Efeito de escala ou da altura da viga..... | 32 |

| | | |
|---------|--|----|
| 2.2.7.5 | Forças axiais..... | 35 |
| 2.2.7.6 | Tamanho do agregado graúdo..... | 35 |
| 2.3 | Comportamento de vigas de concreto com armadura transversal..... | 36 |
| 2.3.1 | Modelos de treliças..... | 39 |
| 2.3.2 | Modos de ruína..... | 41 |
| 2.3.2.1 | Ruptura por falha de ancoragem no apoio..... | 41 |
| 2.3.2.2 | Ruptura por esmagamento da biela | 41 |
| 2.3.2.3 | Ruptura da armadura transversal | 42 |
| 2.3.2.4 | Ruptura do banzo comprimido devida ao cisalhamento..... | 43 |
| 2.3.2.5 | Ruína por flexão localizada da armadura longitudinal...43 | |
| 2.3.3 | Mecanismos básicos de transferência de cisalhamento..... | 44 |
| 2.3.4 | Desenvolvimento histórico dos modelos de cálculo para cortante..... | 46 |
| 2.3.5 | Métodos de projeto para cisalhamento em vigas de concreto armado | 49 |
| 2.3.6 | Comparação dos vários Códigos de Concreto | 53 |
| 2.3.7 | Modelos de cálculo da NBR 6118 (2003) | 54 |
| 2.3.7.1 | Verificação da compressão na biela | 55 |
| 2.3.7.2 | Cálculo da armadura transversal | 55 |
| 2.3.8 | Esforço cortante resistido pelo concreto..... | 57 |
| 2.3.9 | Armadura transversal mínima..... | 58 |
| 2.3.9.1 | Força cortante relativa à taxa mínima segundo a NBR 6118 (2003) | 60 |

| | | |
|-----|---|----|
| 2.4 | Ductilidade..... | 61 |
| 2.5 | Considerações complementares sobre o comportamento de vigas executadas com o Concreto de Alto Desempenho..... | 64 |

CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

| | | |
|-------|---|----|
| 3.0. | Introdução | 69 |
| 3.1 | Projeto das vigas | 70 |
| 3.1.1 | Características geométricas das estruturas..... | 70 |
| 3.1.2 | Critérios adotados para a definição das armaduras | 71 |
| 3.2 | Materiais utilizados para a confecção das vigas | 74 |
| 3.2.1 | Concreto | 74 |
| 3.2.2 | Aglomerantes | 76 |
| 3.2.3 | Agregados | 77 |
| 3.2.4 | Aditivos Superplastificantes | 78 |
| 3.2.5 | Aço das Armaduras | 78 |
| 3.2.6 | Formas..... | 80 |
| 3.3 | Confecção das vigas | 81 |
| 3.3.1 | Instrumentação | 83 |
| 3.4 | Execuções dos ensaios | 89 |

CAPÍTULO 4 - ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

| | | |
|---------|--|-----|
| 4.0 | Introdução | 91 |
| 4.1 | Comportamento dos modelos ensaiados..... | 95 |
| 4.2 | Comportamento individual dos modelos ensaiados..... | 102 |
| 4.2.1 | Modelos sem armadura transversal..... | 102 |
| 4.2.1.1 | V50-1..... | 102 |
| 4.2.1.2 | V60-1 | 103 |
| 4.2.1.3 | V70-1..... | 104 |
| 4.2.1.4 | V70-1.1..... | 105 |
| 4.2.1.5 | V80-1..... | 106 |
| 4.2.1.6 | V90-1..... | 107 |
| 4.2.2 | Modelos com armadura transversal | 108 |
| 4.2.2.1 | V50-2 | 108 |
| 4.2.2.2 | V60-2 | 110 |
| 4.2.2.3 | V80-2..... | 111 |
| 4.2.2.4 | V90-2..... | 112 |
| 4.3 | Influência da resistência à compressão do concreto no comportamento dos modelos ensaiados..... | 113 |
| 4.3.1 | Influência da resistência à compressão do concreto na resistência ao cisalhamento das vigas..... | 113 |
| 4.3.1.1 | Vigas sem armadura transversal | 114 |
| 4.3.1.2 | Vigas com armadura transversal | 117 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 4.3.2 | Influência da resistência a compressão do concreto na abertura de fissuras | 120 |
| 4.3.3 | Influência da resistência a compressão do concreto na ductilidade e rigidez do concreto..... | 126 |
| 4.3.4 | Influência da resistência a compressão do concreto na deformação específica da armadura longitudinal | 129 |
| 4.4 | Verificação da aplicabilidade da formulação da armadura mínima de cisalhamento recomendada pela NBR 6118-03 para concretos de 50 MPa extrapolando-se para 90 MPa..... | 132 |
| 4.5 | Compatibilidade entre a deformação específica dos estribos e o padrão de fissuração das vigas..... | 134 |
| 4.5.1 | V50-2..... | 134 |
| 4.5.2 | V60-2..... | 136 |
| 4.5.3 | V80-2 | 138 |
| 4.5.4 | V90-2 | 140 |

CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES

| | | |
|---|--|------------|
| 5.0 | Introdução | 143 |
| 5.1 | Considerações finais..... | 143 |
| 5.2 | Sugestões para futuros trabalhos | 145 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | | 146 |

NOTAÇÕES**LETRAS ROMANAS**

| | |
|--------------|---|
| a | vão de cisalhamento (em vigas com cargas concentradas, distância entre apoio e carga concentrada mais próxima do mesmo); |
| a_c | comprimento da fissura; |
| a_l | deslocamento do diagrama de força no banzo tracionado; |
| A_s | área de armadura longitudinal; |
| A_{sw} | área de armadura transversal; |
| $A_{sw,min}$ | área de armadura transversal mínima; |
| b_w | menor largura da seção ao longo da altura útil; |
| C | força de compressão na seção transversal ou biela inclinada; |
| C_1 | força no banzo comprimido da seção transversal atuando abaixo da fissura; |
| d | altura útil da seção transversal, igual à distância do bordo comprimido ao centróide da seção da armadura longitudinal de tração; |
| E_c | módulo de elasticidade do concreto; |
| E_s | módulo de elasticidade do aço; |
| f_c | resistência à compressão do concreto obtida do ensaio de cilindros; |
| f_{cd} | resistência à compressão de cálculo do concreto; |
| f_{cj} | resistência à compressão do concreto na idade j ; |

| | |
|-------------|---|
| f_{ck} | resistência à compressão característica do concreto; |
| f_{cm} | resistência à compressão média do concreto; |
| f_{ct} | resistência à tração do concreto; |
| $f_{ct,sp}$ | resistência à tração indireta do concreto; |
| f_{ctd} | resistência à tração direta inferior |
| f_{ctm} | resistência à tração média do concreto ($f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$); |
| f_{ctk} | resistência à tração característica do concreto; |
| f_r | tensão de ruptura do aço submetido à tração; |
| f_{su} | resistência à tração do aço das armaduras longitudinal e transversal; |
| f_y | tensão de escoamento do aço; |
| f_{yw} | tensão de escoamento da armadura transversal; |
| f_{ywd} | tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal; |
| f_{ywk} | tensão de escoamento característica da armadura transversal; |
| $f(a_c/b)$ | fator geométrico que pode ser obtido da mecânica da fratura elástica linear; |
| h | altura da viga; |
| I | momento de inércia da seção transversal em relação à linha neutra; |
| K_{1c} | fator de intensidade crítica de tensão na extremidade da fissura; |
| l | vão da viga; |
| M | momento fletor solicitante na seção transversal ; |
| M_f | momento correspondente à ruptura por flexão ou momento fletor resistente da viga; |

| | |
|---------------------|---|
| M_n | momento nominal da seção transversal; |
| M_s | momento estático em relação à linha neutra da área compreendida entre o extremo da seção e a fibra onde a tensão de cisalhamento é procurada; |
| M_u | momento último ou correspondente à ruptura por cortante; |
| P | carga de ruptura ou solicitante; |
| s | espaçamento entre os estribos (centro a centro); |
| T | força de tração no banzo tracionado da seção ou na armadura transversal; |
| T_1 | força de tração no banzo tracionado da seção transversal, abaixo da fissura ($T_1 = C_1 + C_1'$); |
| T_2 | força de tração no banzo tracionado da seção transversal, abaixo da fissura; |
| V | força cortante na seção transversal; |
| V_a | força cortante resistida pelo atrito entre as faces de uma fissura; |
| V_{ay} | componente vertical da força cortante originada pelo atrito entre as faces de uma fissura; |
| V_{ax} | componente horizontal da força cortante originada pelo atrito entre as faces de uma fissura; |
| V_c | parcela da força cortante resistida pelo “concreto”; |
| V_{cd} | parcela da força cortante de cálculo resistida pelo “concreto”; |
| $V_{c(\text{exp})}$ | força cortante de fissuração experimental do concreto ; |
| $V_c(t)$ | força cortante de fissuração teórico do concreto; |

| | |
|-------------------------|---|
| $V_{ci} = V_{ay} + V_d$ | força cortante resistente ao deslizamento da fissura; |
| V_{Cr} | força cortante correspondente à fissuração diagonal; |
| V_{Cz} | força cortante resistida pela zona comprimida; |
| V_d | força cortante resistida pelo efeito de pino; |
| V_n | força cortante nominal da seção transversal ($V_n = V_C + V_S$); |
| V_{Rd2} | força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína da biela; |
| V_{Rd3} | força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal; |
| V_S | força cortante transferida por tração nos estribos; |
| V_{sd} | força cortante solicitante de cálculo resistida pela seção transversal; |
| $V_{swd,min}$ | força cortante de cálculo resistida pela armadura mínima transversal; |
| $V_{s(est)}$ | cortante de ruptura estimado da armadura transversal a partir das deformações medidas dos estribos; |
| V_{sw} | parcela de força absorvida pela armadura transversal; |
| V_{swd} | força cortante solicitante de cálculo resistida pela armadura transversal; |
| V_u | força cortante última; |
| $V_{u(est)}$ | cortante de ruptura estimado incluindo a contribuição do concreto e da armadura transversal; |
| $V_{u(t)}$ | força cortante última teórica; |
| V_y | força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura transversal; |

| | |
|-----------------|--|
| $V_{u,exp}/V_c$ | reserva de resistência ao cisalhamento; |
| x | distância do bordo mais comprimido à linha neutra ou distância entre duas fissuras (seções) da viga; |
| y | distância da seção de aplicação da carga a uma seção da viga; |
| z | distância as resultantes das forças de tração e compressão atuantes; nos banzos tracionado e comprimido (braço da alavanca); |
| ω | abertura da fissura inclinada. |

LETRAS GREGAS

| | |
|------------------------|--|
| α | ângulo da armadura transversal da viga com o eixo longitudinal; |
| α_{v2} | $(1 - f_{ck}/250)$; |
| β | coeficiente componente de V_c ; |
| Δ_{cr} | flecha correspondente ao cortante de fissuração diagonal no meio do vão das vigas ensaiadas; |
| Δ_u | flecha correspondente ao cortante último no meio do vão das vigas ensaiadas; |
| ΔC | variação da força no banzo comprimido devida à força cortante; |
| ΔM | variação do momento fletor entre duas seções; |
| ΔT | variação do esforço no banzo tracionado devida ao esforço cortante; |
| Δx | distância entre duas fissuras; |
| Δ_u/Δ_{cr} | índice de ductilidade; |
| ε_1 | deformação específica principal de tração na alma da viga; |

| | |
|--------------------|---|
| ε_2 | deformação específica principal de compressão na alma da viga; |
| ε_{cu} | deformação específica máxima do concreto; |
| ε_l | deformação específica da armadura longitudinal; |
| ε_x | deformação específica do concreto na alma na direção de x; |
| ε_y | deformação específica do concreto na alma na direção de y; |
| ε_r | deformação específica de ruptura do aço; |
| ε_{st} | deformação específica dos estribos; |
| ε_{su} | deformação específica última do aço na ruptura; |
| ε_{sy} | deformação específica de escoamento do aço; |
| ϕ_l | diâmetro da armadura longitudinal de tração; |
| ϕ_t | diâmetro da armadura transversal; |
| μ | coeficiente de atrito |
| θ | ângulo de inclinação das bielas com relação ao eixo longitudinal da viga; |
| ρ | taxa da armadura longitudinal $A_s / (b_w d)$; |
| ρ_{sw} | taxa geométrica da armadura transversal $A_{sw} / (b_w s)$; |
| $\rho_{sw, \min}$ | taxa geométrica da armadura transversal mínima $A_{sw, \min} / (b_w s)$; |
| $\rho_{sw} f_y$ | $(\tau = \frac{A_w f_y}{b_w s} = \rho_{sw} f_y)$; |
| σ_I | tensão principal de tração; |
| σ_{II} | tensão principal de compressão; |
| σ | tensão normal; |

| | |
|---------------|--|
| σ_n | tensão normal nominal ; |
| σ_{st} | tensão normal de tração resistida por estribos; |
| σ_x | componente da tensão principal segundo o eixo x; |
| σ_y | componente da tensão principal segundo o eixo y; |
| Σ | símbolo de somatório; |
| τ | tensão cisalhante nominal; |
| τ_{xy} | componente da tensão principal segundo o eixo y; |
| τ_{max} | tensão cisalhante máxima. |

LISTA DE FIGURAS

| | | |
|------------|--|----|
| Figura 2.1 | Curvas tensão X deformação para diversas resistências do concreto à compressão – FONTE: CEB-FIP, 1993 | 09 |
| Figura 2.2 | Curvas tensão X deformação para concretos de normal e alto desempenhos – FONTE: CEB-FIP MODEL CODE , 1990 | 10 |
| Figura 2.3 | Viga biapoiada submetida a duas cargas iguais e eqüidistantes dos apoios..... | 11 |
| Figura 2.4 | Trajетórias das tensões principais de compressão para vigas não fissuradas – FONTE: MacGregor, 2005 | 13 |
| Figura 2.5 | Padrão de fissuração para viga sem armadura transversal..... | 14 |
| Figura 2.6 | Vista lateral de uma viga fissurada – FONTE: MacGregor, 2005 | 14 |
| Figura 2.7 | Forças e tensões atuantes entre duas fissuras. (a) Porção da viga entre fissuras vizinhas; (b) Tensões de cisalhamento médias ao longo da altura da seção; (c) Parte inferior da viga – FONTE: MacGregor, 2005 | 15 |
| Figura 2.8 | Indicação dos vãos de cisalhamento e altura útil de uma viga com seção transversal retangular – FONTE: MacGregor, 2005 | 20 |

| | | |
|-------------|---|----|
| Figura 2.9 | Diagrama do momento no ponto de aplicação da carga (de fissuração e ruptura) X a/d – FONTE: MacGregor, 2005 | 20 |
| Figura 2.10 | Diagrama do cortante no ponto de aplicação da carga (de fissuração e ruptura) X a/d – FONTE: MacGregor, 2005..... | 21 |
| Figura 2.11 | Modos de ruptura de uma viga com $a/d \cong 0,5$ a 2 – FONTE: Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993 | 21 |
| Figura 2.12 | Alguns modos de ruptura de uma viga com $a/d \cong 0,5$ a 2 – FONTE: Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993 | 21 |
| Figura 2.13 | Ruptura por fendilhamento para $a/d \cong 1,5$ a 2,5 – FONTE: Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993 | 22 |
| Figura 2.14 | Ruptura por esmagamento para $a/d \cong 1$ a 2,5 – FONTE: Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993 | 22 |
| Figura 2.15 | Exemplo da influência de a/d na capacidade resistente de uma viga com $\rho=1,88\%$ – FONTE: Leonhardt, 1977..... | 24 |
| Figura 2.16 | Influência de a/d e da percentagem da armadura longitudinal sobre a relação momento correspondente à ruptura por força cortante/momento correspondente à ruptura por flexão (calculado) para vigas sem armadura transversal – FONTE: Leonhardt, 1977..... | 24 |
| Figura 2.17 | Regiões B e D – FONTE: MacGregor, 2005..... | 25 |

| | | |
|-------------|--|----|
| Figura 2.18 | Forças internas em uma viga fissurada sem estribos – FONTE: MacGregor, 2005..... | 28 |
| Figura 2.19 | Efeito da altura útil “d” e máximo diâmetro de agregados na ruptura de vigas por cortante – FONTE: Collins, 1999 | 34 |
| Figura 2.20 | Forças internas em viga fissurada com estribos – FONTE: MacGregor, 2005..... | 37 |
| Figura 2.21 | Distribuição dos cortantes internos em uma viga com armadura de cisalhamento – FONTE: MacGregor, 2005..... | 38 |
| Figura 2.22 | Treliça de Morsch – FONTE: Pinheiro, 2005..... | 39 |
| Figura 2.23 | Ruptura por esmagamento da biela – FONTE: Pinheiro, 2005..... | 42 |
| Figura 2.24 | Ruptura da armadura transversal – FONTE: Pinheiro, 2005..... | 42 |
| Figura 2.25 | Ruptura do banzo comprimido, decorrente do esforço cortante – FONTE: Pinheiro, 2005..... | 43 |
| Figura 2.26 | Ruína por flexão localizada da armadura longitudinal – FONTE: Pinheiro, 2005..... | 44 |
| Figura 2.27 | Efeito da resistência do concreto na ductilidade de cortante de vigas sem armadura transversal – FONTE: Xie, 1994..... | 62 |
| Figura 2.28 | Efeito da resistência do concreto na ductilidade de cortante de vigas com armadura transversal – FONTE: Xie, 1994..... | 62 |

| | | |
|-------------|---|----|
| Figura 2.29 | Efeito da taxa de armadura transversal na ductilidade de cortante de vigas de CAD – FONTE: Xie, 1994..... | 63 |
| Figura 3.1 | Detalhes comuns a todas as vigas..... | 70 |
| Figura 3.2 | Detalhes das vigas com armadura transversal. (a)-V502; (b)-V60-2; (c)-V80-2; (d)-V90-2..... | 73 |
| Figura 3.3 | Variação da resistência à compressão axial dos concretos utilizados nos ensaios ao longo do tempo..... | 75 |
| Figura 3.4 | Curvas granulométricas dos agregados..... | 77 |
| Figura 3.5 | Curva tensão–deformação do aço CA60 sob tração axial..... | 80 |
| Figura 3.6 | Localização dos extensômetros elétricos nas armaduras das vigas. (a)- Viga sem estribos; (b)-V502; (c)-V60-2; (d)-V80-2; (e)-V90-2..... | 85 |
| Figura 3.7 | Diagramas dos esforços internos das vigas ensaiadas..... | 87 |
| Figura 3.8 | Localização das rosetas de deformação e extensômetros mecânicos..... | 88 |
| Figura 3.9 | Esquema dos ensaios | 90 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| Figura 4.1 | Gráfico da variação da carga aplicada em função do tempo antes do tratamento dos dados..... | 92 |
| Figura 4.2 | Gráfico da variação da carga aplicada em função do tempo depois do tratamento dos dados..... | 92 |
| Figura 4.3 | Padrão de fissuração para viga sem armadura transversal..... | 97 |
| Figura 4.4 | Padrão de fissuração para viga com armadura transversal..... | 97 |
| Figura 4.5 | Padrão de fissuração para viga a V50-1 sem armadura transversal..... | 102 |
| Figura 4.6 | Padrão de fissuração para viga a V60-1 sem armadura transversal..... | 104 |
| Figura 4.7 | Padrão de fissuração para viga a V70-1 sem armadura transversal..... | 105 |
| Figura 4.8 | Padrão de fissuração para viga a V70-1.1 sem armadura transversal..... | 106 |
| Figura 4.9 | Padrão de fissuração para viga a V80-1 sem armadura transversal..... | 107 |
| Figura 4.10 | Padrão de fissuração para viga a V90-1 sem armadura transversal..... | 108 |
| Figura 4.11 | Padrão de fissuração para viga a V50-2 com armadura transversal..... | 109 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| Figura 4.12 | Padrão de fissuração para viga a V60-2 com armadura transversal..... | 111 |
| Figura 4.13 | Padrão de fissuração para viga a V80-2 com armadura transversal..... | 112 |
| Figura 4.14 | Padrão de fissuração para viga a V90-2 com armadura transversal..... | 113 |
| Figura 4.15 | Variação do esforço cortante de ruptura com resistência média à compressão do concreto..... | 116 |
| Figura 4.16 | Variação de $V_u / (f_{cm} b_w d)$ com resistência média à compressão do concreto | 117 |
| Figura 4.17 | Variação da resistência média à compressão do concreto em função esforço cortante de ruptura dos modelos. (a)-V50-2 e V60-2; (b) V80-2 e V90-2..... | 119 |
| Figura 4.18 | Variação da abertura de fissuras em função da carga média aplicada para as vigas V50. (a)-V50-1 e (b) V50-2..... | 120 |
| Figura 4.19 | Variação da abertura de fissuras em função da carga média aplicada para as vigas V60. (a)-V60-1 e (b) V60-2..... | 121 |
| Figura 4.20 | Variação da abertura de fissuras em função da carga média aplicada para as vigas V70. (a)-V70-1 e (b) V70-11..... | 122 |
| Figura 4.21 | Variação da abertura de fissuras em função da carga média aplicada para a viga V80-2..... | 123 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| Figura 4.22 | Varição da abertura de fissuras em função da carga média aplicada para as vigas V90. (a)-V90-1 e (b)-V90-2..... | 124 |
| Figura 4.23 | Varição da resistência média à compressão do concreto em função da abertura de fissuras. (a)-Vigas sem armadura transversal e (b) - Vigas com armadura transversal | 126 |
| Figura 4.24 | Varição das flechas no meio do vão em função a carga média solicitante das vigas sem armadura transversal..... | 127 |
| Figura 4.25 | Varição da flecha no meio do vão em função da carga média solicitante para vigas com armadura transversal. (a)-V50-2 e V60-2 e (b)V80-2 e V90-2..... | 129 |
| Figura 4.26 | Varição da deformação da armadura longitudinal em função da carga média solicitante para vigas sem armadura transversal..... | 130 |
| Figura 4.27 | Varição da deformação da armadura longitudinal em função da carga média solicitante para vigas com armadura transversal. (a)-V80-2 e V90-2; (b)-V60-2..... | 131 |
| Figura 4.28 | Padrão de fissuração e esquema da armadura transversal para a V50-2..... | 135 |
| Figura 4.29 | Deformação da armadura transversal de V50-2 em função do cortante aplicado na seção. (a)-V50-2 (estribos da direita); (b)-V50-2 (estribos da esquerda). | 135 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| Figura 4.30 | Padrão de fissuração e esquema da armadura transversal para a V60-2..... | 136 |
| Figura 4.31 | Deformação da armadura transversal de V60-2 em função do cortante aplicado na seção. (a)-V60-2 (estribos da direita); (b)-V60-2 (estribos da esquerda). | 137 |
| Figura 4.32 | Padrão de fissuração e esquema da armadura transversal para a V80-2..... | 138 |
| Figura 4.33 | Deformação da armadura transversal de V80-2 em função do cortante aplicado na seção. (a)-V80-2 (estribos da direita); (b)-V80-2 (estribos da esquerda)..... | 139 |
| Figura 4.34 | Deformação da armadura transversal de V90-2 em função do cortante aplicado na seção. (a)-V90-2 (estribos da direita); (b)-V90-2 (estribos da esquerda). | 141 |
| Figura 4.35 | Padrão de fissuração e esquema da armadura transversal para a V90-2..... | 142 |

LISTA DE FOTOS

| | | |
|----------|--|-----|
| Foto 3.1 | Formas | 81 |
| Foto 3.2 | Formas | 81 |
| Foto 3.3 | Localização dos extensômetros elétricos nas armaduras das vigas..... | 84 |
| Foto 3.4 | Extensômetros elétricos conectados ao sistema de aquisição dados (Spider 8 e um micro computador). | 84 |
| Foto 3.5 | Roseta de deformação..... | 88 |
| Foto 4.1 | Superfície lisa de fissura para vigas executadas com CAD | |
| | (a) corpo de prova | 98 |
| | (b) viga | 98 |
| Foto 4.2 | Feixe de fissuras de cisalhamento | |
| | (a) V80-2 | 99 |
| | (b) V90-2..... | 99 |
| Foto 4.3 | Fissuras de cisalhamento | |
| | (a) Fissura única de cisalhamento – V70-1.1..... | 100 |
| | (b) Fissura dupla de cisalhamento – V60-2..... | 100 |
| Foto 4.4 | Definição dos lados D e E de uma viga | 101 |
| Foto 4.5 | Viga V50-1 fissurada..... | 102 |
| Foto 4.6 | Viga V60-1 fissurada..... | 103 |
| Foto 4.7 | Viga V70-1 fissurada..... | 104 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| Foto 4.8 | Viga V70- 1.1 fissurada | 105 |
| Foto 4.9 | Viga V80- 1 fissurada..... | 106 |
| Foto 4.10 | Viga V90-1 fissurada..... | 108 |
| Foto 4.11 - | Viga V50- 2 fissurada..... | 109 |
| Foto 4.12 | Viga V60- 2 fissurada..... | 110 |
| Foto 4.13 | Viga V80- 2 fissurada..... | 111 |
| Foto 4.14 | Viga V90- 2 fissurada..... | 113 |
| Foto 4.15 | Rompimento de estribo na viga V80-2..... | 140 |

LISTA DE TABELAS

| | | |
|------------|--|-----|
| Tabela 2.1 | Características dos Métodos de Projeto para o cisalhamento..... | 50 |
| Tabela 3.1 | Características das vigas ensaiadas..... | 72 |
| Tabela 3.2 | Variação da resistências à compressão axial do concreto com a idade..... | 75 |
| Tabela 3.3 | Dosagens – Componentes/m ³ em kg..... | 76 |
| Tabela 3.4 | Características mecânicas dos aços | 79 |
| Tabela 4.1 | Tensões, esforços e índices experimentais e teóricos..... | 93 |
| Tabela 4.2 | Esforços cortantes de fissuração e ruptura experimental e teórico dos modelos..... | 114 |
| Tabela 4.3 | Percentuais da capacidade resistente ao cortante..... | 114 |
| Tabela 4.4 | Taxas de armaduras transversais..... | 118 |
| Tabela 4.5 | Ganho de V_u em função de f_{cm} | 119 |
| Tabela 4.6 | Reserva de resistência de cisalhamento para vigas com $\rho_{sw,min}$ | 133 |

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.0 Concreto de alto desempenho

O concreto é um material versátil, resistente e durável, entretanto, na sua forma mais porosa, quando submetido a certos processos físicos e químicos poderá ser deteriorado em um curto espaço de tempo. Este fato levou pesquisadores, a desenvolver um concreto com características especiais de desempenho, com alta resistência e baixa permeabilidade, surgindo assim o termo concreto de alto desempenho (CAD), considerado uma evolução tecnológica dos concretos tradicionais (Borges, 2002). De maneira simplificada, o CAD é obtido mediante a redução de poros ou compactação do concreto convencional, o que eleva a resistência de ambas: a pasta e a interface entre a pasta e o agregado graúdo. Este incremento de resistência, contudo, produz um aumento da sua fragilidade e fissuras com faces mais lisas, gerando algumas preocupações quanto à aplicação deste material. Muitos dos atuais procedimentos para projetos envolvendo cortante ainda são baseados em dados obtidos de ensaios com elementos cuja resistência à compressão está abaixo do que se pode admitir como CAD. Assim, tendo-se em vista que um dos mecanismos de transferência de cortante é o atrito entre as faces das fissuras, a ruína por cisalhamento deve ser reavaliada. Uma forma de minimizar este comportamento frágil, melhorando

sua capacidade resistente, é conferindo-se aos membros executados com o CAD mais ductilidade através do dimensionamento e detalhamento adequados das armaduras e/ou o emprego de fibras na mistura do referido concreto.

1.1 Justificativa da pesquisa

O uso do concreto de alto desempenho (CAD) constitui uma tendência irreversível que tem aumentado consideravelmente nos últimos anos em função das vantagens que apresenta, com relação aos concretos de resistências menores, do Grupo I, conforme a NBR8953.

O CAD tem sido mais e mais utilizado em pilares, elementos pré-fabricados e em estruturas para as quais a durabilidade e/ou a elevada resistência à compressão forem parâmetros importantes de projeto.

Apesar da crescente utilização do CAD pela indústria da construção no Brasil, cujas características são bastante diferenciadas, se comparadas com as dos concretos convencionais, a atual norma brasileira, a NBR 6118/03 somente regulamenta concretos com resistências abaixo ou iguais a 50 MPa. A elevada capacidade resistente do CAD está diretamente associada à melhoria de muitas das suas propriedades, em especial a impermeabilidade e durabilidade, mas também conduz a um comportamento mais frágil e superfícies de fissura mais lisas, o que afeta significativamente a sua resposta ao cortante. Apesar do grande esforço voltado para numerosas pesquisas em vários países do mundo, cujo tema central é a capacidade de suportar esforço de cisalhamento do concreto, ainda existe muita discórdia com referência aos mecanismos que governam o cortante

neste material, portanto há necessidade de maiores investigações quanto ao comportamento de estruturas de concreto, de modo particular, das que possuam resistências a compressão acima do valor limite da Norma Brasileira, a fim de que se possa conhecê-las melhor e otimizar o seu uso.

1.2 Objetivos da pesquisa

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho consistiu na verificação do comportamento de vigas construídas com concreto de alto desempenho com diferentes resistências com nenhuma ou baixa taxa de armadura transversal.

Especificamente pretendeu-se verificar a influência da resistência à compressão do concreto entre 50 a 90 MPa em vigas construídas com esse material que apresentavam mesma geometria, condições de apoio e carregamentos idênticos, bem como se os critérios de cálculo propostos pela NBR 6118-03 para concretos de desempenho normal podem ser estendidos a vigas executadas com concreto de alto desempenho.

1.2.2 Objetivo específico

Verificar a influência da resistência à compressão do concreto na resistência ao cortante de fissuração e último; reserva de cisalhamento;

deformação do concreto e das armaduras; ductilidade e rigidez; abertura de fissuras; padrão de fissuração ;modo de ruptura; armadura transversal.

1.3 Estrutura do Trabalho

Este trabalho foi dividido em cinco capítulos. No segundo capítulo são mostradas as principais características do concreto de alto desempenho e o comportamento resistente ao cisalhamento de vigas de concreto armado com e sem armadura transversal submetidas à flexão simples. O terceiro capítulo descreve o estudo experimental realizado, abordando de maneira detalhada o projeto, a execução e o ensaio dos protótipos utilizados, incluindo a instrumentação e materiais empregados para a confecção dos mesmos. O quarto capítulo transcreve a análise dos resultados obtidos com este trabalho. Finalmente, o quinto e último capítulo expõe as conclusões obtidas com o estudo e ainda sugestões para trabalhos futuros no âmbito do assunto.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.0 Introdução

Este capítulo pretende discorrer sobre os mecanismos de resistência e fatores que influenciam a resistência ao esforço cortante para vigas de concreto armado convencional e de alto desempenho, com ou sem armadura transversal. São apresentados modelos conceituais mostrando as forças internas em uma viga, uma introdução histórica das diferentes propostas de projeto para o cortante, bem como as recomendações de alguns códigos de projetos estruturais. São ainda apresentadas as principais características do concreto de alto desempenho e a sua resposta ao cortante.

2.1 Considerações sobre o Concreto de Alto Desempenho

O concreto é um material de construção versátil, resistente e durável, entretanto, na sua forma mais porosa, quando submetido a certos processos físicos e químicos poderá ser deteriorado em um curto espaço de tempo. Esse fato levou pesquisadores a desenvolver nas últimas décadas, um concreto com características especiais de desempenho, que possuísse uma alta resistência e baixa permeabilidade, surgindo assim o termo concreto de alto desempenho

(CAD). O CAD pode ser considerado como uma evolução tecnológica dos concretos tradicionais (Borges, 2002).

De forma simplificada, o CAD é a princípio obtido pela melhoria da compacidade da mistura do concreto convencional ao reduzir-se o fator água-aglomerante, incorporarem-se na sua composição adições minerais reativas para aumentar a impermeabilidade e resistência e superplastificantes para garantir a trabalhabilidade. Estas adições atuam, fisicamente, preenchendo os vazios da massa de concreto (efeito “filler”) e quimicamente, transformando o hidróxido de cálcio em silicato de cálcio hidratado (reação pozolânica). Esse procedimento aumenta a resistência mecânica e durabilidade do material pela redução da porosidade e conseqüentemente da permeabilidade e pelo aumento da quantidade de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) que é um composto aderente, além de ser responsável pela resistência mecânica de concretos e argamassas. Entretanto, o aumento da resistência do concreto conduz a um comportamento mais frágil, conforme será visto no item 2.1.1, e induz a formação de fissuras com faces planas, o que tem gerado preocupação quanto à aplicação do CAD. Considerando-se que, além de fatores como as características do aço, de suas dimensões, tipo e distribuição de carregamentos e armaduras, a ruptura das vigas de concreto armado, também depende evidentemente da classe de concreto empregado e dos mecanismos de transferência de esforços relacionados a esse material, como o atrito entre as interfaces das fissuras, que decresce muito nos elementos executados com o CAD (Borges, 2002 e Garcia, 2002).

Os conhecimentos adquiridos relativos à estrutura interna do CAD levaram a um aprimoramento da sua produção, transporte e lançamento. Esses avanços tecnológicos, de modo geral, têm garantido os resultados esperados ao dosar-se um concreto com adição mineral e baixo fator água-aglomerante. Dentre tais resultados observa-se uma grande evolução das resistências mecânicas, maior aderência entre concreto e barras da armadura e uma grande redução da fluência (Borges, 2002 e Mendes, 2002).

O uso do CAD constitui uma tendência irreversível que tem aumentado consideravelmente nos últimos anos em função das vantagens econômicas e estruturais quando comparado aos concretos de resistências menores, como aos pertencentes ao Grupo I da NBR8953. Estas vantagens são observadas na: redução das seções dos elementos; baixa porosidade e permeabilidade o que minimiza a penetração de agentes agressivos na massa do concreto; elevada resistência tanto inicial como final e ao desgaste e menor custo de manutenção.

O CAD tem sido mais e mais utilizado em pilares, elementos pré-fabricados e em estruturas para as quais a durabilidade e/ou a elevada resistência à compressão forem parâmetros importantes de projeto.

Apesar da constante utilização do concreto de alto desempenho no Brasil, cujas características são bastante diferenciadas em relação aos concretos de menores resistências, os procedimentos de cálculo e critérios de projetos, recomendados pela Norma Brasileira em vigor, ainda estão baseados em resultados experimentais de concretos com capacidade resistente menor que 50

MPa, daí a necessidade de pesquisas que verifiquem o comportamento de estruturas de concreto com resistências à compressão acima de tal valor.

O emprego do CAD tem aumentado mais rapidamente que o desenvolvimento das recomendações de projeto relativas à sua utilização, o que juntamente com a necessidade de um criterioso processo de produção e comportamento mais frágil constitui algumas das desvantagens ainda não superadas do CAD (Borges, 2002).

2.1.1 Propriedades mecânicas do CAD

O código CEB-FIP, 1990 apresenta através do gráfico da figura 2.1 as diferenças entre as curvas de tensão-deformação de concretos convencionais e de alto desempenho. Pela análise desta figura pode-se concluir que:

- existe maior linearidade do ramo ascendente da curva tensão-deformação para concretos com maior resistência à compressão uniaxial.
- a deformação correspondente à tensão máxima aumenta com a resistência.
- há menor deformação última comparada a concretos com mais baixas resistências .

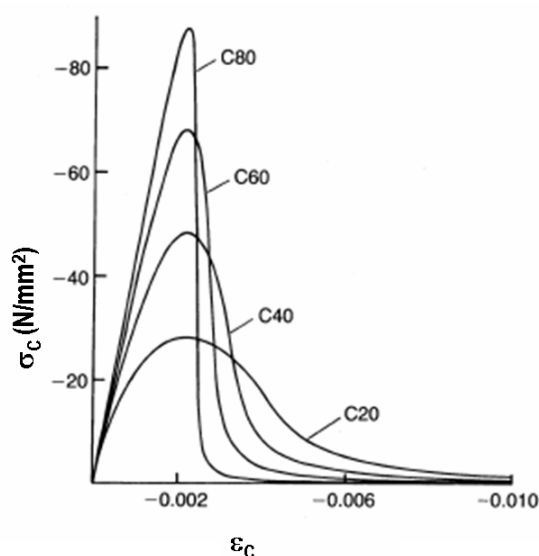


Figura 2.1 - Curvas tensão X deformação para diversas resistências do concreto à compressão – FONTE: CEB-FIP, 1993

Conforme podem ser observados pela figura 2.2, ambos, o agregado gráúdo e a pasta de cimento, são materiais frágeis, contudo o concreto produzido com tais materiais apresenta alguma ductilidade. Tal propriedade aparentemente paradoxal pode ser explicada como resultado da diferença entre a rigidez da pasta e do agregado. Esta diferença leva à concentração de tensões nas zonas de transição ou contato dos dois elementos. Conseqüentemente, a um determinado nível de tensão, microfissuras distribuídas começam a se formar. À medida que as tensões aumentam, uma crescente parte da energia aplicada é consumida com o desenvolvimento de fissuras. Neste estágio, a curva tensão-deformação tende a desviar-se do curso elasto-linear. Após ser alcançada a tensão última, o padrão de microfissuras propicia uma redistribuição interna eficiente das tensões, daí o colapso menos brusco se comparado ao dos concretos com maiores resistências.

A diferença de rigidez entre a pasta de cimento e o agregado graúdo é bem menor para o CAD, assim a distribuição interna de tensão é bem mais homogênea. Como a tendência à microfissuração inicial é reduzida, a curva tensão-deformação torna-se mais linear. Um padrão de microfissuração menos desenvolvido resulta em uma ruptura mais súbita, considerando-se que as tensões ficam mais concentradas em uma região (Bohigas, 2002).

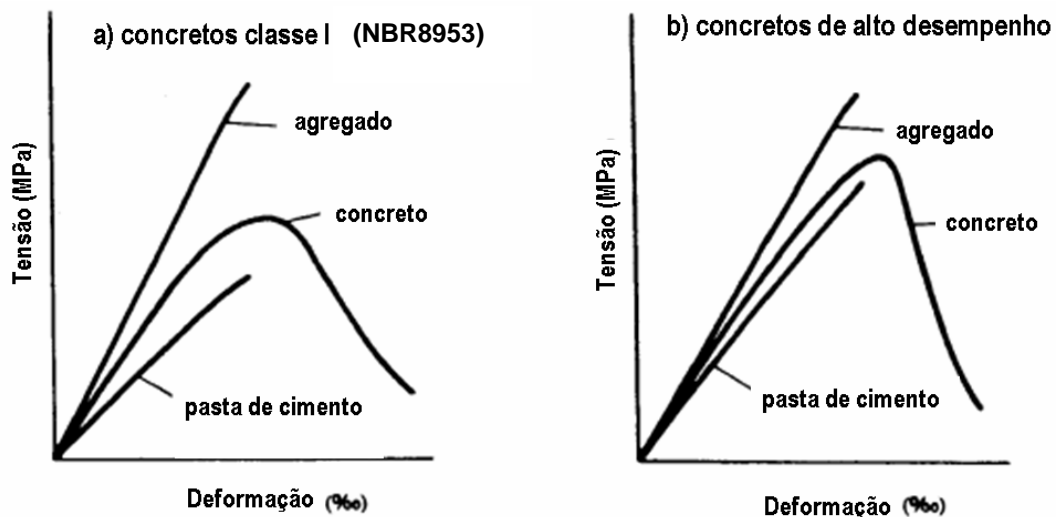


Figura 2.2 - Curvas tensão X deformação para concretos de normal e alto desempenhos
FONTE: CEB-FIP MODEL CODE, 1990

2.2 Comportamento resistente de vigas de concreto armado sem armadura transversal submetidas à flexão simples.

A investigação do comportamento de vigas de concreto armado com ou sem armadura transversal tem sido realizada basicamente através de ensaios com vigas biapoiadas suportando um carregamento simétrico constituído por duas forças concentradas, que são incrementadas até a ruptura das mesmas, conforme esquema mostrado na figura 2.3.

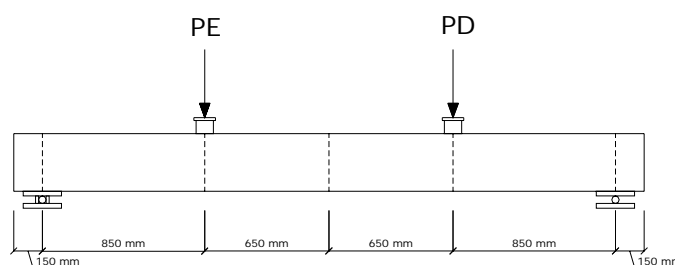


Figura 2.3 - Viga biapoiada submetida a duas cargas iguais e equidistantes dos apoios

A escolha deste modelo experimental justifica-se pela maior facilidade de aplicação do carregamento mencionado, aliado ao fato do mesmo permitir a existência de trechos submetidos à flexão pura, na região da viga entre as forças concentradas, e a flexão simples entre as forças aplicadas e os apoios.

Em projetos de estruturas de concreto deve ser fornecida uma margem de segurança contra qualquer modo de ruína que possa ocorrer, sob as forças que agem na estrutura ao longo da sua vida. Basicamente deve-se evitar a fissuração por cisalhamento, a qual é provocada pela combinação de esforço cortante e do momento fletor, e ainda, ocasionalmente, cargas axiais ou torção ou ambas. Tal fissuração reduz a ductilidade e a capacidade de resistência dos elementos

estruturais a valores abaixo da capacidade de flexão. Especialmente por conta da redução de ductilidade, a ruptura por cortante não é desejável (Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993).

Considere-se agora uma viga submetida às mesmas condições de apoio e carregamentos descritos no primeiro parágrafo deste item, armada com barras longitudinais tracionadas e sem armadura transversal, dimensionada para resistir somente aos esforços de flexão. Para valores reduzidos da força P , enquanto a tensão de tração suportada for inferior à resistência do concreto à tração na flexão, a viga não exhibe fissuras, o que significa dizer, que as suas seções permanecem no Estádio I. Nessa fase, os pontos da peça não fissurada estão sob estado plano de tensões tendo-se um sistema de tensões principais de tração e de compressão. Conforme a Resistência dos Materiais, as tensões principais σ_I e σ_{II} decompõem-se em σ_x , σ_y e τ_{xy} . Sabe-se, contudo, que estas componentes não representam as solicitações reais, mas constituem valores auxiliares de cálculo, que se originam devido ao fato do sistema de coordenadas x-y ter sido fixado com x paralelo ao eixo longitudinal da viga. Realmente, atuam nas estruturas apenas as tensões principais σ_I e σ_{II} . O dimensionamento do concreto armado, entretanto, baseia-se na maioria das vezes em σ_x e τ (Kani, 1964).

Nesta etapa, a tensão máxima de cisalhamento na alma da viga pode ser calculada admitindo-se a teoria tradicional de vigas homogêneas, elásticas e não

fissuradas: $\tau = \frac{VM_s}{Ib_w}$.

Onde:

V = força cortante na seção transversal;

M_s = momento estático em relação à linha neutra da área compreendida entre o extremo da seção e a fibra onde a tensão de cisalhamento é procurada;

I = momento de inércia da seção transversal em relação à linha neutra;

b_w = largura da seção transversal.

Com o incremento da carga, no trecho de momento máximo (entre as forças), a resistência do concreto à tração é ultrapassada e aparecem as primeiras fissuras de flexão (verticais). Nas seções fissuradas a viga encontra-se no Estádio II e a resultante de tração é resistida exclusivamente pelas barras longitudinais. No início da fissuração da região central, os trechos junto aos apoios, sem fissuras, ainda se encontram no Estádio I (Pinheiro, 2007).

Considerando-se que o concreto fissura quando a tensão principal de tração excede a resistência à tração do concreto, o padrão de fissuração inicial deve lembrar as linhas isobáricas de compressão. Ver figura 2.4.

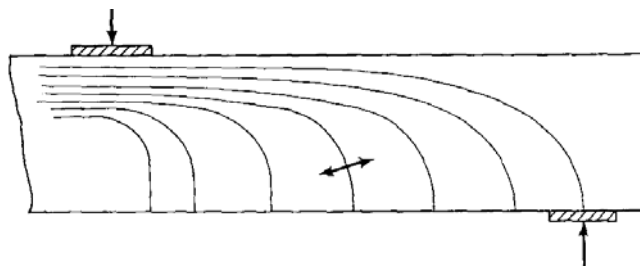


Figura 2.4 - Trajetórias das tensões principais de compressão para vigas não fissuradas – FONTE: MacGregor, 2005

O padrão de fissuração de uma das vigas sem armadura transversal investigadas é mostrado na figura 2.5.

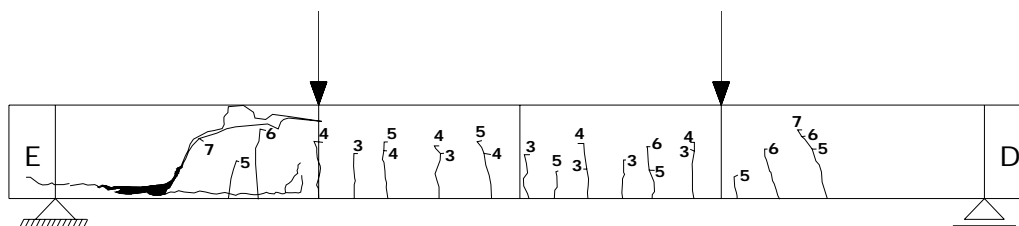


Figura 2.5 - Padrão de fissuração para viga sem armadura transversal

Para vigas de concreto armado as fissuras de flexão geralmente ocorrem antes que as tensões principais de tração à altura da linha que passa pelo centro de gravidade das seções transversais, se tornem críticas. Uma vez que uma fissura de flexão tenha ocorrido, a tensão de tração perpendicular à fissura cai para zero. Para que se mantenha o equilíbrio, uma redistribuição de tensões se faz necessária. Assim, o início de uma fissura inclinada em uma viga não pode ser previsto através das tensões principais, a menos que a fissura de cisalhamento preceda a de flexão, o que muito raramente ocorre em concreto armado (MacGregor, 2005).

O estágio inicial de fissuração geralmente resulta em fissuras verticais que com o aumento da carga se transformam em diagonais, o que pode ser observado pela figura 2.5. O equilíbrio da seção da viga entre duas fissuras é mostrado através das figuras 2.6 e 2.7.

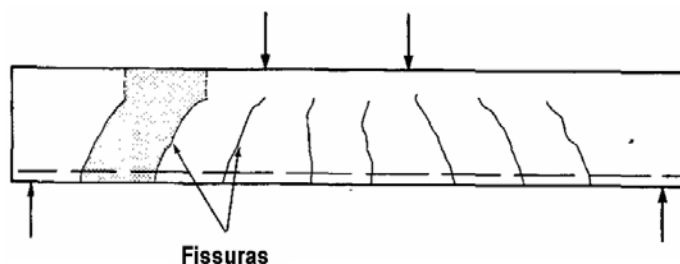


Figura 2.6 - Vista lateral de uma viga fissurada – FONTE: MacGregor, 2005

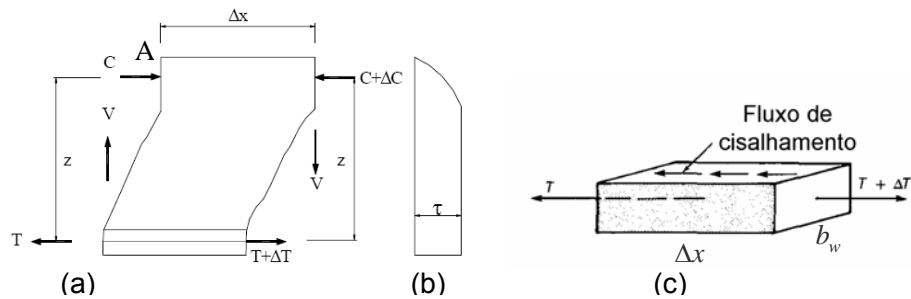


Figura 2.7- Forças e tensões atuantes entre duas fissuras - FONTE: MacGregor, 2005

- (a) Porção da viga entre fissuras vizinhas
- (b) Tensões de cisalhamento médias ao longo da altura da seção
- (c) Parte inferior da viga

O referido equilíbrio da seção da viga entre duas fissuras pode ser equacionado como:

$$\sum M(A) = 0 \quad 2.2 (a)$$

$$T \cdot z - (T + \Delta T)z + V \cdot \Delta x = 0 \quad 2.2 (b)$$

$$\Delta T \cdot z = V \cdot \Delta x \Rightarrow V = \frac{\Delta T \cdot z}{\Delta x} \quad 2.2 (c)$$

Daí pode-se escrever:

$$V = \frac{d(Tz)}{dx} = \frac{d(T)}{dx} z + \frac{d(z)}{dx} T \quad 2.3$$

Nesta expressão podem ser identificados dois casos extremos. Se o braço de alavanca (z) permanece constante, como se admite na teoria clássica, a segunda parcela é nula, portanto:

$$V = \frac{d(T)}{dx} z \quad 2.4$$

O termo $\frac{d(T)}{dx}$ representa o fluxo de cisalhamento através de qualquer plano horizontal entre a armadura e a zona de compressão, mostrado na figura 2.7 (c). Para que a *ação de viga* ocorra, este fluxo de cisalhamento deve existir.

Por outro lado, quando o fluxo de cisalhamento é igual a zero, tem-se:

$$V = T \frac{d(z)}{dx} = C \frac{d(z)}{dx} \quad 2.5$$

Isto acontece quando o fluxo de cisalhamento não pode ser transmitido por falta de aderência entre o aço e o concreto ou pela interrupção da transferência causada por fissuras inclinadas que se estendem da carga até o apoio. Neste caso, o cisalhamento é transferido pela *ação de arco* em lugar da *ação de viga*, onde, a força de compressão C na biela inclinada e a de tração T na armadura são constantes ao longo do vão de cisalhamento.

Se a porção sombreada da figura 2.7(a) for isolada, a força ΔT deverá ser transferida por tensões de cisalhamento horizontais que ocorrem no topo do elemento infinitesimal. O valor médio das tensões abaixo da extremidade da fissura é:

$$\tau = \frac{\Delta T}{b_w \Delta x} = \frac{V}{b_w z} \quad 2.6$$

Onde: z é o braço de alavanca de ambos os binários (C-T) e (C+ Δ C-T+ Δ T) e b_w a largura da alma. A distribuição da tensão de cisalhamento horizontal, que é igual à vertical no mesmo elemento, encontra-se na figura 2.7 (b). O ACI, para simplificar os cálculos, arbitrariamente substitui z por d na expressão 2.6, tornando-a: $\frac{V}{b_w d}$ (MacGregor, 2005).

Prosseguindo-se com o aumento da carga, surgem fissuras nos trechos entre as forças e os apoios, as quais são inclinadas, por causa da inclinação das tensões principais de tração σ_1 (fissuras de cisalhamento). A inclinação das fissuras corresponde praticamente à inclinação das trajetórias das tensões principais, isto é, aproximadamente perpendicular à direção das tensões principais de tração. Com carregamento elevado, a viga, em quase toda sua extensão, encontra-se no Estádio II. Em geral, apenas as regiões dos apoios permanecem isentas de fissuras, até a ocorrência de ruptura (Pinheiro, 2007).

2.2.1 Critérios de ruína para o concreto

As várias modalidades de ruína por cisalhamento envolvem fendilhamento ou esmagamento sob um estado de tensão complexo.

Para vigas esbeltas é suficientemente preciso o uso de teorias de colapso mais simples como as baseadas nas tensões principais (Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993).

2.2.2 Comportamento das vigas em função da relação entre vão de cisalhamento e altura útil e modos de ruína

Conforme MacGregor (2005), os momentos fletores e esforços cortantes correspondentes às fissuras inclinadas e à ruína total de vigas, semelhantes à mostrada na figura 2.8, com seções transversais retangulares e sem armadura transversal, como função da relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil, estão traçados nos gráficos das figuras 2.9 e 2.10. A seção transversal da viga permanece constante enquanto que o vão de cisalhamento varia. O momento máximo e o cortante que podem ser desenvolvidos correspondem à capacidade do momento nominal, M_n , da seção transversal traçada como uma linha horizontal na figura 2.9. As áreas sombreadas desta figura mostram a redução da resistência devido ao cortante. A armadura transversal é fornecida para assegurar que a viga alcance a sua capacidade de flexão total, M_n .

A figura 2.9 sugere que os vãos de cisalhamento podem ser classificados em quatro categorias: muito curtos, curtos, esbeltos e muito esbeltos. O termo viga alta é também usado para descrever vigas com vãos de cisalhamento muito curtos. Os vãos de cisalhamento muito curtos com a/d de aproximadamente 0 a 1 desenvolvem fissuras inclinadas que ligam a carga ao apoio. Estas fissuras de fato, destroem o fluxo de cisalhamento horizontal a partir da armadura longitudinal para a zona de compressão e o comportamento muda de ação de viga para ação de arco, conforme pode ser observado pelas figuras 2.11 e 2.12. Aqui a armadura serve como tirante de um arco atirantado e tem uma força de tração uniforme de

apoio a apoio. O modo de ruína mais comum em tais vigas é a falha na ancoragem nos extremos do tirante, ou seja, nos apoios.

Vãos de cisalhamento curtos com a/d na faixa de 1 a 2,5 também desenvolvem fissuras inclinadas que após a redistribuição das forças internas, são capazes de suportar cargas adicionais, em parte pela ação de arco. A completa ruína de tais vigas será causada pela perda de aderência, que é uma ruína por fendilhamento, por falha do efeito de pino ao longo da armadura longitudinal, figura 2.13 ou pelo esmagamento da zona de compressão na extremidade superior da fissura, conforme mostrado na figura 2.14, sendo esta última uma ruína de cisalhamento por compressão. Considerando-se que a fissura inclinada geralmente penetra muito mais no sentido da zona de compressão que a fissura de flexão, a ruína referente à fissura inclinada ocorre para um momento menor que o momento correspondente à capacidade de flexão da viga.

Para vãos de cisalhamento esbeltos, os quais possuem a/d variando de 2,5 a aproximadamente 6, a fissura inclinada destrói o equilíbrio de tal forma que a viga rompe praticamente com a carga que causou esta fissura, conforme mostrado na figura 2.9. Vigas com vãos muito esbeltos, a/d maior que 6 romperão com fissuras de flexão antes que haja formação das fissuras inclinadas.

Deve-se ainda ressaltar que, para vigas com vãos de cisalhamento curtos e muito curtos, uma grande porção da capacidade de carga após a fissura inclinada é devida a transferência de carga pelas bielas de compressão, como mostra a figura 2.11 (MacGregor, 2005).

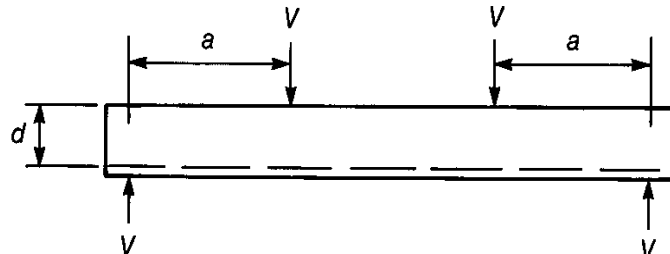


Figura 2.8 - Indicação dos vãos de cisalhamento e altura útil de uma viga com seção transversal retangular – FONTE: MacGregor, 2005.

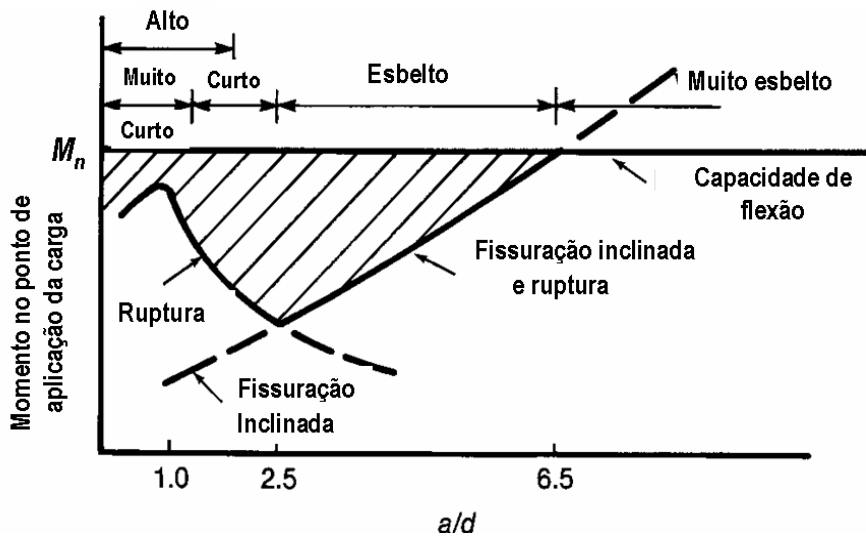


Figura 2.9 - Diagrama do momento no ponto de aplicação da carga (de fissuração e ruptura) X a/d - FONTE: MacGregor, 2005.

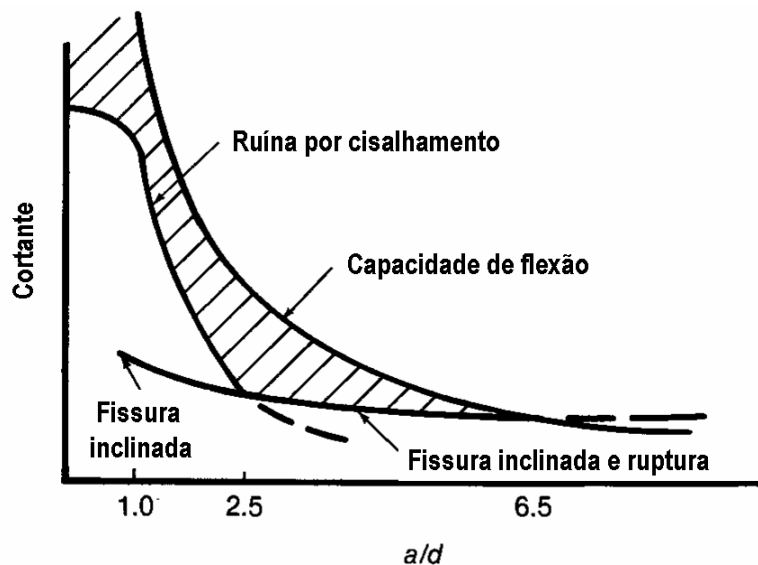


Figura 2.10 - Diagrama do cortante no ponto de aplicação da carga (de fissuração e ruptura) X a/d - FONTE: MacGregor, 2005

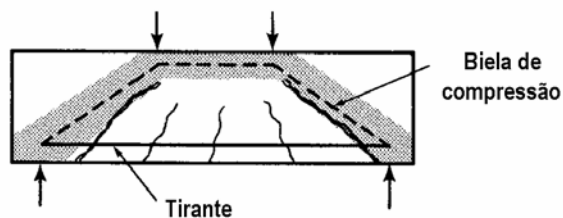


Figura 2.11 - Modos de ruptura de uma viga com $a/d \cong 0,5$ a 2
FONTE: Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993

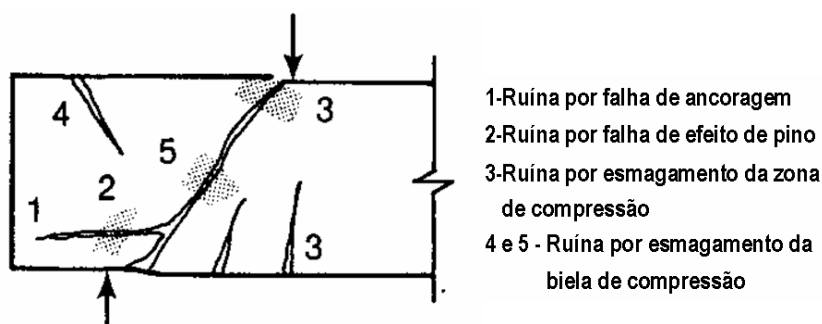


Figura 2.12 - Alguns modos de ruptura de uma viga com $a/d \cong 0,5$ a 2 -
FONTE: Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993

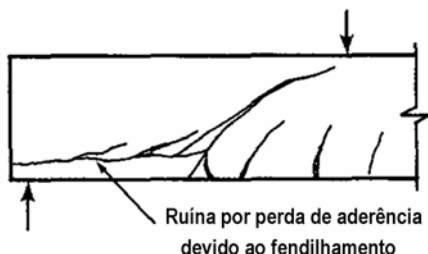


Figura 2.13 - Ruptura por fendilhamento para $a/d \cong 1,5$ a $2,5$ - FONTE: Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993

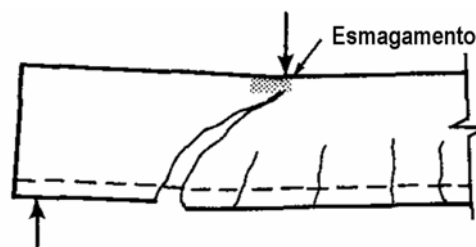


Figura 2.14 - Ruptura por esmagamento para $a/d \cong 1,5$ a $2,5$ - FONTE: Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993

Segundo Leonhardt (1977), a posição mais perigosa para cargas concentradas quanto à ruptura por força cortante de elementos com e sem armadura de cisalhamento foi determinada para o trecho de $a \cong 2,5d$ a $a \cong 3,5d$. A capacidade resistente à força cortante aumenta para cargas próximas ao apoio, para uma relação decrescente $a/d < 2,5$.

2.2.3 Comportamento das vigas em função da relação entre vão de cisalhamento e altura útil juntamente com a taxa de armadura longitudinal

Leonhardt (1977) apresentou o gráfico mostrado na figura 2.15 que relaciona o momento M_u ao quociente a/d . Este momento correspondente à ruptura por força cortante para vigas semelhantes de concreto armado sem armadura de cisalhamento e mesma taxa de armadura longitudinal ρ . No gráfico, observa-se um declive iniciado em $a/d = 1,0$ que atinge o seu ponto mais baixo

para $a/d = 3,0$, em seguida a curva é ascendente, atingindo $a/d = 7,0$ e o momento correspondente à ruptura por flexão. Kani (1964) denominou essa depressão do diagrama de vale do cortante. Observar as figuras 2.15 e 2.16.

A largura e a profundidade desse vale dependem da rigidez à deformação do banzo tracionado, ou seja, da porcentagem de armadura longitudinal ρ e do valor da aderência. Com ρ decrescente, o momento correspondente à ruptura por flexão decresce mais depressa que o momento correspondente à ruptura por cortante, de forma que o vale correspondente a um ρ pequeno é menos profundo que o correspondente a um ρ grande. A finalidade da armadura de cisalhamento é compensar a deficiência da capacidade resistente à força cortante, demonstrada pelo vale do diagrama, de modo que, em geral, a capacidade resistente à flexão seja atingida.

Para cargas com $a/d \geq 7,0$ não existe perigo de ruptura por força cortante mesmo sem armadura de cisalhamento.

Kani *et al* (1964), com base em estudos experimentais, elaborou o gráfico da figura 2.16 relacionando a influência de a/d e a taxa de armadura longitudinal ao quociente entre os momentos correspondentes à ruptura por força cortante e à ruptura por flexão ($\frac{M_u}{M_f}$). Pelo gráfico conclui-se que há um determinado intervalo de valores de a/d para o qual a capacidade resistente da viga é regida pelo cortante, ou seja, uma zona, em que o momento M_u é inferior ao momento M_f .

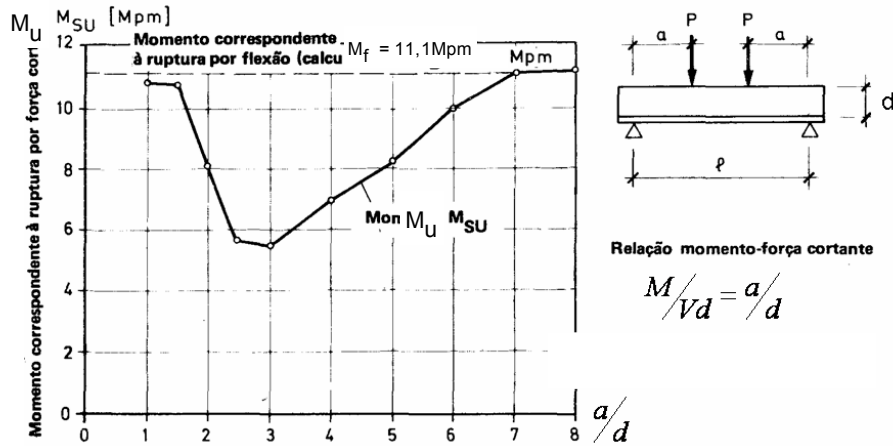


Figura 2.15 - Exemplo da influência de a/d na capacidade resistente de uma viga com $\rho = 1,88\%$ - FONTE: Leonhardt, 1977.

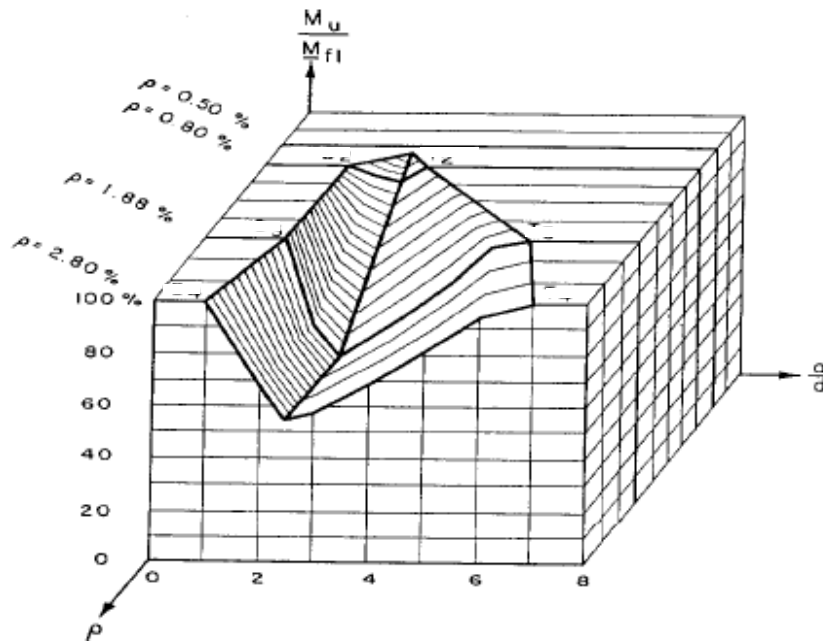


Figura 2.16 - Influência de a/d e da percentagem da armadura longitudinal sobre a relação momento correspondente à ruptura por força cortante/momento correspondente à ruptura por flexão (calculado) para vigas sem armadura transversal - FONTE: Leonhardt, 1977.

2.2.4 Regiões B e D

As figuras 2.9 e 2.10 indicam que existe uma mudança de comportamento significativa para uma taxa de vão de cisalhamento pela altura útil do elemento (a/d) de aproximadamente 2 a 2,5 . Vãos de cisalhamento maiores transferem carga pela ação de viga e são conhecidos como regiões B, onde B representa “beam” ou “Bernoulli”, quem postulou a distribuição linear da deformação em vigas. Vãos de cisalhamento mais curtos transferem cargas, principalmente pela ação de arco envolvendo forças coplanares. Tais regiões são conhecidas como regiões D, onde D significa “discontinuity” ou “disturbed”. Estas regiões foram definidas por Schlaich *et al* (1987).

O princípio de Saint Venant sugere que uma perturbação local, tal como a de uma carga concentrada, se dissipará após ter se propagado por uma distância aproximadamente igual à altura da viga a partir do ponto de aplicação da carga. Com base neste princípio, admite-se que as regiões D se estendem por uma distância aproximadamente igual à altura do membro para cada lado a partir do ponto de aplicação de cargas concentradas, reações, mudanças abruptas nas seções ou direções. As regiões que não forem definidas como D podem ser tratadas como B (MacGregor, 2005).

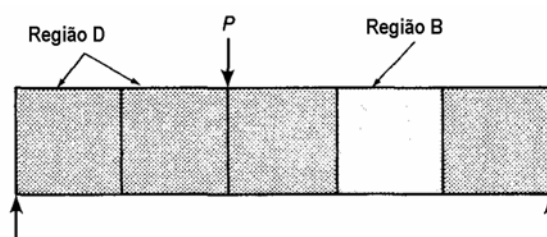


Figura 2.17 - Regiões B e D – FONTE:MacGregor, 2005

2.2.5 Mecanismos básicos de transferência de cisalhamento

O relatório do Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993 identifica as várias maneiras de transmissão de cortante de um plano ao outro em estruturas de concreto armado. Os principais tipos de transferência são os seguintes: tensão de cisalhamento através do concreto não fissurado, pelas rugosidades das faces das fissuras de cortante, pela ação de pino, através da ação de arco e pela armadura transversal. Os mecanismos de transferência de cisalhamento são interdependentes e difíceis de serem separados. Qualquer deficiência em um deles afetará os demais. Para vigas executadas com concreto de alto desempenho, o intertravamento dos agregados é o primeiro a falhar, desta forma os mecanismos remanescentes assumem a função de resistir às forças cortantes adicionais.

O colapso de vigas pode ocorrer devido a uma das duas formas: se o estado de tensão reunir os critérios de ruína para o concreto na zona de compressão, ocorrerá uma ruptura abrupta e por vezes explosiva, por outro lado, se a resistência da ação de pino controlar o modo de ruína, a tração vertical no concreto no entorno das barras longitudinais causará fissuras por fendilhamento ao longo da referida armadura (Elzanaty, 1986).

2.2.6 Forças internas (transferência de cisalhamento) em uma viga sem armadura transversal

As forças de transferência de cisalhamento através de fissuras inclinadas em uma viga sem estribos estão ilustradas na figura 2.18. O esforço cortante

solicitante é transmitido através da linha A-B-C pelo cortante na zona de compressão (V_{cz}), pela componente vertical do cortante originada através do intertravamento das partículas do agregado nas duas faces da fissura (V_{ay}) e pela ação de pino da armadura longitudinal (V_d). Imediatamente após a ocorrência da fissura inclinada, entre 40 e 60% do cortante é transmitido por V_d juntamente com V_{ay} .

À medida que a fissura alarga, V_a decresce, aumentando a fração do cortante resistida por V_{cz} e V_d . O V_d provoca o aparecimento de uma fissura no concreto ao longo da armadura longitudinal. Quando esta fissura ocorre, V_d cai aproximando-se de zero. No momento em que V_a e V_d desaparecem, bem como V'_{cz} e C'_1 , tem-se como resultado que todo o cortante e compressão são transmitidos na altura AB acima da fissura. Neste ponto da vida da viga, a seção A-B encontra-se bem reduzida para resistir às forças de compressão necessárias ao equilíbrio. Como consequência esta região é esmagada ou flete.

Sendo $C'_1 = 0$, então $T_2 = T_1$ e como resultado $T_2 = C_1$. Em outras palavras, a fissura inclinada fez da força de tração no ponto C uma função do momento na seção A-B-D-E. Esta mudança na força de tração pode ser considerada ao se detalhar a ancoragem das barras.

A ruína ao cisalhamento de vigas esbeltas sem estribos é súbita. Vide (MacGregor, 2005).

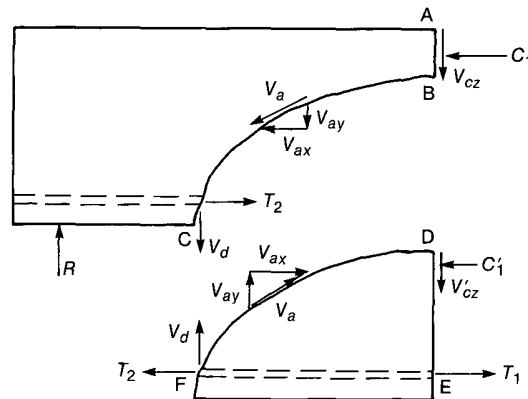


Figura 2.18 - Forças internas em uma viga fissurada sem estribos
 FONTE: MacGregor, 2005

2.2.7 Fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento para vigas sem armadura transversal.

Vigas sem armadura transversal rompem quando ocorre a fissura inclinada ou imediatamente após, portanto admite-se a capacidade resistente ao cisalhamento de tais membros como sendo igual à carga de fissuração inclinada. Esta carga é afetada por seis parâmetros principais, descritos nos subitens seguintes (MacGregor, 2005).

2.2.7.1 Resistência à tração do concreto - f_{ct}

A carga de fissuração inclinada é função da resistência à tração do concreto. O estado de tensão na alma de vigas envolve as tensões biaxiais principais de tração e compressão. Um estado biaxial de tensão semelhante existe no cilindro rompido para o ensaio de tração e a carga de fissuração inclinada está freqüentemente relacionada à resistência obtida em tal ensaio. Conforme

comentado anteriormente, a fissura de flexão que precede a fissuração inclinada destrói o campo de tensão elástica de tal forma que a fissuração inclinada ocorre sob uma tensão principal de tração, a grosso modo, em torno da metade de f_{ct} para as seções não fissuradas (MacGregor,2005).

2.2.7.2 Taxa de armadura longitudinal - ρ

O trabalho experimental com 18 vigas de Elzanaty *et al* (1986) demonstrou que para todas as resistências do concreto, aumentando-se ρ , elevava-se a resistência ao cisalhamento das vigas ensaiadas sem estribos.

Um fator importante que afeta a taxa na qual uma fissura de flexão se desenvolve e transforma-se em uma inclinada, é a magnitude da tensão de cisalhamento próxima à extremidade da fissura. A intensidade das tensões principais acima da fissura de flexão depende da profundidade de penetração da mesma. Quanto maior for o valor de ρ , menor a penetração da fissura de flexão. Quanto menor a penetração desta, menor as tensões principais para uma dada carga aplicada, logo maior será o cisalhamento que causará as tensões principais as quais resultarão na fissura diagonal de tração.

Elevando-se ρ , se aumenta a área de pino e conseqüentemente a capacidade de pino e desta forma, decrescem as tensões de tração induzidas no concreto das adjacências. Muitos pesquisadores têm enfatizado que a tensão no aço no momento da ruína por cisalhamento é um fator significativo para se determinar a força de pino suportada pelas barras da armadura longitudinal, e

desta forma, a capacidade de cisalhamento da viga. O mecanismo resistente devido ao efeito de pino da armadura longitudinal depende da aderência concreto-armadura e da rigidez à flexão das barras da armadura. Como será visto no item 2.3.3, a armadura de cisalhamento tem uma influência favorável no efeito de pino da armadura longitudinal (Borges, 2002).

O aumento de ρ , também afeta a capacidade de intertravamento do agregado. Vigas com baixos percentuais de armação longitudinal ρ têm fissuras mais longas e mais largas que as encontradas em vigas com maiores valores de ρ . Como o mecanismo de intertravamento do agregado depende da abertura da fissura, ocorre um aumento na força do engrenamento do agregado com o aumento de ρ .

Para vigas com a/d próximo a 2, ρ tem um grande efeito na resistência a cisalhamento.

Conforme, MacGregor (2005), quando a taxa de armadura longitudinal é pequena, as fissuras de flexão se estendem mais na direção da zona comprimida e produzem aberturas maiores em relação ao que ocorreria se os valores de ρ fossem maiores. Um aumento na abertura da fissura causa um decréscimo nos valores máximos dos componentes do cortante V_d e V_{ay} . Eventualmente, a resistência ao deslizamento ao longo da fissura ($V_{ci} = V_{ay} + V_d$) cai abaixo do requerido, para resistir as cargas solicitantes, isto se verifica quando falham os mecanismos de engrenamento de agregados e efeito de pino, neste instante a viga

rompe por cortante. Em vigas sem estribos a fissura inclinada ocorre para um carregamento menor e a ruína é súbita.

O desenvolvimento de uma fissura de cisalhamento, ou seja, seu aumento até próximo do bordo superior da zona comprimida do concreto depende da rigidez à deformação do banzo tracionado, tanto mais ele se alonga com o aumento da carga, tanto mais depressa a fissura de cisalhamento se torna mais perigosa, daí influência do percentual da armadura longitudinal ρ sobre a capacidade resistente ao cisalhamento.

Ensaio demonstram que para uma mesma porcentagem de armadura longitudinal, uma distribuição do aço com um maior número de barras finas influencia favoravelmente a capacidade resistente à força cortante.

2.2.7.3 Relação entre vão de cisalhamento e altura útil

A relação entre o vão de cisalhamento e altura útil da viga a/d ou M/Vd afeta o cortante de fissuração inclinada, bem como o cortante último de vãos de cisalhamento com a/d menor que 2, conforme mostrado na figura 2.10. Tais vãos de cisalhamento desta relação são chamados de altos ou “deep” e enquadrados como regiões D. Para vãos de cisalhamento mais longos, onde dominam o comportamento das regiões B, a/d tem um pequeno efeito no cortante de fissuração inclinada (figura 2.10) podendo ser desconsiderado (MacGregor, 2005).

Segundo Elzanaty *et al* (1986), corroborando o que já havia sido mencionado no item 2.2.2, a resistência ao cisalhamento decresce

acentuadamente com o crescimento de a/d . Para a mesma carga aplicada, maiores relações a/d significam maiores momentos fletores no vão de cisalhamento, assim a profundidade de penetração das fissuras de flexão aumenta, elevando as tensões de flexão na extremidade da fissura. Ao aumentar-se a/d cresce a probabilidade da fissura de flexão transformar-se em uma inclinada. Entretanto o efeito na resistência ao cisalhamento de um a/d maior depende também de ρ .

A alta resistência ao cisalhamento das vigas com relação a/d próxima de 2 pode ser atribuída à ação de arco. Muitos pesquisadores têm mostrado que para a/d baixos, parte da carga é transmitida diretamente pela diagonal de compressão aos suportes. Este não é um mecanismo de transferência de cisalhamento, considerando-se que não transmite força tangencial para um plano paralelo adjacente, mas permite a transferência de uma força vertical concentrada para uma reação e desse modo reduz a demanda nos outros elementos de transferência de carga

2.2.7.4 Efeito de escala ou da altura da viga

Tem sido repetidamente observado em estudos experimentais que, para muitos tipos de vigas, a tensão de cisalhamento na ruptura decresce à medida que cresce a altura desse elemento estrutural. Isto se tornou conhecido como o efeito

de escala (da altura da viga) no cortante. Este efeito demonstra ser mais significativo para vigas altas com pouca ou nenhuma armadura transversal. Evidências convincentes do efeito de escala foram fornecidas por um trabalho experimental de grandes proporções conduzido Shioya *et al* (1989). Os resultados deste trabalho estão sintetizados na figura 2.19, onde se observa que vigas altas com altura maior que 1m, romperam sob uma tensão de cisalhamento de aproximadamente um terço da tensão de cisalhamento de ruptura das vigas com alturas inferiores a 200 mm. A maior destas vigas rompeu sob tensão de cisalhamento que era menos que a metade do valor usado pelo código ACI vigente na época.

É interessante notar que as vigas do almoxarifado da Força Aérea que ruíram nos EUA em 1955 e desencadearam uma intensa investigação na área do cortante, tinham aproximadamente o mesmo percentual de armadura longitudinal das que foram utilizadas nos ensaios de Shioya *et al* (1989). A tensão de cisalhamento na ruptura para estas vigas do almoxarifado, com $d=864$ mm, está indicada na figura 2.19.

Considerando-se que existe um consenso geral quanto à existência do efeito de escala no cisalhamento, dois mecanismos diferentes têm sido oferecidos para explicar este efeito. Um deles afirma que o espaçamento e a abertura das fissuras aumentam com o aumento da altura, assim fissuras mais abertas em vigas maiores não conseguem suportar tanta tensão de cisalhamento quanto às fissuras mais fechadas em vigas menores (Kuchma, 1998). A explicação fornecida pela mecânica das fraturas, conforme Shah *et al* (1989), baseia-se no fato que

quando uma estrutura de concreto é carregada, a energia de deformação produzida pela carga aplicada é convertida na energia consumida para criar uma nova superfície de fratura e na energia absorvida na zona de processamento da fratura ou região da extremidade da fratura. Se comparado com o primeiro termo, para estruturas maiores este último consumo é desprezível, enquanto que para estruturas pequenas o último pode ser significativo. Assim, quanto maior a estrutura menor a resistência nominal.

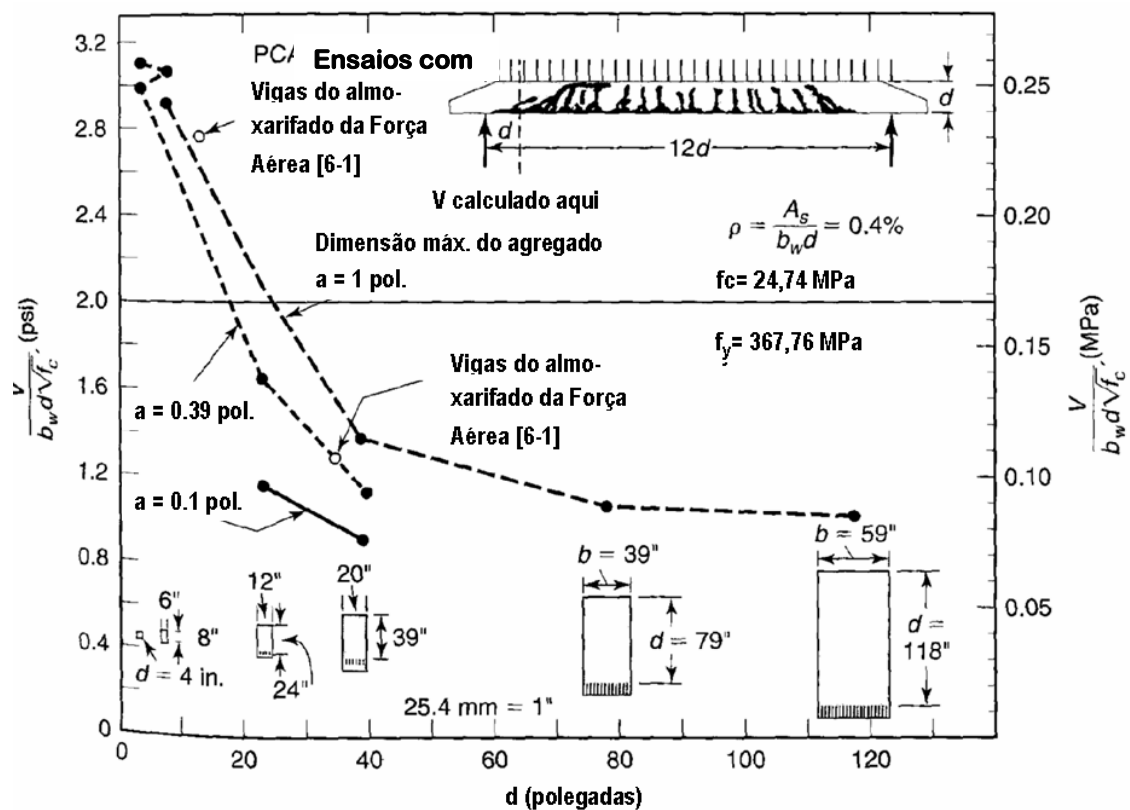


Figura 2.19 - Efeito da altura útil "d" e do diâmetro de agregados na ruptura de vigas por cortante – FONTE: Collins, 1999

2.2.7.5 Forças axiais

As forças de tração axiais tendem a diminuir a carga de fissuração inclinada enquanto que as forças de compressão axial tendem a aumentá-la. À medida que a força de compressão axial aumenta, o início da fissuração de flexão é retardado e as fissuras de flexão não penetram tão profundamente na viga. As forças de tração axiais aumentam a tensão diretamente e dessa forma a deformação ε_l na armadura longitudinal. Isto causa um aumento da abertura da fissura inclinada, w , a qual, por sua vez, resulta em um decréscimo na tensão de cisalhamento máximo τ_{\max} que pode ser transmitido através da fissura. Isto reduz a carga de ruptura de cisalhamento. O oposto é verdadeiro para forças axiais de compressão (MacGregor, 2005).

2.2.7.6 Tamanho do agregado graúdo

À medida que o diâmetro do agregado graúdo aumenta, a aspereza das superfícies da fissura aumenta, permitindo que mais altas tensões de cisalhamento sejam transferidas através das fissuras. Para vigas em concreto de alto desempenho as fissuras penetram no agregado ao invés de encaminharem-se ao redor deles, resultando em uma superfície de fissura mais lisa. Isto decresce o cortante transferido pelo intertravamento do agregado ao longo das fissuras, decrescendo desta forma V_c (MacGregor, 2005).

2.3 Comportamento de vigas de concreto com armadura transversal

A fissuração inclinada faz com que a resistência ao cisalhamento de vigas caia abaixo da capacidade de flexão como mostrado nas figuras 2.9 e 2.10. A finalidade da armadura transversal é assegurar que a capacidade de flexão completa possa ser desenvolvida.

Antes da fissuração inclinada, a deformação nos estribos é igual à correspondente deformação do concreto. Considerando-se que o concreto fissura com uma deformação bem baixa, a tensão nos estribos antes da fissuração inclinada também permanecerá baixa. Assim, estribos não impedem as fissuras inclinadas de se formarem, eles começam a atuar somente após a formação das mesmas.

As forças em uma viga com estribos e fissuras inclinadas estão mostradas na figura 2.20. A terminologia é a mesma da figura 2.18. O cortante transferido por tração nos estribos, V_s , não desaparece quando a fissura abre, assim sempre haverá uma força de compressão C_1 e uma força cortante V_{cz} agindo na parte da viga abaixo da fissura. Como resultado T_2 será menor que T_1 , a diferença depende da quantidade de armadura transversal. A força T_2 será, entretanto, maior que a tração de flexão $T = M/z$ baseada no momento em C .

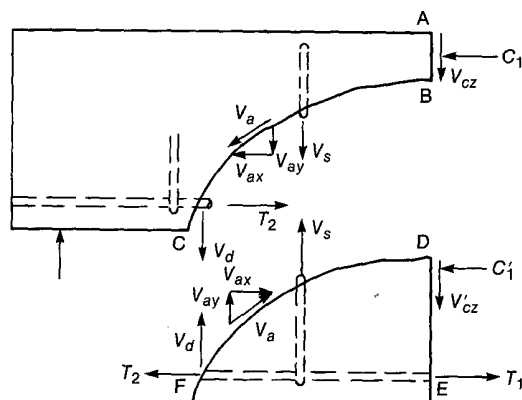


Figura 2.20 - Forças internas em viga fissurada com estribos FONTE: MacGregor, 2005

A história do carregamento de uma viga está mostrada qualitativamente na figura 2.21. As componentes internas da resistência ao cortante devem se igualar ao cortante aplicado, indicado pela linha superior a 45° . Antes da fissuração por flexão, todo o cortante é suportado pelo concreto não fissurado.

Entre a fissuração de flexão e a inclinada, o cortante externo é resistido pelo cortante na zona de compressão (V_{cz}), pela componente vertical do cortante originada através do intertravamento das partículas do agregado nas duas faces da fissura (V_{ay}) e pela ação de pino da armadura longitudinal (V_d). Eventualmente, os estribos que atravessam as fissuras escoam, e V_s se mantém constante para cortantes aplicados mais altos. A partir do momento que os estribos escoam a fissura inclinada abre mais rapidamente. Quando a fissura inclinada se alarga, V_{ay} decresce bastante, forçando V_d e V_{cz} a aumentarem a uma taxa acelerada até que o colapso do efeito de pino ocorra, a zona de compressão

é esmagada devido à combinação de esforços de compressão e cortante ou a alma é esmagada.

Todas as componentes desse processo, exceto V_s têm uma resposta frágil à carga-deflexão. Desta forma, fica difícil quantificar as contribuições de V_{cz} , V_{ay} e V_d . Em geral, estas parcelas são agrupadas e designadas como V_c , termo conhecido incorretamente como “o cortante suportado pelo concreto” e admite-se que a resistência nominal ao cortante (V_n) é dada pela soma:

$$V_n = V_c + V_s .$$

Tradicionalmente V_c é tomado como sendo igual à capacidade de ruptura do concreto em vigas sem estribos, o que por sua vez é considerado igual ao cortante de fissuração inclinada, conforme sugerido pela linha indicadora da fissuração inclinada e ruptura para a/d de 2,5 a 6,5 na figura 2.10.

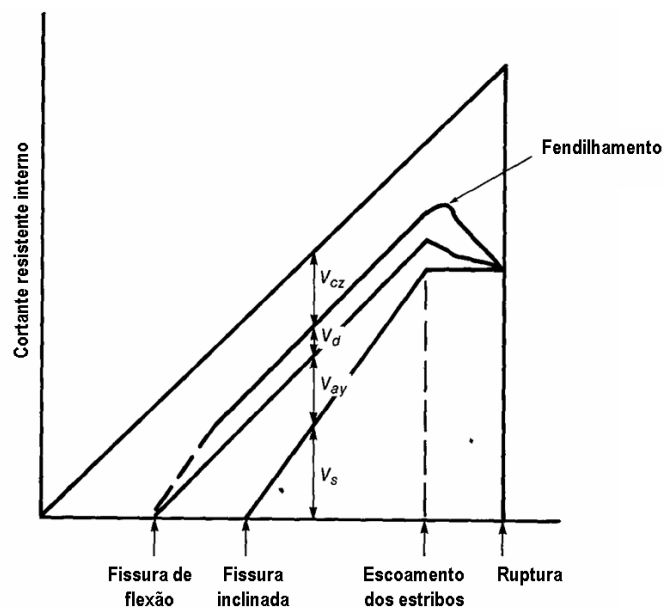


Figura 2.21 - Distribuição dos cortantes internos em uma viga com armadura de cisalhamento - FONTE: MacGregor, 2005

2.3.1 Modelos de treliças

O comportamento de vigas rompendo por cortante pode ser expresso em termos de um modelo mecânico-matemático. O modelo mais simples para vigas com armadura transversal é o modelo de treliça.

Este modelo clássico foi idealizado por Ritter e Morsch, no início do século XX. Considerando uma viga biapoiada de seção transversal retangular, Morsch admitiu que, após a fissuração, seu comportamento é similar ao de uma treliça como a indicada na figura 2.22, composta pelos seguintes elementos:

- banzo superior → cordão de concreto comprimido;
- banzo inferior → armadura longitudinal de tração;
- diagonais comprimidas → bielas de concreto entre as fissuras;
- diagonais tracionadas → armadura transversal (de cisalhamento).

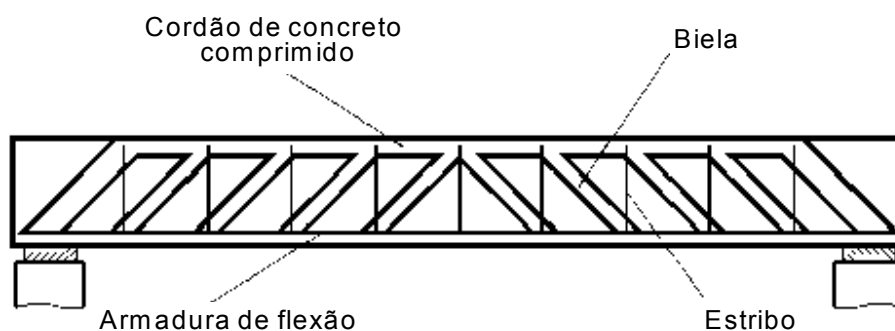


Figura 2.22 - Treliça de Morsch – FONTE: Pinheiro, 2007

Essa analogia de treliça clássica considera as seguintes hipóteses básicas:

- fissuras, e, portanto as bielas de compressão, com inclinação de 45° ;
- banzos paralelos;
- treliça isostática; ou seja, sem engastamento nos nós referentes às ligações entre os banzos e as diagonais;
- armadura de cisalhamento com inclinação entre 45° e 90° .

Contudo, resultados de ensaios comprovam que há incorreções na analogia de treliça clássica. Isso se deve principalmente a três fatores:

- a inclinação das fissuras é menor que 45° ;
- os banzos não são paralelos: há o arqueamento do banzo comprimido, principalmente nas regiões dos apoios;
- a treliça é altamente hiperestática: ocorre engastamento das bielas no banzo comprimido, e esses elementos comprimidos possuem rigidez muito maior que a das barras tracionadas.

Para um cálculo mais preciso, tornam-se necessários modelos que considerem melhor a realidade do problema.

Por esta razão, como modelo teórico padrão, adota-se a analogia de treliça, mas a este modelo são introduzidas correções, para levar em conta as imprecisões verificadas.

2.3.2 Modos de ruína

Para as vigas com armadura transversal além dos modos de ruína já mencionados no item 2.2.1 para vigas sem armadura de cisalhamento, tem-se ainda a ruptura da armadura transversal. Neste item serão descritos mais detalhadamente cada modo de ruína para vigas de concreto armado, inclusive os já citados anteriormente.

2.3.2.1 Ruptura por falha de ancoragem no apoio

A armadura longitudinal é intensamente solicitada no apoio, devido ao efeito de arco. No caso de ancoragem insuficiente, pode ocorrer o colapso na junção da diagonal comprimida com o banzo tracionado, junto ao apoio.

A ruptura por falha de ancoragem advém de forma brusca, freqüentemente se propagando na direção ascendente e provocando também uma ruptura ao longo da altura útil da viga (Pinheiro, 2007).

2.3.2.2 Ruptura por esmagamento da biela

Na ocorrência de seções muito pequenas para as solicitações atuantes, as tensões principais de compressão podem atingir valores elevados, incompatíveis com a resistência do concreto à compressão com tração perpendicular (estado duplo). Tem-se, então, uma ruptura por esmagamento do concreto, conforme esclarece a figura 2.23.

A ruptura da diagonal comprimida determina o limite superior da capacidade resistente da viga à força cortante, limite esse que depende, portanto, da resistência do concreto à compressão.

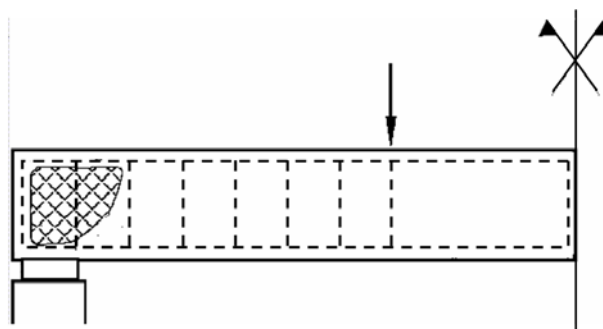


Figura 2.23 - Ruptura por esmagamento da biela -FONTE: Pinheiro, 2007.

2.3.2.3 Ruptura da armadura transversal

A ruptura da armadura transversal é o tipo mais comum de ruptura por cisalhamento, decorrente da deficiência desta armadura para resistir às tensões de tração devidas à força cortante, aumentando a tendência do elemento já fissurado de se dividir em duas partes, conforme esquematiza a figura 2.24.

A deficiência de armadura transversal pode conduzir a outros tipos de ruína, que serão descritos nos próximos itens.

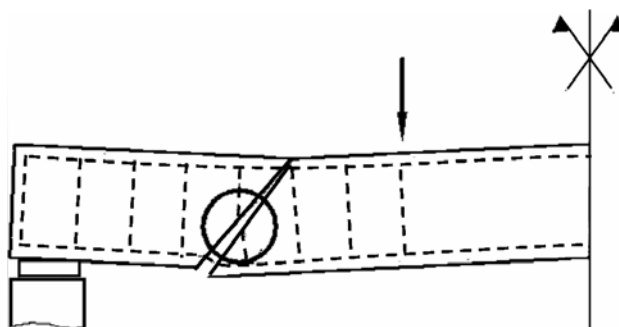


Figura 2.24 - Ruptura da armadura transversal - FONTE: Pinheiro, 2007.

2.3.2.4 Ruptura do banzo comprimido devida ao cisalhamento

Em situações nas quais a armadura de cisalhamento torna-se insuficiente para resistir às tensões solicitantes, ela pode entrar em escoamento, suscitando intensa fissuração, com as fissuras penetrando na zona comprimida pela flexão. O avanço das fissuras diminui a altura dessa região comprimida e sobrecarrega o concreto, que pode sofrer esmagamento, mesmo com momento fletor inferior àquele que provocaria a ruptura do concreto por flexão, conforme mostra a figura 2.25.

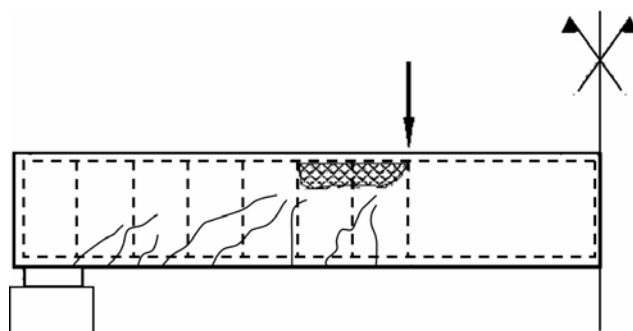


Figura 2.25 - Ruptura do banzo comprimido, decorrente do esforço cortante - FONTE: Pinheiro, 2007.

2.3.2.5 Ruína por flexão localizada da armadura longitudinal

A deformação exagerada da armadura transversal pode provocar grandes aberturas das fissuras de cisalhamento. O deslocamento relativo das seções adjacentes pode acarretar na flexão localizada da armadura longitudinal, levando a viga a um tipo de ruína que também decorre do cisalhamento, ver figura 2.26.

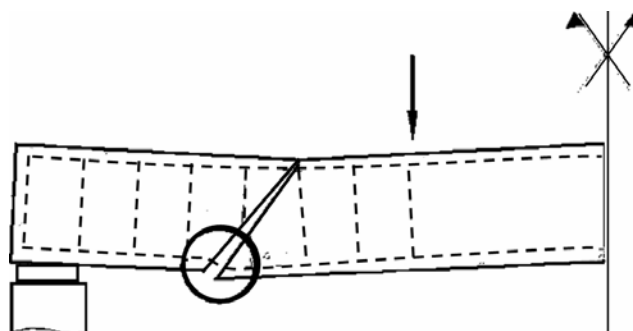


Figura 2.26 Ruína por flexão localizada da armadura longitudinal
FONTE: Pinheiro, 2007.

2.3.3 Mecanismos básicos de transferência de cisalhamento

Além dos mecanismos comentados no item 2.2.5 tem-se ainda, para elementos armados transversalmente, a armadura de cisalhamento.

É comum se ver a ação da armadura transversal em vigas como parte de uma treliça. Embora esta analogia ajude a simplificar os conceitos de projetos e métodos, ela não considera os vários tipos de mecanismos de transferência de cisalhamento propriamente ditos (Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993).

Os resultados dos ensaios efetuados com 18 vigas por Elzanaty *et al* (1986) deixaram claro que os estribos não somente suportam cortantes, mas também melhoram o desempenho dos outros mecanismos de transferência de cisalhamento. Eles fornecem apoio para a armadura longitudinal e impedem que o concreto envolvendo as barras longitudinais fendilhe, o que aumenta substancialmente a resistência da ação de pino. Ao mesmo tempo, ajudam a conter as fissuras, limitando a sua propagação e mantendo a sua abertura pequena. Estes efeitos aumentam a capacidade de suportar cortante pelo

intertravamento dos agregados bem como a resistência ao cortante da zona de compressão não fissurada.

Haddadin *et al* (1971) mostraram ainda que a eficácia da armadura transversal em aumentar a resistência ao cisalhamento é maior no caso de ruptura à tração diagonal que por ruptura de compressão por cortante. Eles também mostraram que para uma quantidade particular de armadura transversal, o modo de ruptura pode mudar de compressão por cortante para tração diagonal à medida que a resistência do concreto aumenta, aumentando a eficiência da armadura de cisalhamento. Os resultados dos ensaios indicam que os estribos não tiveram qualquer efeito na carga da fissuração diagonal. As deformações dos estribos medidas durante os testes foram desprezíveis em relação à carga de fissura diagonal, contudo, após a mesma, cresceram rapidamente. Na ruptura todos os estribos que cruzaram a fissura diagonal crítica estavam em escoamento.

Conforme Gomiero (1994), as tensões na armadura transversal aumentam de forma proporcional à força cortante.

De todos os mecanismos de transmissão de cisalhamento já descritos até o momento, a contribuição direta da armadura transversal, V_s , é a menos complicada de ser determinada. A sua contribuição indireta, no entanto, a qual afeta de forma benéfica as outras três parcelas resistentes, em função do confinamento do concreto gerado pela armadura de cortante que aumenta a resistência do concreto, é difícil de ser estimada com precisão. Por conseguinte, essa contribuição indireta é ignorada pela maioria das normas de projeto, as quais

consideram que a parcela V_c é a mesma para vigas com e sem armadura de cisalhamento.

2.3.4 Desenvolvimento histórico dos modelos de cálculo para cortante

Conforme o Joint ASCE-ACI Task Committee 426, 1993 no início do século XX os modelos de treliça foram usados como instrumentos conceituais para a análise e projeto de vigas em concreto armado. Ritter em 1899 (Apud ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998) postulou que após fissurada, uma viga de concreto armado, em decorrências das tensões de tração diagonal, poderia ser imaginada como uma treliça de banzos paralelos com diagonais de compressão inclinadas à 45° em relação ao seu eixo longitudinal. Alguns anos mais tarde Mörsh (Apud ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998), entre 1920 e 1922 introduziu o uso dos modelos de treliça para torção. Para estes modelos, a contribuição à tração do concreto foi negligenciada.

Historicamente, nos EUA, o cálculo de vigas submetidas ao esforço cortante tem incluído a contribuição do concreto V_c , para suplementar o modelo seccional de treliça a 45° no sentido de refletir o resultado de testes em vigas e lajes com pouco ou nenhuma armadura de cisalhamento e para assegurar economia ao projeto prático de tais membros.

Em agosto de 1955, com o colapso frágil de vigas num almoxarifado do Depósito Wilkins da Força Aérea em Shelby, Ohio-EUA, iniciou-se um questionamento a respeito dos procedimentos tradicionais para projeto de

cortante. Esta ruptura por cisalhamento em conjunção com pesquisas intensificadas, claramente indicaram que o cortante e a tração diagonal eram um problema complexo que envolvia muitas variáveis (Comitê ACI Committee 445 on Shear and Torsion,1998). Em 1909 Talbot (Apud ACI Committee 445 on Shear and Torsion,1998) já tinha alertado para os erros de tais procedimentos quando falou sobre a ruína de vigas sem armadura transversal baseado em ensaios com 106 protótipos. Lamentavelmente as descobertas de Talbot sobre a influência da armadura longitudinal e o quociente entre o vão de cisalhamento e a altura útil da viga não se refletiram nas equações de projeto até muito mais tarde. As pesquisas desencadeadas pela ruptura do almojarifado Wilkins trouxeram novamente à tona estes conceitos importantes.

Mais recentemente, vários procedimentos foram desenvolvidos com a finalidade de economizar no projeto da armadura transversal. Uma proposta foi adicionar o termo da contribuição do concreto para compor a capacidade resistente ao cortante, admitindo-se uma treliça com montantes a 45° . Outro procedimento tem sido o uso da treliça com um ângulo de inclinação das diagonais variável que pode diferir de 45° dentro de certos limites sugeridos nas bases da teoria da plasticidade. Este método é conhecido como o modelo de treliça padrão com nenhuma contribuição do concreto, sendo explicado pela existência do intertravamento do agregado e das forças de pino nas fissuras, que permitem uma menor inclinação das diagonais de compressão e maior mobilização da armadura transversal. Uma combinação da treliça com ângulo variável e a contribuição do concreto foi também proposta. Este procedimento é

também conhecido como o modelo da treliça modificada (ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998) Como mencionado previamente, o modelo da treliça não leva em consideração diretamente os componentes do mecanismo de ruína ao cisalhamento, tais como o engrenamento do agregado e o atrito, a ação de pino da armadura longitudinal e cisalhamento suportado pelo concreto não fissurado.

O trabalho pioneiro de Ritter e Morsh recebeu um novo impulso no período entre os anos 60 e 80 e desta forma muitos códigos utilizam o modelo da treliça modificada (ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998).

Em 1964, 1971 e 1983, Kupfer; Caflich *et al*, Lampert e Thurlimann e Thurlimann *et al* (Apud ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998) respectivamente, focaram a atenção no modelo de treliça com diagonais com ângulo de inclinação variável como um modelo viável para cisalhamento e torção de vigas de concreto armado e protendido . Maiores avanços da teoria da plasticidade estenderam a aplicabilidade deste modelo para domínios sem escoamento graças aos trabalhos de Nielsen e Braestrup em 1975; Muller em 1978 e Marti em 1980. Schlaich *et al* (1987) (Apud ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998) ampliaram o Modelo da Treliça para vigas com diagonais uniformemente inclinadas, todas as partes da estrutura na forma de modelos de bielas e tirantes (MBT) este método é particularmente relevante para regiões nas quais a deformação é significativamente não linear ao longo da altura. Schlaich *et al* (Apud ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998) também introduziram os conceitos de regiões D e B. D significa descontinuidade e B beam ou Bernoulli.

Ao analisar um modelo de treliça que consistia de membros linearmente elásticos e não considerava a resistência à tração do concreto, Kupfer em 1964 (Apud ACI Committee 445 on Shear and Torsion,1998) forneceu a solução para a inclinação das fissuras diagonais.

Collins e Mitchell em 1980 (Apud ACI Committee 445 on Shear and Torsion,1998) abandonaram a suposição da elasticidade linear e desenvolveram a teoria do campo comprimido (CFT) para membros submetidos ao cisalhamento e a torção. Baseados em extensas investigações experimentais, Vecchio e Collins entre 1982 e 1986 (Apud ACI Committee 445 on Shear and Torsion,1998) apresentaram a teoria do campo de compressão modificado (TCCM), que é um método racional para determinar a tensão de tração em um concreto com fissuras diagonais.

2.3.5 Métodos de projeto para cisalhamento em vigas de concreto armado

A maioria dos códigos de concreto vigentes baseia o projeto de cisalhamento em $V_n = V_c + V_s$, onde V_c é o cortante suportado pelo concreto. O valor usado para V_c atualmente é empírico, derivado de resultados de ensaios, em decorrência da complexidade de modelagem do comportamento de elementos de concreto armado submetidos ao cortante os quais sofrem a influência dos inúmeros parâmetros citados no item 2.27. Desde que o concreto armado começou a ser estudado, uma explicação mecânica para V_c tem sido procurada por pesquisadores. Presentemente, os mecanismos de transferência de cortante

são entendidos o suficiente para permitir um projeto de cortante baseado pelo menos parcialmente na teoria e não apenas em equações obtidas através de trabalhos experimentais.

Na tabela 2.1 abaixo são apresentados detalhes de seis métodos de projeto para cisalhamento de vigas esbeltas, definidos na referência (MacGregor, 2005).

Tabela 2.1 Características dos Métodos de Projeto para o cisalhamento

| Características | Métodos de Projeto | | | | | |
|--|---------------------|---------------|--------------------------------|---------|-----|------------------------|
| | Analogia de Treliça | Método do ACI | Teorias do Campo de Compressão | | | Atrito no cisalhamento |
| CFT-84 | | | MCFT-94 | MCFT-04 | | |
| Notas | | | | | | |
| 1) Adota $V_n = V_c + V_s$ | Não | Sim | Sim | Sim | Não | Sim |
| 2) Considera a compatibilidade de deslocamentos | Não | Não | Sim | Sim | Não | Não |
| 3) Considera o esmagamento da alma | Não | Não | Sim | Sim | Não | Não |
| 4) Considera o deslizamento da fissura inclinada da alma | Não | Não | Sim | Sim | Sim | Sim |
| 5) Armadura longitudinal proporcionada para a combinação de cortante e momento | Sim | Não | Sim | Sim | Sim | Sim |
| 6) Considera o efeito de escala | Não | Não | Não | Sim | Sim | Não |

- 1) No tradicional método de projeto do ACI tem-se $V_c = \beta\lambda\sqrt{f_{cm}}b_wd$, onde β é uma função empírica de $\sqrt{f_{cm}}$, cujo valor é 2 e λ um fator modificador para concreto de baixo peso .

2) Na versão de 1984 da Teoria do Campo de Compressão $V_c = \beta\lambda\sqrt{f_{cm}}b_wd$, onde β é uma função do ângulo do campo de compressão, θ , da taxa de tensão de cisalhamento τ/f_{cm} e da deformação na armadura longitudinal, ε_l e λ um modificador para concreto de baixo peso. θ pode assumir qualquer valor entre 15° e 75° , desde que o mesmo ângulo seja usado para todo o cálculo.

3) Na versão de 1994 da Teoria do Campo de Compressão Modificado $V_c = \beta\lambda\sqrt{f_{cm}}b_wd$. Para vigas com um mínimo de estribos, β é função do ângulo θ da biela. Este conjunto de valores de β e θ oscilavam largamente para casos práticos de vigas. As equações de β e θ eram tão complexas que tiveram que ser tabuladas. Para membros sem a ferragem mínima de cisalhamento, β e θ são funções da abertura calculada da fissura a qual é tomada como o produto da deformação perpendicular pelo espaçamento da fissura.

4) A versão de 2004 da Teoria do Campo de Compressão Modificado permite um intervalo de valores de θ e requer cálculos do correspondente valores de β . É necessário ainda calcular o índice de deformação longitudinal ε_x . Mais uma vez $V_c = \beta\lambda\sqrt{f_{cm}}b_wd$.

5) Conforme a referência 7 (ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998), o Método do Atrito no Cisalhamento, toma V_c como sendo a força cortante transferida através de cada série de seções inclinadas ao longo de toda a viga, representando fissuras inclinadas ou planos de escorregamento por cortante.

Admitindo-se um escorregamento ao longo do plano de ruptura e simples

atrito, a força de cisalhamento V requerida para produzir deslizamento é μP , onde μ é o coeficiente de atrito entre as duas faces da fissura e P a força de aperto perpendicular ao plano de escorregamento. Se houver armadura cruzando as interfaces da fissura, a separação desenvolve uma tensão T na armadura. A tensão fornece uma força de aperto externa no concreto resultando em compressão através das interfaces em igual magnitude.

Duthinh *et al* (1996) também relacionaram as principais características dos métodos de projetos para o cortante mais utilizados por vários códigos nacionais:

- 1) Ambas a Teoria do Campo de Compressão (TCC) e a Teoria do Campo de Compressão Modificado (TCCM) são teorias exatas na medida que satisfazem o equilíbrio, a compatibilidade de deslocamentos e as relações de tensão deformação para membros de concreto armado. A TCCM leva em consideração a contribuição da resistência à tração do concreto no cálculo da resistência a cisalhamento.
- 2) Os Modelos da Trelça a 45°, da Trelça com Ângulo Variável (TAV) e da Biela e Tirante (MBT) pertencem a uma classe que só satisfazem ao equilíbrio.

Recentemente, foi desenvolvido um modelo teórico, conhecido como Modelo Unificado de Resistência ao Cisalhamento para Vigas de Concreto Armado com o objetivo de prever a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado com ou sem armadura de cisalhamento. Admitiu-se que a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto pode ser determinada a partir da ruína na zona de compressão da seção transversal da viga.

A resistência ao cisalhamento da zona de compressão foi avaliada considerando-se a interação entre a resistência ao cisalhamento e as tensões normais desenvolvidas pelo momento fletor. O mecanismo de ruptura da zona de compressão muda de um tipo de ruptura por tração para uma ruptura por compressão à medida que o quociente entre o vão de cisalhamento e a altura útil da viga (a/h) decresce. A transição do mecanismo de ruptura foi propriamente identificada ao considerar-se a geometria da viga e usar-se o critério de ruptura do material concreto. Desta forma, o modelo de resistência proposto pode descrever os mecanismos de ruptura para ambas: vigas esbeltas e altas (vigas-parede), com ou sem armadura de cisalhamento (Choi, 2007).

2.3.6 Comparação dos vários Códigos de Concreto

Elzanaty et al (1986) fazem uma descrição pormenorizada de vários Códigos de concreto armado, da qual será apresentada uma síntese.

- a) O código ACI (American Concrete Institute Building Code) é semi-empírico e baseado na treliça de 45° com um termo de correção chamado a contribuição do concreto.
- b) O CSA (Canadian Standards Association) e o AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) são mais racionais e baseados no TCCM. O MBT é aceito para regiões D próximas aos apoios, às cargas ou bruscas mudanças na geometria do elemento. Para o Cisalhamento-Atrito (Shear-Friction) o código CSA considera para o atrito um termo de coesão.

- c) O método de projeto geral do código Norueguês é também baseado no TCCM. Entretanto, o método TAV também é permitido. Mais uma vez o MBT é aceito para as regiões D. Para o cisalhamento-atrito, o código norueguês considera o atrito como um termo de coesão.
- d) O Código Japonês é baseado numa teoria de equilíbrio e considera a resistência ao cisalhamento como a combinação da ação de arco e a ação da Treliça com Ângulo Variável (TAV).
- e) O Código CEB-FIP é baseado no TAV.
- f) O Código de concreto armado francês é baseado na Treliça de 45° com um termo de contribuição do concreto.

2.3.7 Modelos de cálculo da NBR 6118 (2003)

A NBR 6118 (2003), item 17.4.1, admite dois modelos de cálculo, que pressupõem analogia com modelo de treliça de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares, traduzidos por uma parcela adicional V_c .

O modelo I admite (item 17.4.2.2):

- bielas com inclinação $\theta = 45^\circ$;
- V_c constante, independente de V_{sd} .
- V_{sd} é a força cortante de cálculo, na seção considerada.

O modelo II considera (item 17.4.2.3):

- bielas com inclinação θ entre 30° e 45° ;
- V_c diminui com o aumento de V_{sd} .

Nos dois modelos, devem ser consideradas as etapas de cálculo:

- verificação de compressão na biela;
- cálculo da armadura transversal;
- deslocamento a_l do diagrama de força no banzo tracionado.

2.3.7.1 Verificação da compressão na biela

Independente da taxa de armadura transversal deve ser verificada a condição:

$$V_{sd} = 0,54 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \sin^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) \leq V_{Rd2} \quad 2.7$$

Onde:

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína da biela; no modelo I (item 17.4.2.2 da NBR 6118- 2003), $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$; f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto;

2.3.7.2 Cálculo da armadura transversal

Além da verificação da compressão na biela, deve ser satisfeita a condição:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad 2.8$$

V_{Rd3} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c é parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça (resistência ao cisalhamento da seção sem armadura transversal);

V_{sw} é a parcela de força absorvida pela armadura transversal.

a) Cálculo de V_{sd}

Prescrições da NBR 6118-2003, item 17.4.1.2.1, para o cálculo da armadura transversal no trecho junto ao apoio, no caso de apoio direto (carga e reação de apoio em faces opostas, comprimindo-as):

- para carga distribuída, $V_{sd} = V_{sd} \cdot d/2$, igual à força cortante na seção distante $d/2$ da face do apoio;
- a parcela da força cortante devida a uma carga concentrada aplicada à distância $a < 2d$ do eixo teórico do apoio pode ser reduzida multiplicando-a por $a/(2d)$.

b) Cálculo de V_c

Para modelo I, na flexão simples (item 17.4.2.2.b da NBR 6118 - 2003)

$$V_c = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad 2.9$$

Onde:

f_{ctd} = resistência à tração direta inferior.

c) Cálculo da armadura transversal

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) 0,9 d f_{ywd} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \quad 2.10$$

Onde:

A_{sw} é a área de todos os ramos da armadura transversal;

s é o espaçamento da armadura transversal;

f_{ywd} é a tensão na armadura transversal;

α é o ângulo de inclinação da armadura transversal ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$).

A tensão f_{ywd} , no caso de estribos, é limitada a 435 MPa.

2.3.8 Esforço cortante resistido pelo concreto

Resultados de ensaios indicam que os valores de V_c obtidos por $V_c = 0,6 f_{ctd} b_w d$ não correspondem à realidade, portanto são apresentadas neste item equações mais precisas fornecidas por pesquisadores e outros códigos de estruturas de concreto para $a/d \geq 2,5$ e em unidades do SI:

$$V_c = 0,17 \sqrt{f_{cm}} b_w d \quad \text{ACI-2005 ([3] e [21])} \quad 2.11$$

$$V_c = 2,1 (f_{cm} \rho d/a)^{1/3} b_w \cdot d \quad \text{Zsutty ([4])} \quad 2.12$$

$$V_c = 0,15 \left(\frac{3d}{a}\right)^{\frac{1}{3}} \left[1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right] (100 \rho f_{cm})^{\frac{1}{3}} b_w d \quad \text{CEB-FIP- 1993 ([18]).} \quad 2.13$$

$$V_u = 2,3 (f_{cm} \cdot \rho \cdot d/a)^{1/3} b_w \cdot d \quad \text{Zsutty ([4])} \quad 2.14$$

2.3.9 Armadura transversal mínima

As armaduras transversais mínimas de vigas têm a finalidade de:

- restringir o crescimento e abertura das fissuras diagonais;
- limitar a inclinação das bielas;
- aumentar a ductilidade para evitar a ruína frágil logo após a fissura diagonal do concreto e fornecer controle adequado das fissuras ;
- possibilitar que, na eventualidade da ocorrência de sobrecargas não previstas, as vigas não apresentem ruptura brusca imediatamente após a fissuração diagonal, e
- evitar a flambagem da armadura longitudinal comprimida.

Todas as normas para projetos de estruturas de concreto prevêm armaduras transversais mínimas, contudo somente algumas esclarecem seus objetivos e nenhuma indica os critérios adotados para o estabelecimento dos valores recomendados.

O ACI-318-05 justifica a necessidade de usar armadura transversal mínima para restringir o desenvolvimento da fissuração inclinada, aumentar a ductilidade e tornar possível a percepção da fissura antes da completa ruína da viga.

OZCEBE *et al* (1999), consideram como critério preventivo contra uma ruína frágil após a primeira fissura diagonal que, a resistência ao cisalhamento da viga com armadura transversal deve ser maior que a resistência exibida até o momento da fissura diagonal.

$$V_u = (V_s + V_c) > V_{cr}$$

2.15

Por razões de segurança admite-se que V_{cr} seja igual a $1,3 V_c$ e que V_s seja expresso como $\frac{A_{sw} f_y d}{s}$, assim:

$$V_s + V_c = V_{cr} \Rightarrow V_s = V_{cr} - V_c \Rightarrow V_s = 1,3V_c - V_c \Rightarrow V_s = 0,3V_c \quad 2.16$$

$$\left(\frac{A_{sw} \cdot f_y d}{s b_w}\right)_{\min} = 0,3 \frac{V_c}{b_w} \Rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s b_w}\right)_{\min} = 0,3 \frac{V_c}{b_w f_y d} \quad 2.17$$

Os mesmos pesquisadores ainda admitiram três critérios para a identificação da armadura transversal mínima nos ensaios:

- Através do índice de ductilidade (Δ_u/Δ_{cr}), definido como sendo a relação entre o deslocamento vertical da viga no meio do vão para a carga última (Δ_u) e o deslocamento vertical no meio do vão para a carga de fissuração diagonal (Δ_{cr}). O cortante de fissuração diagonal foi determinado com base nas curvas de deformação de estribos e deformação diagonal por cortante. O cortante para o qual a inclinação destas curvas mudou significativamente foi tomado como o cortante de fissuração diagonal. O cortante para o qual a curva tornou-se quase horizontal correspondia ao escoamento do estribo. Propõem que 2,5 seja o menor valor para índice de ductilidade (Δ_u/Δ_{cr}) para que seja adotada armadura transversal mínima para as vigas.

- A partir da reserva de resistência, definida como a relação ($V_{u,exp}/V_c$) entre o cortante último experimental ($V_{u,exp}$) e a contribuição “do concreto” (V_c).

Conforme as equações apresentadas por normas conceituadas, recomenda-se que: $V_{u,exp}/V_c \geq 1,5$.

- Limite de 0,3 mm para a abertura de fissura diagonal, quando totalmente desenvolvida, critério não bem esclarecido pelos autores.

Segundo a NBR 6118 (2003), a armadura transversal mínima deve ser constituída por estribos, com taxa geométrica:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s \operatorname{sen} \alpha} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad 2.18$$

Onde:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3};$$

f_{ywk} é resistência característica de escoamento da armadura transversal.

Portanto, a taxa mínima $\rho_{sw, \min}$ da armadura transversal depende das resistências do concreto e do aço.

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} b_w \operatorname{sen} \alpha = \rho_{sw, \min} b_w \operatorname{sen} \alpha \quad 2.19$$

2.3.9.1 Força cortante relativa à taxa mínima segundo a NBR 6118 (2003)

A força cortante solicitante $V_{sd, \min}$ relativa à taxa de armadura mínima transversal é dada por:

$$V_{sd, \min} = V_{sw, \min} + V_c = \rho_{sw, \min} 0,9 b_w d f_{ywd} + V_c \quad 2.20$$

Esta força representa uma capacidade resistente ao cortante acima da que provocou a fissura diagonal do concreto, ou seja, uma reserva capaz de conferir certa ductilidade às vigas de concreto armado portadoras da armadura mínima de cisalhamento.

2.4 Ductilidade

Segundo Xie *et al* (1994) a ductilidade de um membro pode ser definida de maneira ampla, como sendo a habilidade deste de suportar carga enquanto sofre deformação adicional além do estágio máximo da carga, ou seja, para Chung *et al* (1994) é a capacidade de suportar grandes deformações antes da ruptura. Estas definições são qualitativas, para quantificar a ductilidade de deflexão ao cisalhamento crítico de membros de concreto armado, pode-se utilizar o índice de ductilidade apresentado no item 2.3.9.

A influência da resistência à compressão do concreto no índice de ductilidade de cortante para vigas sem e com armadura transversal está mostrada nos gráficos das figuras 2.27 e 2.28, respectivamente. Segundo os autores Xie *et al* (1994), para vigas sem armadura transversal com a/d igual a 1 e 2, o índice de ductilidade decresce com o aumento da resistência do concreto. Para a/d aproximadamente igual a 3 existe uma mudança insignificante devido a resistência do concreto.

Para vigas com armadura transversal e a/d igual 1 o índice de ductilidade decresce com o aumento da resistência do concreto, por outro lado para a/d iguais

a 2 e 3 existe uma mudança insignificante com a variação da resistência do concreto.

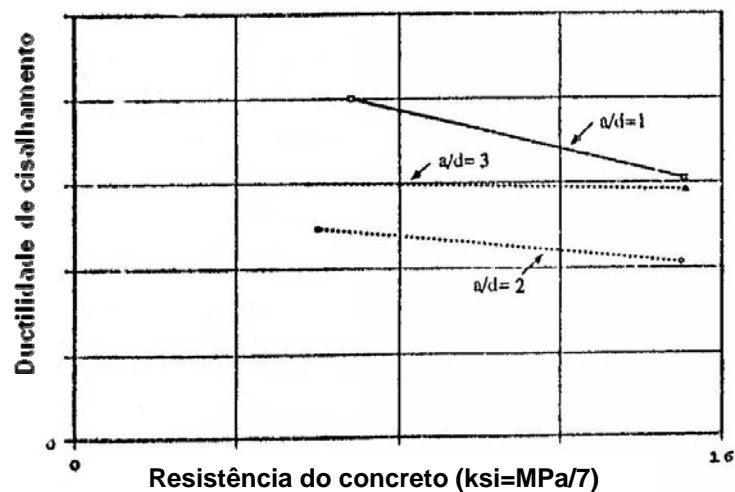


Figura 2.27 - Efeito da resistência do concreto na ductilidade de cortante de vigas sem armadura transversal – FONTE: Xie, 1994

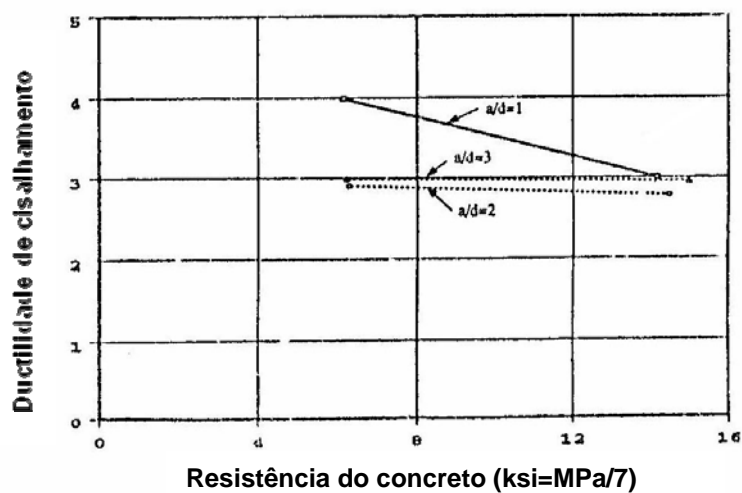


Figura 2.28 - Efeito da resistência do concreto na ductilidade de cortante de vigas com armadura transversal – FONTE: Xie, 1994

A influência da taxa de armadura transversal no índice de ductilidade é mostrada pela figura 2.29. Através desta figura observa-se que se aumentando a armadura transversal até 0,51% ocorre um efeito insignificante no índice de ductilidade ao cisalhamento de vigas com a/d iguais a 1 e 3, contudo para a/d igual a 2 o índice de ductilidade aumenta. Para vigas com a/d igual a 3, aumentando-se a taxa de armadura transversal de 0,51 até 0,65%, o índice de ductilidade ao cisalhamento é aumentado de 43%. Maiores aumentos na taxa de armadura transversal não contribui mais para o aumento do índice de ductilidade.

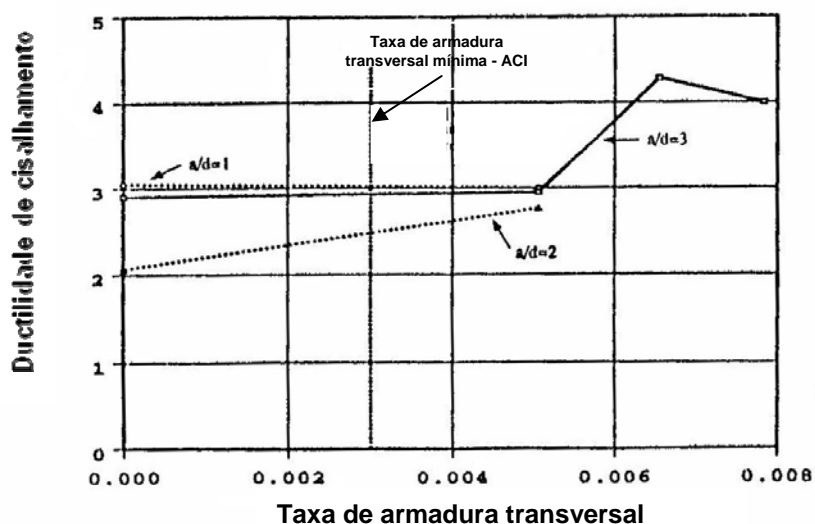


Figura 2.29 - Efeito da taxa de armadura transversal na ductilidade de cortante de vigas de CAD – FONTE: Xie, 1994

2.5 Considerações complementares sobre o comportamento de vigas executadas com o Concreto de Alto Desempenho

Conforme Duthinh *et al* (1996), a resistência ao cisalhamento, de elementos executados com o concreto de alto desempenho, apresenta três desafios principais:

Elementos em CAD pelo fato de possuírem uma rigidez de argamassa semelhante à rigidez do agregado graúdo, ao romperem-se apresentam superfícies de fissura lisas, quase planas, que se propagam através do agregado graúdo e não os contornando como ocorre para o concreto de mais baixa resistência, que apresenta as faces das fissuras rugosas. Considerando-se que um dos mecanismos de transferência de cortante ocorre pelo atrito entre as faces da fissura, concluí-se que para o caso do concreto de alto desempenho este mecanismo necessita ser reavaliado. Resultados de ensaios com CAD indicam que a redução do atrito entre as faces da fissura alcança valores da ordem de 35% comparando-se com elementos semelhantes executados em concreto de desempenho normal.

Na alma fissurada de uma viga sob efeito de cisalhamento, as porções de concreto entre fissuras agem como bielas de compressão que também estão submetidas à tração transversal, a qual reduz a capacidade de compressão das mesmas. A modelagem deste comportamento de alívio é baseada em ensaios. Entretanto os resultados dos testes não indicam qualquer diferença marcante no comportamento biaxial tração/compressão entre os concretos de normal e alto desempenho.

Segundo Rahal *et al* (2004), o concreto de alto desempenho fatura com cargas mais altas e desta forma requer maiores percentuais de aço para a armadura mínima.

Testes recentes com vigas de concreto de alta resistência realizados por Ozcebe *et al* (1999) indicaram que a reserva de resistência além da resistência da fatura diagonal diminui à medida que a resistência do concreto aumenta.

Conforme Johnson e Ramirez (1989), à medida que a resistência à compressão do concreto aumenta, a carga correspondente de fatura à tração diagonal também aumenta, aumentando a intensidade da tensão a ser acomodada pelos mecanismos de transferência de cortante após a fatura de tração diagonal. Além do mais, em contraste com a superfície de fatura rugosa de concretos com mais baixa resistência, as superfícies de fatura dos concretos de alto desempenho tendem a ser mais lisa, esta diferença pode resultar na redução do cortante conduzido pelo engrenamento dos agregados e, desta forma, interferindo no cortante resistido pelo concreto. Parece razoável esperar que a reserva de resistência ao cortante em vigas com a quantidade mínima de armadura de cisalhamento decresça à medida que a resistência a compressão do concreto cresce. Portanto, mais armadura de cisalhamento poderá ser necessária para fornecer uma reserva de resistência ao cisalhamento compatível com o tipo do concreto. Entretanto, alguns códigos requerem uma armadura mínima de cisalhamento constante, independente da resistência do concreto.

Os mesmos pesquisadores, com o objetivo de avaliar a armadura transversal mínima necessária em vigas de concreto de alto desempenho,

ensaaiaram oito vigas de seção transversal retangular, com f_{cm} variando de 36 a 72 MPa e $\rho_{sw} f_{yw}$ iguais a 0, 0,34 e 0,69 MPa. Cinco destas vigas tinham aproximadamente a taxa de armadura transversal mínima sugerida na norma ACI 318-83 e duas o dobro dessa taxa. Com o resultado dos ensaios pode-se verificar que o número de fissuras inclinadas cresceu com o aumento da armadura transversal, indicando uma acentuada redistribuição de forças internas nas vigas com maior taxa de armadura. As vigas com armadura mínima transversal tiveram tipicamente duas fissuras inclinadas, enquanto que as vigas com o dobro da armadura transversal apresentaram um quadro de fissuração mais intenso. As vigas sem armadura transversal tiveram apenas uma fissura diagonal em um dos lados estendendo-se por todo o vão de cisalhamento. As aberturas de fissuras e, portanto a deformação dos estribos tende a aumentar com resistências mais altas do concreto na ruína para vigas com a quantidade mínima de armadura de cisalhamento.

Além disso, Johnson e Ramirez (1989) observaram que as superfícies de fissura para vigas em concreto de alto desempenho eram muito mais lisas, indicando que a contribuição do engrenamento do agregado para a resistência a cisalhamento de tais vigas foi reduzida. A redução na contribuição do engrenamento do agregado resultou num aumento da carga resistida pelos demais componentes dos mecanismos de resistência ao cisalhamento, tais como a ação de pino, o cortante resistido pela zona de compressão na flexão e a armadura transversal.

Segundo Krauthammer (1996), para vigas sem armadura transversal executadas com concretos de resistências à compressão convencionais, mostrou-se que 20 a 40 por cento do total do cortante é resistido pela zona de compressão, 15 a 25% pela ação de pino e 33 a 50% pelo atrito nas faces da fissura. Isto demonstra que a contribuição do atrito nas faces da fissura na resistência ao cisalhamento é significativa e que em estágios de carregamento avançado sua importância seria crítica se o atrito de contato decrescesse.

Collins *et al* (1999) demonstraram que a tensão de cisalhamento na ruptura reduziu à medida que a altura das vigas executadas com concreto de alto desempenho cresceu.

Conforme Fernandes *et al* (1996), para as vigas construídas com o CAD, em geral dotadas de altas taxas de armadura longitudinal, verifica-se uma contribuição maior dessa armadura, por efeito de pino, na resistência ao cisalhamento. Conseqüentemente aumentam também as parcelas de contribuição do banzo comprimido e do engrenamento dos agregados. O acionamento dos estribos é retardado e o mecanismo de treliça é mobilizado em estágios de carga mais avançados. Para que o mecanismo resistente seja eficiente, é importante que nas regiões de força cortante o banzo tracionado tenha rigidez suficiente para garantir apoio para as diagonais de concreto e que os estribos mantenham entre si um espaçamento tal, que possa impedir a flexão localizada do banzo tracionado.

Nas regiões de aplicação de cargas, onde se formam sistemas de treliças locais com configuração de leque, verifica-se que a tensão ao longo dos estribos

não é uniforme, sendo maior na proximidade do vértice do leque, onde se concentra o apoio das diagonais, diminuindo na direção oposta,

Observa-se pela análise de publicações relativas ao cisalhamento que a presença de estribos aumenta a ductilidade da estrutura, contudo, não foram encontrados comentários quanto esta propriedade para vigas sem qualquer armação transversal.

Apesar de existirem vários trabalhos concernentes ao cisalhamento em estruturas construídas com concreto de alto desempenho, disponíveis na literatura técnica, ainda observa-se muita controvérsia a respeito desse tema em vigas de modo geral, especialmente no que tange às diferenças desencadeadas por variações na resistência à compressão do concreto. Este fato constituiu a principal razão pela qual se decidiu concentrar as investigações na influência do f_{ck} no comportamento dos modelos ensaiados.

CAPITULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.0 Introdução

A parte experimental deste trabalho foi realizada no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco e consistiu no ensaio de dez protótipos de vigas de concreto armado com e sem armadura transversal e dimensionados para romper por cisalhamento.

Os modelos com dimensões de 3,3 X 0,3 X 0,15 m foram divididos em cinco séries, conforme indica a tabela 3.1. Para estas séries se adotou como única variável a resistência à compressão axial do concreto cujo valor para cada uma delas situou-se em torno de 50, 60, 70, 80 e 90 MPa respectivamente. Este procedimento resultou em espaçamento de estribos, bem como taxas de armaduras transversais diferenciados para as vigas com armadura de cisalhamento próxima da mínima, segundo a NBR 6118-03. Cada série continha duas vigas, sendo uma delas dotada de estribos e outra sem armadura transversal, exceto a série três, cujas vigas foram armadas apenas longitudinalmente. Todas as vigas tiveram os mesmos percentuais de armaduras longitudinais inferior e superior, foram biapoiadas com apoios do 1º e 2º gêneros e submetidas a duas cargas concentradas verticais em posições simétricas que variaram até o rompimento. Tais cargas distavam 130 cm entre si e 85 cm para

cada apoio, exceto para o caso da viga V90-1, cuja distância entre as cargas aplicadas e entre estas e os apoios foi de 100 cm. A figura 3.1 mostra os detalhes geométricos das vigas e os pontos de aplicação do carregamento.

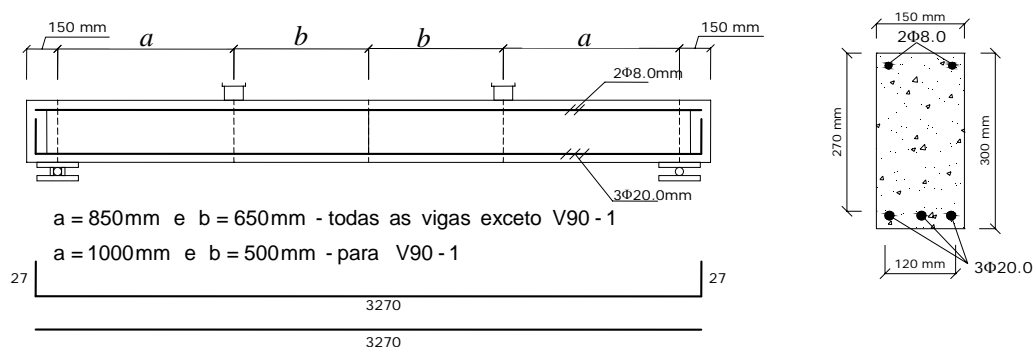


Figura 3.1- Detalhes comuns a todas as vigas

Sendo “a” a distância entre a carga concentrada e o apoio mais próximo e “d” a altura útil da viga, todos os protótipos tiveram a relação $a/d = 3,1$, exceto a viga V90-1 que teve $a/d = 3,7$. Tal valor foi escolhido por estar contido no trecho $a = 2,5d$ a $a = 3,5d$ que, conforme Leonhardt (1977) representa a posição mais desfavorável de uma carga concentrada quanto à ruptura por força cortante com ou sem armadura de cisalhamento.

3.1 Projeto das vigas

3.1.1 Características geométricas das estruturas

Para a seleção das dimensões das vigas tomou-se como base as recomendações do ACI que prevê armadura mínima de cisalhamento para vigas

com altura acima de 25 cm (10 polegadas) aliada a intenção de ensaiarem-se modelos com dimensões utilizadas na prática. A contribuição do concreto à resistência ao esforço cortante, “ V_c ” foi calculada conforme a NBR6118-03, que a define como uma função do f_{ck} do concreto. As características geométricas dos modelos encontram-se na tabela 3.1.

3.1.2 Critérios adotados para a definição das armaduras

Conforme mencionado no item 3.0, as vigas foram dimensionadas para romper por cortante, ou seja, contaram com uma armadura longitudinal capaz de resistir aos momentos correspondentes à máxima força cortante resistida pelo “concreto”, V_c . Para a determinação desta armadura consideraram-se as vigas como normalmente armadas e com uma distribuição uniforme de tensões no concreto de acordo com o diagrama retangular. Tanto a armadura mínima de cisalhamento como a longitudinal foram definidas segundo a NBR6118-03.

O detalhamento das armaduras transversais e longitudinais das vigas ensaiadas são mostrados nas figuras 3.1 e 3.2.

Tabela 3.1 – Características das vigas ensaiadas

| Série | Vigas | f_{cm} (MPa) | f_{ct} (MPa) | d (cm) | a/d | s (cm) | ϕ_l (mm) | ϕ_t (mm) | ρ (%) | ρ_{sw} (%) | f_{yw} (MPa) | $\rho_{sw} f_y$ (MPa) |
|-------|---------|-------------------|-------------------|-------------|-------|-------------|------------------|------------------|---------------|--------------------|-------------------|--------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
| 1 | V50-1 | 51,08 | - | 27 | 3,1 | - | 20 | - | 2,1 | - | - | - |
| 1 | V50-2 | 51,08 | - | 27 | 3,1 | 19 | 20 | 5 | 2,1 | 0,14 | 625,76 | 0,87 |
| 2 | V60-1 | 66,82 | 4,94 | 27 | 3,1 | - | 20 | - | 2,1 | - | - | - |
| 2 | V60-2 | 66,82 | 4,94 | 27 | 3,1 | 17 | 20 | 5 | 2,1 | 0,15 | 625,76 | 0,94 |
| 3 | V70-1 | 69,94 | 7,36 | 27 | 3,1 | - | 20 | - | 2,1 | - | - | - |
| 3 | V70-1.1 | 73,09 | 5,16 | 27 | 3,1 | - | 20 | - | 2,1 | - | - | - |
| 4 | V80-1 | 85,35 | 6,30 | 27 | 3,1 | - | 20 | - | 2,1 | - | - | - |
| 4 | V80-2 | 85,35 | 6,30 | 27 | 3,1 | 14 | 20 | 5 | 2,1 | 0,19 | 625,76 | 1,19 |
| 5 | V90-1 | 92,76 | 7,31 | 27 | 3,7 | - | 20 | - | 2,1 | - | - | - |
| 5 | V90-2 | 92,76 | 7,31 | 27 | 3,1 | 12 | 20 | 5 | 2,1 | 0,22 | 625,76 | 1,4 |

Onde:

f_{cm} = tensão de ruptura média à compressão axial do concreto;

f_{ct} = tensão de ruptura média à tração do concreto;

d = altura útil da viga;

a/d = quociente entre o vão de cisalhamento e a altura útil da viga;

s = espaçamento da armadura transversal;

ϕ_l = diâmetro da armadura longitudinal de tração;

ϕ_t = diâmetro da armadura transversal;

ρ = taxa da armadura longitudinal;

ρ_{sw} = taxa geométrica da armadura transversal;

f_{yw} = tensão de escoamento da armadura transversal;

$$\rho_{sw} f_y = \text{produto entre } \rho_{sw} \text{ e } f_y \left(\tau = \frac{A_w f_y}{b_w s} = \rho_{sw} f_y \right)$$

Os dados contidos nas 3ª e 4ª colunas foram obtidos dos ensaios de compressão axial e compressão diametral com um mínimo de dois corpos de prova cilíndricos respectivamente. A coluna 11 foi determinada através da

equação 2.19 ($\rho_{sw,\alpha,\min} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$). O único valor da coluna 12 foi obtido pelo

ensaio de tração do CA60 e a coluna 13 pelo produto destas duas últimas.

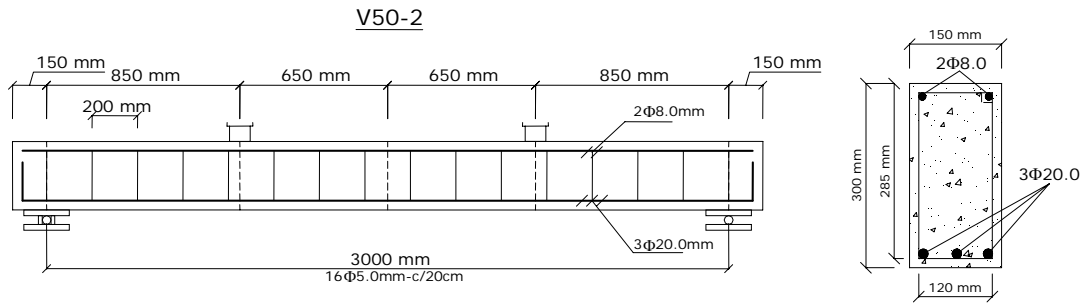


Figura 3.2 -a

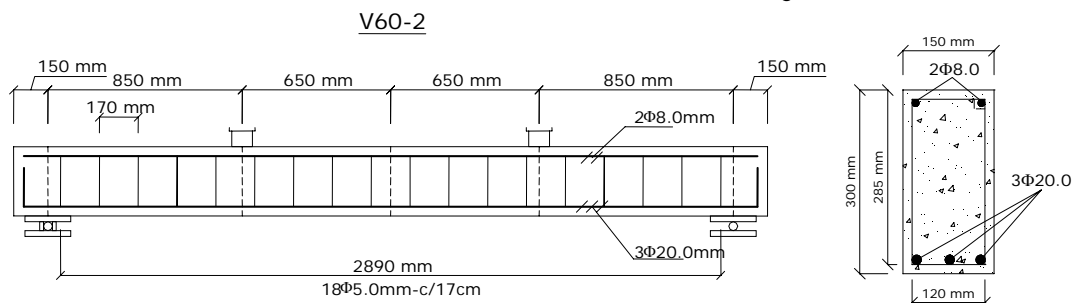


Figura 3.2 -b

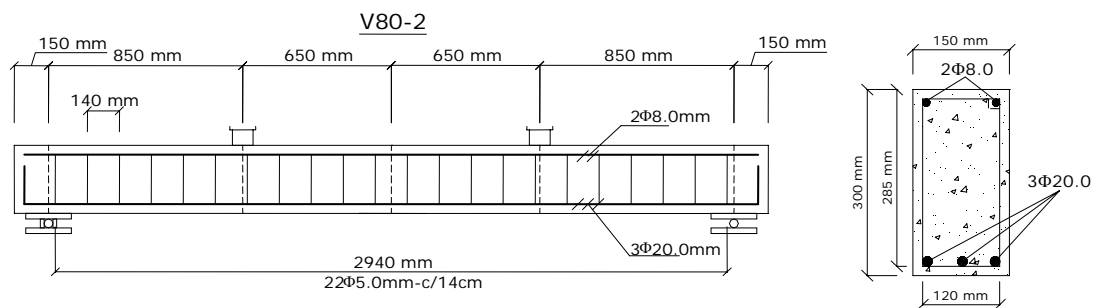


Figura 3.2-c

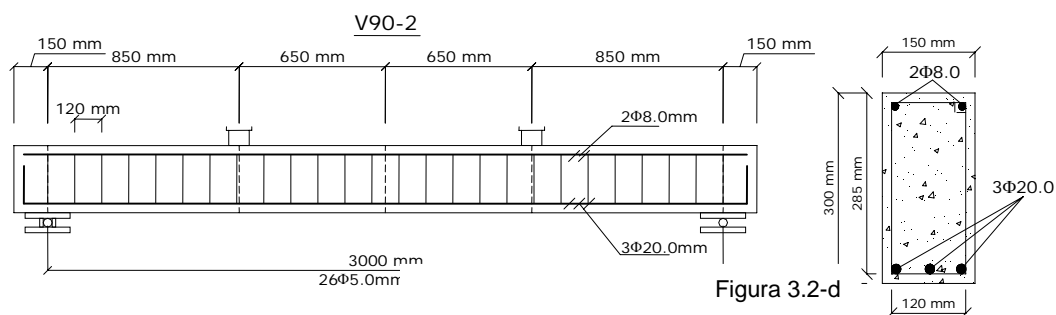


Figura 3.2-d

Figura 3.2 - Detalhes das vigas com armadura transversal

3.2 Materiais utilizados para a confecção das vigas

3.2.1 Concreto

Foram utilizadas quatro dosagens obtidas através do ajuste experimental de traços fornecidos na literatura. Visou-se inicialmente alcançar resistências à compressão para o concreto aos 28 dias em torno de 50, 60,80 e 100 MPa. Antes de proceder-se a concretagem dos modelos foram moldados corpos de prova cilíndricos de 10X20 cm para cada dosagem executada. Os corpos de prova foram rompidos nas idades de 1, 3, 7, 14 e 28 dias. Os resultados dos ensaios são apresentados na tabela 3.2 e nos gráficos da figura 3.3. As resistências à compressão axial foram obtidas utilizando-se uma máquina de compressão AMSLER com escalas de sensibilidade 5.000, 15.000 e 30.000 kN. Os resultados foram considerados adequados e as dosagens adotadas para as vigas ensaiadas. Estes acham-se na tabela 3.3.

Tabela 3.2 – Variação das resistências a compressão axial do concreto com a idade.

| f_{cj} j(dias) | Dosagem 1 | Dosagem 2 | Dosagem 3 | Dosagem 4 |
|------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| f_{c1} | - | 31,08 | 46,18 | 64,33 |
| f_{c3} | 43,63 | 57,96 | 65,60 | 81,51 |
| f_{c7} | 52,87 | 60,12 | 69,75 | 90,13 |
| f_{c14} | - | 73,82 | 88,86 | 93,63 |
| f_{c28} | - | 84,07 | 100,64 | - |

Onde:

f_{cj} é a resistência à compressão do concreto em MPa.

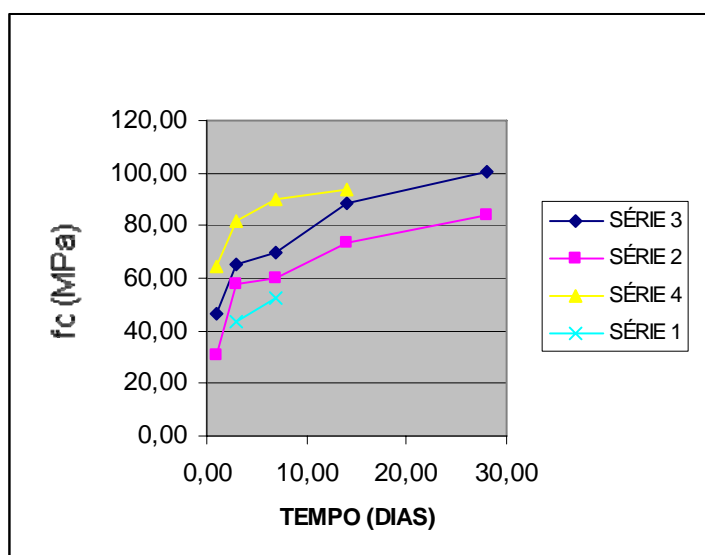


Figura 3.3 - Variação da resistência à compressão axial dos concretos utilizados nos ensaios ao longo tempo.

Tabela 3.3 - Dosagens – Componentes/ m³ em kg

| Componentes | Dosagem 1 | Dosagem 2 | Dosagem 3 | Dosagem 4 |
|--------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Cimento | 436,57 | 562,00 | 562,00 | 562,00 |
| Sílica Ativa | 15,38 | 44,00 | 44,00 | 44,00 |
| Areia | 239,56 | 819,51 | 819,51 | 819,51 |
| Brita | 1098,3 | 1158,54 | 1158,54 | 1158,54 |
| Superplastificante | 3,08 | 8,30 | 9,38 | 10,48 |
| Água | 187,26 | 162,41 | 145,42 | 125,16 |
| Água/aglomerante | 0,41 | 0,27 | 0,24 | 0,21 |

3.2.2 Aglomerantes

O cimento utilizado no preparo do concreto das vigas e corpos de prova deste trabalho foi o Portland do tipo CP II-Z 32, com adição de pozolana, fabricado pela Companhia de Cimento Portland Poty. A única exceção deu-se para os corpos de prova da série 4 para os quais se utilizou o CP V-ARI, cimento Portland de alta resistência inicial e alta reatividade em baixas idades. A intenção, ao utilizarem-se os dois cimentos era comparar e concluir qual deles apresentaria o melhor desempenho em termos de resistência à compressão em idades iguais ou superiores a 28 dias quando combinados com os demais materiais, em especial com a sílica ativa. Os dois forneceram resultados equivalentes, portanto optou-se pelo CP II-Z 32 devido à maior facilidade de aquisição.

A Sílica Ativa empregada, conforme dados fornecidos pelo fabricante Elkem Materials South America Ltda., continha alto teor de dióxido de silício SiO_2 . Este composto químico é formado de partículas esféricas com tamanho médio de aproximadamente $0,15 \mu\text{m}$, área superficial específica entre $15\text{-}30 \text{ m}^2/\text{g}$, densidade real de $2,2 \text{ g/cm}^3$ com efeitos de ação superpozolânica e microfiller, o que contribui sensivelmente para o aumento da resistência do concreto.

3.2.3 Agregados

O agregado miúdo utilizado foi uma areia lavada quartzosa média, com diâmetro máximo de $4,8 \text{ mm}$ e módulo de finura de $2,24$. Como agregado graúdo, empregou-se pedra granítica britada com diâmetro máximo de 19 mm e módulo de finura de $6,96$. Estes dados foram obtidos mediante ensaios especificados pelas normas nacionais. Os diâmetros máximos e módulos de finura podem ser verificados a partir das curvas granulométricas da brita e areia apresentadas na figura 3.4.

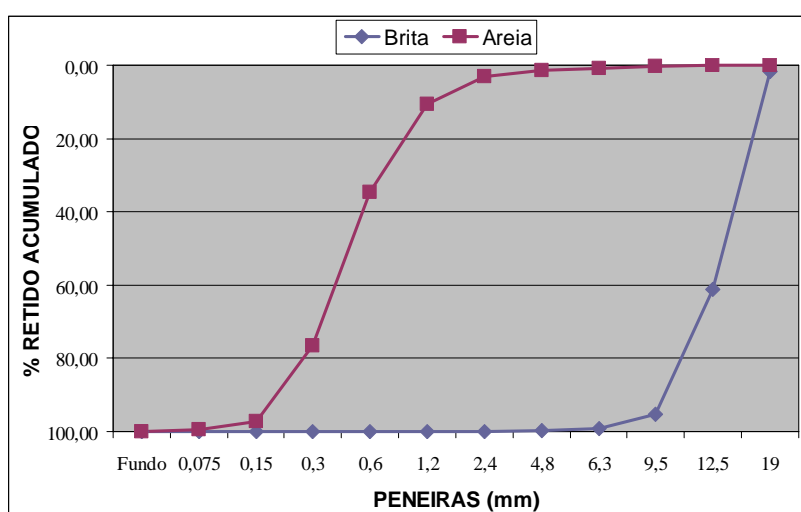


Figura 3.4 - Curvas granulométricas dos agregados

3.2.4 Aditivos Superplastificantes

Esses materiais possibilitam ao concreto uma trabalhabilidade adequada com baixas relações água/aglomerante, características essenciais para a produção de concretos de alto desempenho. Neste trabalho empregou-se o Sika Viscocrete 5700 fabricado pela Sika, que é uma solução aquosa à base de policarboxilatos modificados. Esse aditivo foi usado para todas as séries de corpos de prova e vigas, exceto para as vigas da série 3, que se utilizou o Sika Viscocrete 3535CB e da série 1, que se utilizou o aditivo plastificante multifuncional para concreto 440 LF fabricado pela Rheotec. A mudança foi devida à falta do Sika Viscocrete 5700 no mercado local na época da concretagem das séries 1 e 3 das vigas.

3.2.5 Aço das Armaduras

O aço empregado para a armadura longitudinal foi o CA-50 em barras com diâmetros de 20 mm na zona de tração e 8 mm na zona de compressão.

Toda a armadura transversal foi executada com aço CA-60 em barras com diâmetros de 5 mm. Todo o aço era fabricado pelo Grupo Gerdau.

Amostras dos aços empregados neste trabalho foram ensaiadas a tração utilizando-se a máquina universal AMSLER de 3.000 kN com escalas de sensibilidade 600, 1.500 e 3.000 kN, e suas deformações foram medidas por meio de extensômetros elétricos e mecânicos. Com os resultados obtidos traçou-se a curva tensão-deformação para os aços CA60 mostrada na figura 3.5, da qual necessitava-se extrair o módulo de elasticidade para estes aços

visando-se cálculos que seriam empregados na análise dos dados deste trabalho. A tabela 3.4 apresenta as características mecânicas dos aços utilizados.

A tensão de escoamento (f_y) para os aços CA-60 foi obtida graficamente admitindo-se que esta tensão produz uma deformação residual de 0,2 %. Para os aços da armadura longitudinal (CA-50), f_y foi determinada já na fase do ensaio observando-se a carga indicada no mostrador da máquina de tração. Para este tipo de aço, a tensão de escoamento fica perfeitamente definida, uma vez que ao ultrapassá-la o corpo de prova experimenta uma grande deformação com um aumento relativamente pequeno da carga aplicada.

Tabela 3.4 - Características mecânicas dos aços

| Aço | f_y (MPa) | ε_y (‰) | f_r (MPa) |
|------|----------------|------------------------|----------------|
| CA50 | 525,21 | 3,24 | 687,55 |
| CA60 | 625,76 | 4,21 | 723,20 |

Onde:

f_y e f_r são as tensões de escoamento e ruptura do aço submetido a tração axial.

ε_y é a deformação específica de escoamento do aço submetido a tração axial.

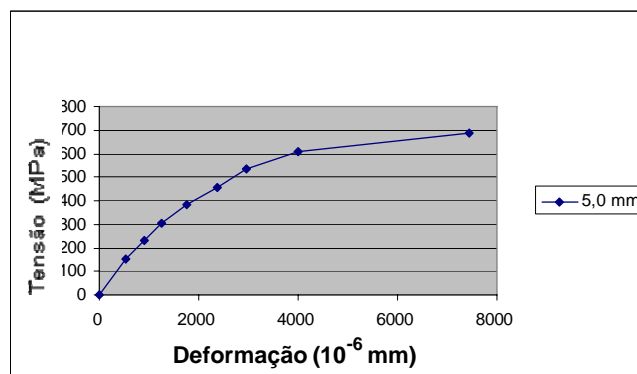


Figura 3.5 - Curva tensão–deformação do aço CA60 sob tração axial

Observando-se o gráfico da figura 3.5, verifica-se que à medida que o corpo de prova de um material dúctil é submetido a uma carga crescente, seu comprimento aumenta linearmente com a carga a uma taxa muito baixa. Assim, a parte inicial dos diagramas tensão-deformação é uma linha reta com inclinação bastante acentuada para os materiais pouco deformáveis como o aço.

Para os aços CA-60, o início do escoamento não é caracterizado por uma parte horizontal da curva tensão-deformação. Percebe-se que a tensão continua aumentando de forma não linear até que seja alcançado o limite de resistência. Começa então a estricção, levando o material eventualmente à ruptura.

3.2.6 Formas

As formas foram confeccionadas com compensado plastificado de 15 mm sendo reutilizadas 3 vezes. As juntas entre as tábuas das formas foram vedadas com silicone para evitar qualquer vazamento de água com perda de umidade do

concreto. As paredes longitudinais foram travadas com sarrafos de madeira para minimizar as deformações laterais. As fotos 3.1 e 3.2 mostram detalhes das formas.



Foto 3.1 - Formas



Foto 3.2 - Formas

3.3 Confecção das vigas

Para a preparação do concreto, utilizou-se uma betoneira com capacidade de 625 l, tendo-se o cuidado de interromper o processo da mistura somente após a completa homogeneização dos materiais, que era determinada visualmente.

Observou-se que as dosagens dos concretos de alto desempenho são muito sensíveis a qualquer variação das proporções, especialmente da quantidade de água. Segundo Aitcin [2] um aumento de 3 a 5 litros de água por metro cúbico de mistura pode representar um decréscimo de 10 a 20 MPa na resistência à compressão.

A introdução do superplastificante é outro item que merece particular atenção. Só obteve-se boa trabalhabilidade, homogeneidade e adensamento adequados para as misturas nas quais a água e o superplastificante foram adicionados em várias etapas, à medida que se processava a homogeneização das mesmas. As conseqüências foram desastrosas, quando na primeira concretagem das séries de vigas, se tentou adicionar todo o superplastificante de uma só vez. O resultado foi um concreto muito coesivo, heterogêneo e com baixíssima trabalhabilidade. Os modelos executados com esse concreto apresentaram muitos nichos de concretagem bem como resistência abaixo da esperada.

Verificou-se ainda que o tempo de mistura é sensivelmente maior para o CAD do que para os concretos convencionais, devendo ser ajustado caso a caso.

O lançamento do concreto foi efetuado em três camadas de 10 cm cada, visando melhorar o adensamento e evitar qualquer dano ao conjunto extensômetro/fio elétrico.

O adensamento do concreto foi realizado durante e imediatamente após o seu lançamento manual, através do uso de vibradores de imersão com agulha de 19 mm de diâmetro. Tomou-se o devido cuidado para que o concreto preenchesse todos os recantos da forma e não ocorresse segregação de materiais.

Após a moldagem, as vigas permaneceram nas formas por um mínimo de 2 dias com uma camada de areia úmida na superfície superior para que a cura fosse mais eficiente. Tomaram-se as devidas precauções para que, durante a retirada da forma e transporte para o local onde aguardariam a data do

rompimento, as vigas não fossem submetidas a esforços que pudessem causá-las qualquer dano. Após a desforma, a cura dos modelos continuou a se processar ao ar livre, no ambiente do laboratório até a data dos ensaios.

3.3.1 Instrumentação

Para a medição das deformações específicas nas armaduras, utilizaram-se extensômetros elétricos de resistência dos tipos KFG-2-120-C1-11 fabricados pela KYOWA e L2A-06-062LW-120 CO produzidos pela Micro Measurements para as armaduras transversais e o KFG-5-120-C1-11(KYOWA) para as armaduras longitudinais.

Instrumentou-se a barra central da armadura longitudinal de tração das 10 vigas ensaiadas na seção do meio do vão, por ser a seção de maior momento fletor em função da posição de aplicação das cargas, e onde devia ocorrer a maior deformação axial das barras dessa armadura. As fotos 3.3 e 3.4 e as figuras 3.6(a) a 3.6 (e) mostram a locação dos extensômetros nestas barras. Observou-se, contudo que as cargas concentradas aplicadas na viga que deveriam ter a mesma intensidade, por problemas nos macacos hidráulicos, apresentaram uma certa diferença entre elas, havendo, portanto um deslocamento do momento máximo, que situou-se no intervalo entre as cargas concentradas, contudo não necessariamente no centro do vão, conforme pode ser constatado pela figura 3.7. Por esta razão, de posse das cargas aplicadas, para a construção dos gráficos que auxiliariam na análise dos resultados, foram calculados os esforços cortantes

para cada seção das vigas e o carregamento médio, ou seja, a média das cargas fornecidas pelos dois macacos hidráulicos. Quanto à armadura transversal, foram instrumentados todos os estribos dos vãos de cisalhamento, onde presumidamente ocorreriam as fissuras de cortante que seriam contidas pelos mesmos. Cada estribo recebeu um extensômetro que foi posicionado à meia altura destes, conforme mostram as figuras 3.6 (a) a 3.6(e).



Foto 3.3 - Localização dos extensômetros elétricos nas armaduras das vigas

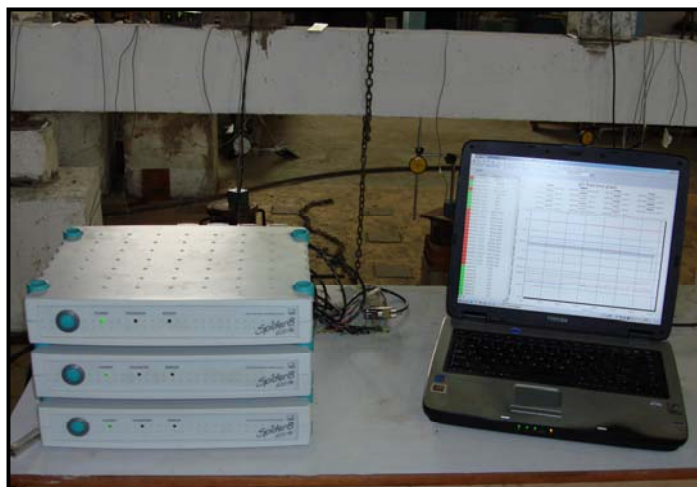
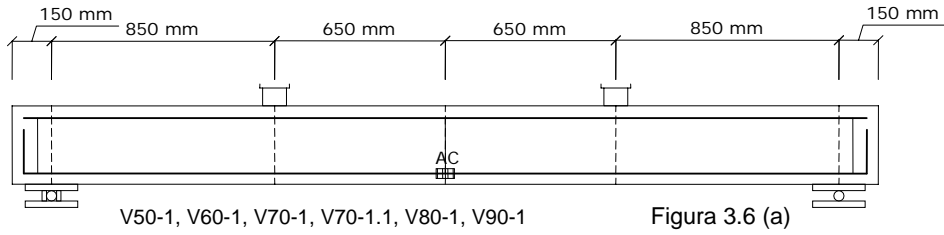
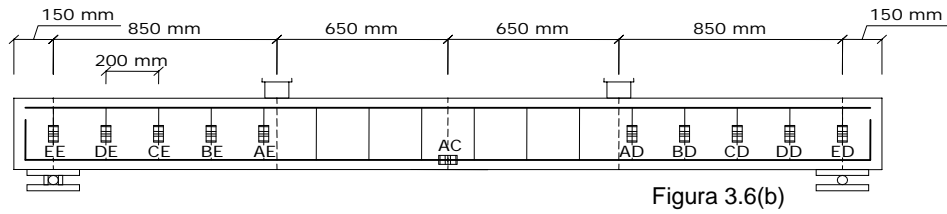


Foto 3.4 - Extensômetros elétricos conectados ao sistema de aquisição dados (Spider 8 e um micro computador)

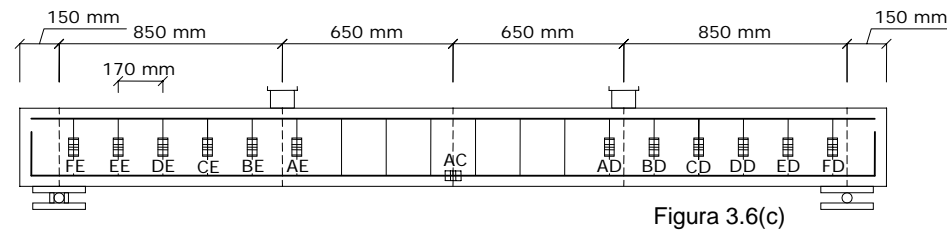
VIGAS SEM ESTRIBO*



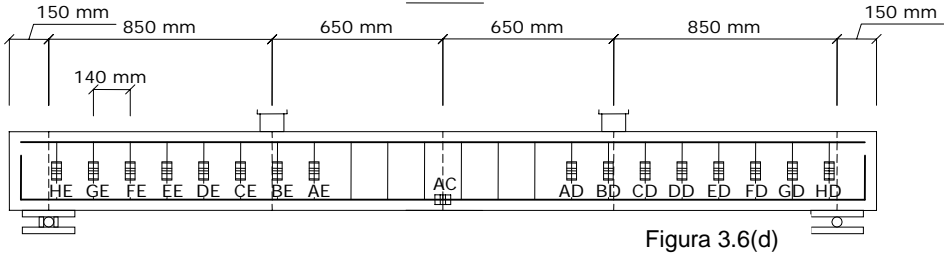
V50-2



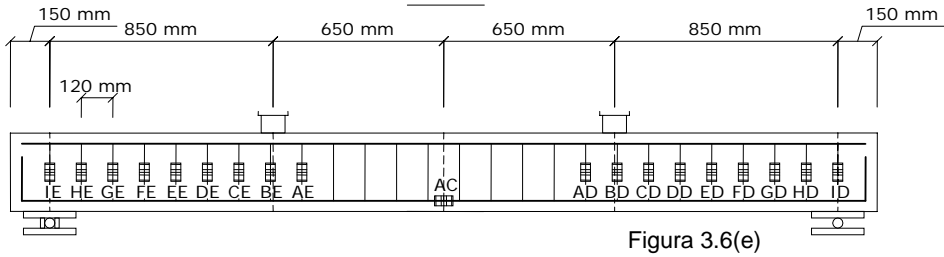
V60-2



V80-2



V90-2



Figuras 3.6 - Localização dos extensômetros elétricos nas armaduras das vigas

As deformações do concreto foram medidas através de extensômetros mecânicos com base de medição de 10 mm e precisão de 0,001 mm.

Os extensômetros mecânicos para a medição dos deslocamentos verticais foram posicionados no meio do vão e nas seções de aplicação das cargas, conforme indica a figura 3.8.

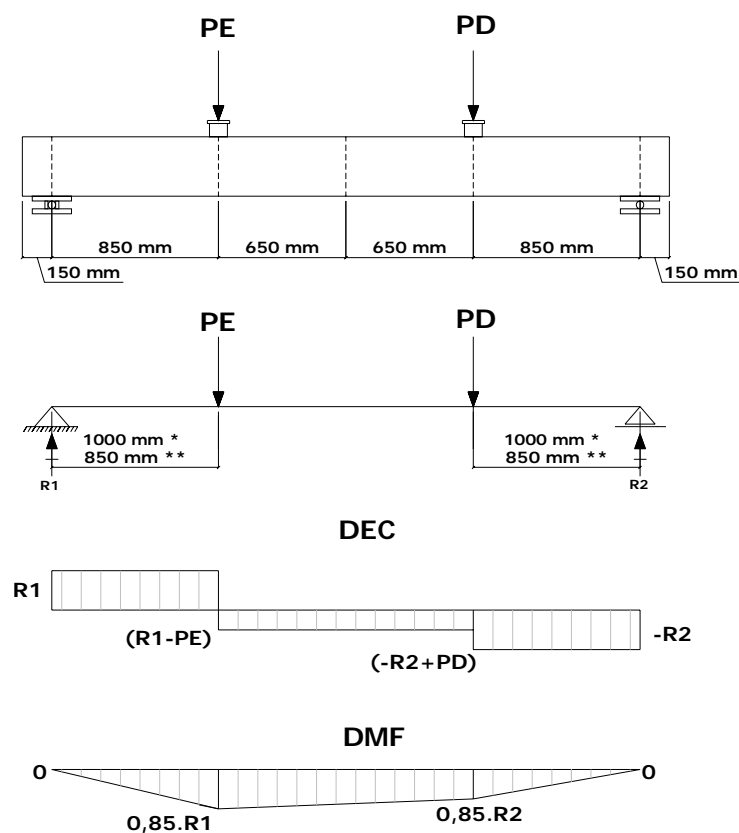
Para todas as vigas foram desenhadas rosetas retangulares de deformação com 10 cm de diâmetro, na mesma face e simétricas em relação ao eixo vertical central da viga. Nas extremidades dos seus eixos, que formavam 0° , 45° , 90° e 135° com o eixo longitudinal da viga, foram coladas minúsculas placas de cobre para auxiliar a medição das deformações do concreto. As figuras 3.8 e a foto 3.5 mostram a locação das rosetas de deformação.

A medição das cargas atuantes nas vigas ao longo do ensaio até a ruptura foi feita através de 2 células de carga (transdutores de medição de força) fabricadas pela Gunt Hamburg, modelo LT50/30, com a capacidade de 300 kN cada e posicionadas entre os dois macacos hidráulicos e a viga.

O sistema de aquisição de dados consistiu de uma unidade de medida multicanal digital universal da HBM, o Spider8 que estava conectado a um computador e era controlado pelo programa Catman. O sistema permitia visualizar em tempo real e controlar os dados medidos. Neste trabalho foram utilizados um máximo de 21 e um mínimo de 3 canais para transferência de informações sobre o carregamento solicitante e as correspondentes deformações das armaduras em cada viga. Uma vez que o programa foi configurado para uma taxa de aquisição de um dado por canal por segundo, a quantidade de dados armazenados para

cada viga ao final do processo foi da ordem de 3000 dados por ensaio por canal. Após a leitura, os dados foram armazenados no formato da planilha eletrônica Excel para posterior tratamento.

A medição das aberturas de fissuras foi feita com o auxílio de uma lupa associada a um fissurômetro com precisão de 0,1mm .



OBSERVAÇÕES:

- 1- DEC=Diagrama de Esforço Cortante
- 2- DMF= Diagrama de Momento Fletor
- 3- (*) - V90(B)-1
- 4- (**) - Demais vigas

Figura 3.7- Diagramas dos esforços internos das vigas ensaiadas

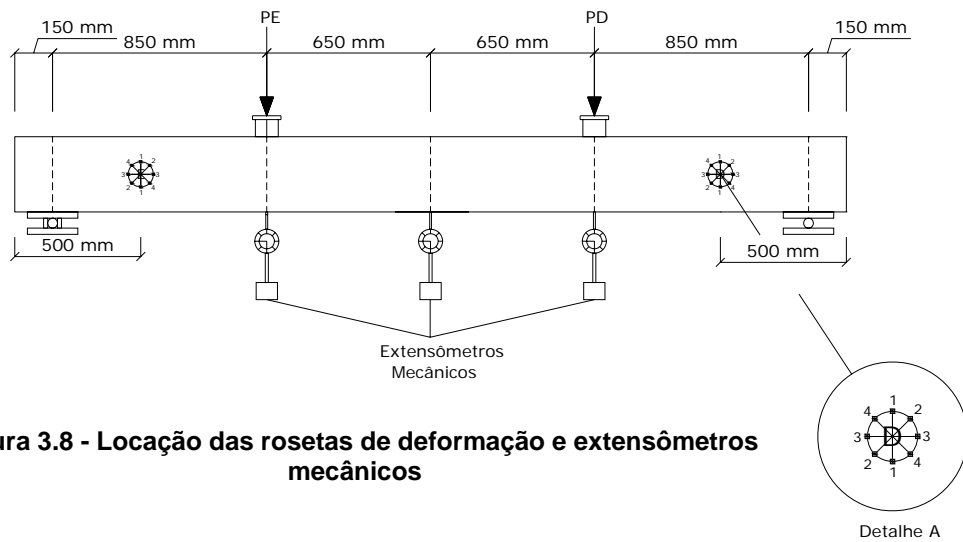


Figura 3.8 - Localização das rosetas de deformação e extensômetros mecânicos

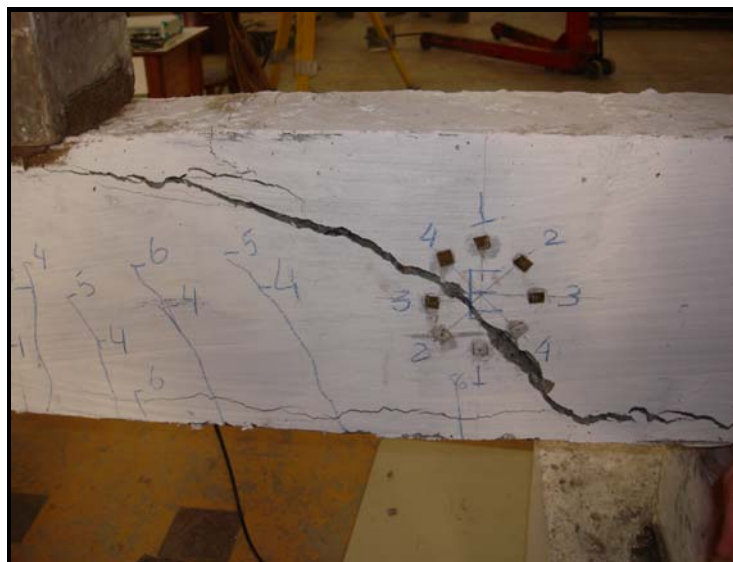


Foto 3.5 - Roseta de deformação

3.4 Execuções dos ensaios

As vigas foram pintadas com cal a fim de melhorar a visualização e medição das fissuras.

No dia anterior ao do ensaio, as vigas eram posicionadas sobre apoios metálicos do primeiro e segundo gêneros, sob o pórtico de reação. Em seguida eram posicionados os macacos hidráulicos e as células de carga, tomando-se cuidado com os alinhamentos e nivelamentos dos macacos, apoios e células de carga para evitar excentricidades dos carregamentos. Foram utilizados macacos hidráulicos com capacidade de 200 kN.

As células de carga e extensômetros elétricos colados às armaduras eram conectadas aos aparelhos de aquisição de dados.

A aplicação da carga foi feita com velocidade controlada de 10 kN por minuto até à ruptura, em incrementos também de 10 kN. Após cada incremento parava-se o bombeamento de óleo para os macacos, visando-se obter leitura da deformação do concreto, identificação de fissuras conforme a fase que ocorreram e medidas das suas aberturas. A figura 3.9 mostra o esquema dos ensaios de rompimento das vigas.

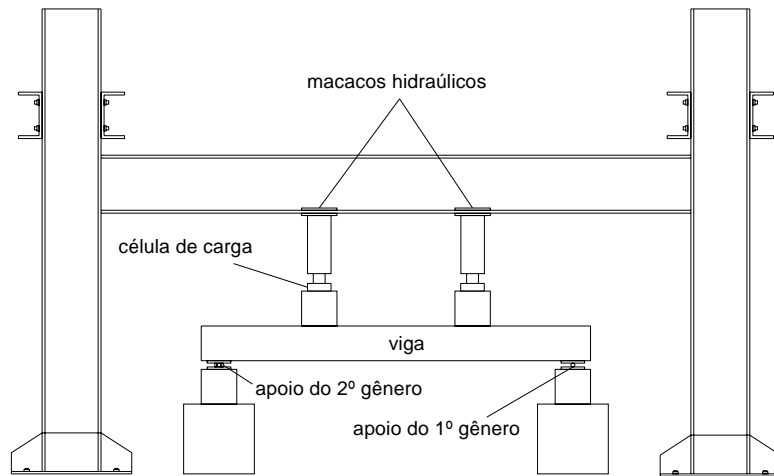


Figura 3.9 - Esquema dos ensaios

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.0 Introdução

Nesta etapa será realizada a avaliação dos dados obtidos nos ensaios: valores de cargas últimas de cortante, deslocamentos verticais, deformações do concreto e das armaduras e abertura de fissuras.

Tendo em vista o grande número de dados coletados para cada modelo, decidiu-se tratá-los, de forma a obter-se uma redução quantitativa, com o objetivo de facilitar a análise. A escolha dos dados representativos foi feita através da média aritmética dos valores encontrados para as diversas etapas dos testes. Tais etapas compreenderam os intervalos de aplicação de carga e intervalos de tempo nos quais os macacos hidráulicos deixavam de ser bombeados para que fossem efetuadas as leituras das rosetas, identificação das fissuras e medição das suas aberturas. Estas fases estão caracterizadas no gráfico da figura 4.1 para uma das vigas rompidas, onde se observa uma curva ascendente escalonada, composta de linhas alternadas inclinadas e paralelas ao eixo horizontal. As linhas inclinadas correspondem aos intervalos com incrementos de carga e os patamares, indicam carregamentos constantes, ou seja, representam o período para as medições, durante os quais as solicitações mantiveram-se estacionárias. Houve também o tratamento dos dados dispersos. Este tratamento consistiu da eliminação dos

valores considerados incoerentes. Adotou-se o último valor significativo lido no ensaio anteriormente ao dado descartado.

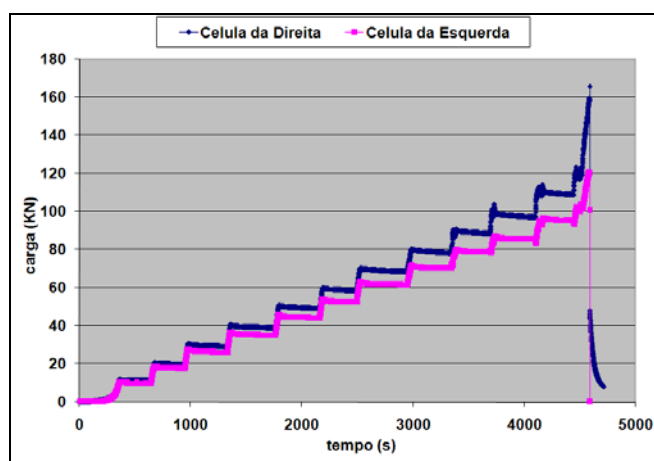


Figura 4.1 - Gráfico da variação da carga aplicada em função do tempo antes do tratamento dos dados

A figura 4.2, apresenta a curva do incremento das cargas ao longo da evolução do ensaio, a partir dos dados mostrados na figura 4.1, contudo, já devidamente tratados para efeito de análise.

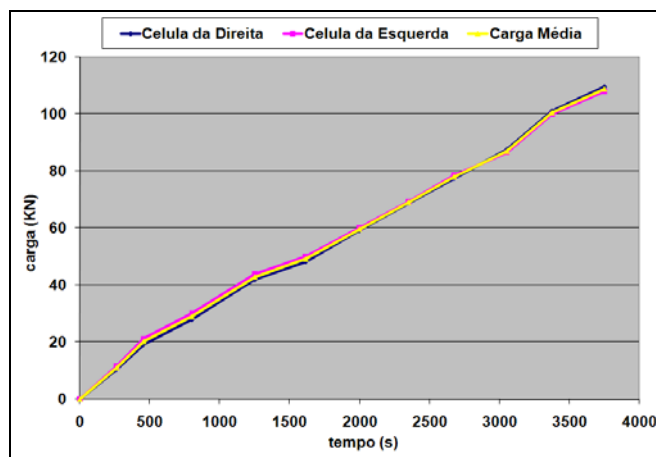


Figura 4.2 - Gráfico da variação da carga aplicada em função do tempo depois do tratamento dos dados

Os dados obtidos ao longo dos ensaios encontram-se nas tabelas 3.1 e 4.1.

Os gráficos traçados com base nestes resultados são apresentados no decorrer deste capítulo.

Tabela 4.1 – Tensões , esforços e índices experimentais e teóricos

| Série | Vigas | f_{cm} (MPa) | f_{ct} (MPa) | P (kN) | $V_{u(est)}$ (kN) | $V_{s(est)}$ (kN) | $V_c = V_u - V_s$ (kN) | $V_c(t)$ Z_{sutty} (kN) | $V_u(t)$ Z_{sutty} (kN) | $V_u/V_c(t)$ (%) | $V_u/V_c(est)$ (%) | ρ_{sw} (%) |
|-------|---------|-------------------|-------------------|-------------|----------------------|----------------------|---------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------|-----------------------|--------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
| 1 | V50-1 | 51,08 | - | 59,92 | 62,40 | - | - | 59,42 | 65,08 | 1,10 | 1,00 | - |
| 1 | V50-2 | 51,08 | - | 83,50 | 84,80 | 3,76 | 81,04 | 59,42 | 65,08 | 1,10 | 1,05 | 0,14 |
| 2 | V60-1 | 66,82 | 5,31 | 108,10 | 94,20 | - | - | 64,99 | 71,17 | 1,10 | 1,00 | - |
| 2 | V60-2 | 66,82 | 4,56 | 121,90 | 129,10 | 6,72 | 122,38 | 64,99 | 71,17 | 1,10 | 1,05 | 0,15 |
| 3 | V70-1 | 69,94 | 7,36 | 57,70 | 60,00 | - | - | 65,98 | 72,30 | 1,10 | 1,00 | - |
| 3 | V70-1.1 | 73,09 | 5,16 | 64,60 | 71,90 | - | - | 66,96 | 73,3 | 1,09 | 1,00 | - |
| 4 | V80-1 | 85,35 | 5,98 | 74,40 | 78,40 | - | - | 70,50 | 77,22 | 1,10 | 1,00 | - |
| 4 | V80-2 | 85,35 | 6,61 | 120,70 | 131,40 | 8,85 | 122,55 | 70,50 | 77,22 | 1,10 | 1,07 | 0,19 |
| 5 | V90-1 | 92,76 | 7,31 | 69,4 | 59,60 | - | - | 68,67 | 75,21 | 1,10 | 1,00 | - |
| 5 | V90-2 | 92,76 | 4,67 | 143,40 | 140,10 | 46,01 | 94,09 | 72,49 | 79,39 | 1,10 | 1,49 | 0,22 |

Onde:

f_{cm} = tensão de ruptura média à compressão do concreto em MPa;

f_{ct} = tensão de ruptura média à tração do concreto em MPa;

P = carga de ruptura em kN;

$V_{u(est)}$ = cortante de ruptura estimado incluindo a contribuição do concreto e da armadura transversal em kN;

$V_{s(est)}$ = cortante de ruptura estimado da armadura transversal a partir das deformações medidas dos estribos em kN;

$V_{c(est)}$ = cortante de ruptura estimado do concreto das vigas sem armadura transversal em kN;

$V_C(t)$ = cortante de fissuração teórico do concreto, estimado pela equação de Zsutty, em kN;

$V_u(t)$ = cortante de ruptura teórico total, estimado pela equação de Zsutty, em kN;

ρ_{sw} = taxa de armadura transversal.

Para vigas sem armadura transversal o cortante de fissuração é considerado como o cortante último ou de ruptura por serem muito próximos, sendo o primeiro muito difícil de ser observado, pelo fato de ser determinado por meio visual e depender do julgamento de um observador (Ahamad et al, 1986).

Os dados referentes às 5ª e 6ª colunas foram adquiridos através do ensaio de flexão executados com os modelos.

Os valores da 7ª coluna, foram encontrados através da seguinte equação:

$V_s = 2\sigma_{st} A_{sw} = 2(E \cdot \sum \varepsilon_{st}) A_{sw}$, onde V_s e σ_{st} são o cortante e a tensão de tração

resistidos pelos estribos que atravessaram a fissura diagonal responsável pela ruína da viga respectivamente; $2 \cdot A_{sw}$ é a área resistente total ao cortante, ou seja, as áreas das seções transversais dos dois ramos de cada um dos estribos que cruzam a fissura diagonal; E é o módulo de elasticidade do aço CA60, encontrado através dos dados obtidos no ensaio de tração deste aço; $\sum \varepsilon_{st}$ somatório das deformações específicas dos estribos que cruzaram a referida fissura diagonal. As deformações dos estribos foram obtidas através dos extensômetros elétricos afixados em cada um destes elementos da armadura transversal. Os estribos da viga V90-2 tiveram uma deformação relativa consideravelmente maior que o das outras vigas.

Os valores referentes à coluna 8 correspondem à subtração entre as colunas 6 e 7. Os das colunas 9 e 10 foram obtidos através das fórmulas 2.12 e 2.14 respectivamente. Os dados da coluna 11 representam o quociente entre as colunas 9 e 10 e os da coluna 12, a relação entre a 6 e a 8. Estes quocientes dão uma idéia da ductilidade de cada viga.

4.1 Comportamento dos modelos ensaiados

Conforme previsto pela literatura, item 2.2.2, vigas com a/d variando de 2,5 a aproximadamente 6, onde enquadram-se as vigas deste trabalho, sempre rompem por cisalhamento. Assim, as fissuras inclinadas de cortante formaram-se nas proximidades dos apoios e evoluíram para cima, diminuindo a zona de compressão criada pela flexão para finalmente levarem os modelos ao colapso. As figuras 4.3 e 4.4 mostram os típicos padrões de fissuração e suas progressões com as cargas aplicadas verificados para vigas sem e com armadura transversal respectivamente. Observou-se também que não houve escoamento da armadura longitudinal de tração para qualquer das vigas ensaiadas.

Semelhantemente ao citado na referência bibliográfica, o modo de ruptura das vigas sem estribos diferiu consideravelmente do das vigas com armadura transversal no que diz respeito à quantidade e abertura de fissuras. As vigas sem armadura transversal romperam de forma súbita e aparentemente desenvolveram uma a duas fissuras de cisalhamento próximas ao ponto de aplicação de uma mesma carga. Observou-se que, quanto mais alta a resistência à compressão do

concreto da viga mais brusco e explosivo era o seu colapso. A superfície de fissura era lisa e invariavelmente atravessava os agregados, não se posicionando em torno deles, como no caso do concreto convencional, conforme mostram as fotos 4.1(a) e 4.1(b). Isso ocorre em consequência da rigidez da pasta ser próxima da do agregado graúdo. Conforme citado no item 2.3.3, trabalhos realizados por diversos pesquisadores **mostram** que apesar de V_c ser considerado o mesmo para vigas sem ou com armadura transversal pela maioria das normas técnicas de projeto, a presença dessa armadura melhora o desempenho de todos os demais mecanismos de resistência ao cisalhamento. O ganho de capacidade resistente ocorre através do aumento indireto das parcelas que compõem o V_c para os elementos com estribos. Neste trabalho, também foi verificada a contribuição indireta dos estribos ao constatar-se o aumento de V_c para as vigas com armadura transversal, cujos valores encontram-se na tabela 4.1.

Por outro lado, as vigas V50-2, V60-2, V80-2 e V90-2, que continham estribos, apresentaram uma resposta mais dúctil ao carregamento, ou seja, tiveram um cortante de ruptura V_u razoavelmente acima do cortante de ruptura das vigas sem qualquer armadura transversal V_c . Isto significa dizer que não romperam imediatamente após a formação da primeira fissura diagonal, conforme pode ser verificado pela tabela 4.1. Após o aparecimento dessa fissura, os estribos começaram a ser solicitados, as tensões foram redistribuídas e assim outras fissuras de cisalhamento desenvolveram-se, o que pode ser verificado pelas fotos 4.2 (a) e (b), 4.3 e 4.4. Na ruptura, a zona comprimida de algumas das vigas foi esmagada devido à combinação de esforços de compressão e de

cisalhamento. Nas fotos 4.2 (a) e (b) e 4.7 pode ser visto o fendilhamento do concreto próximo às extremidades da fissura antes do colapso. Este comportamento foi mais facilmente observado em vigas com maior resistência a compressão.

No item 4.2 será descrito o comportamento de cada modelo individualmente.

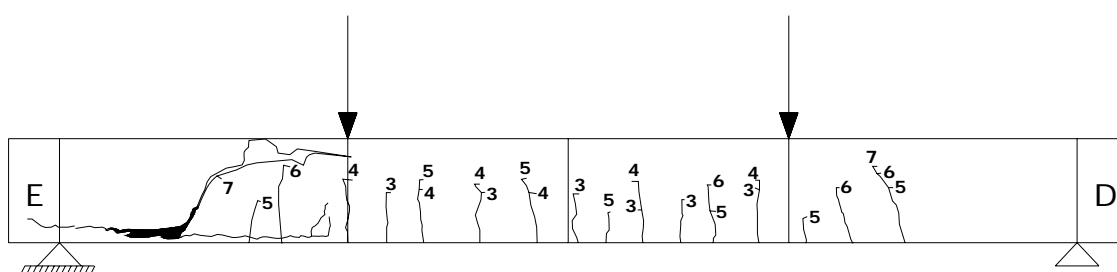


Figura 4.3 - Padrão de fissuração para viga sem armadura transversal

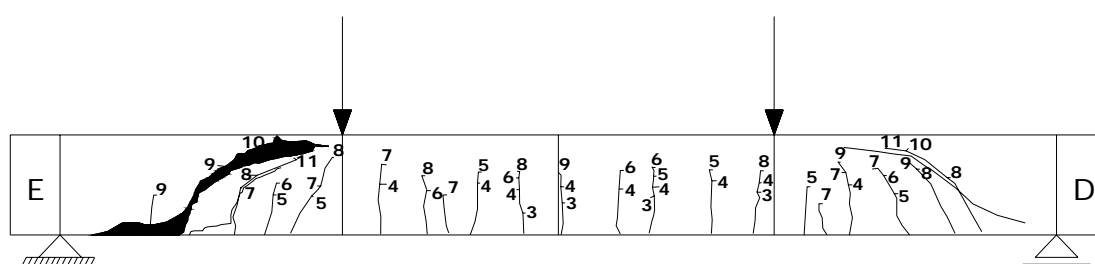
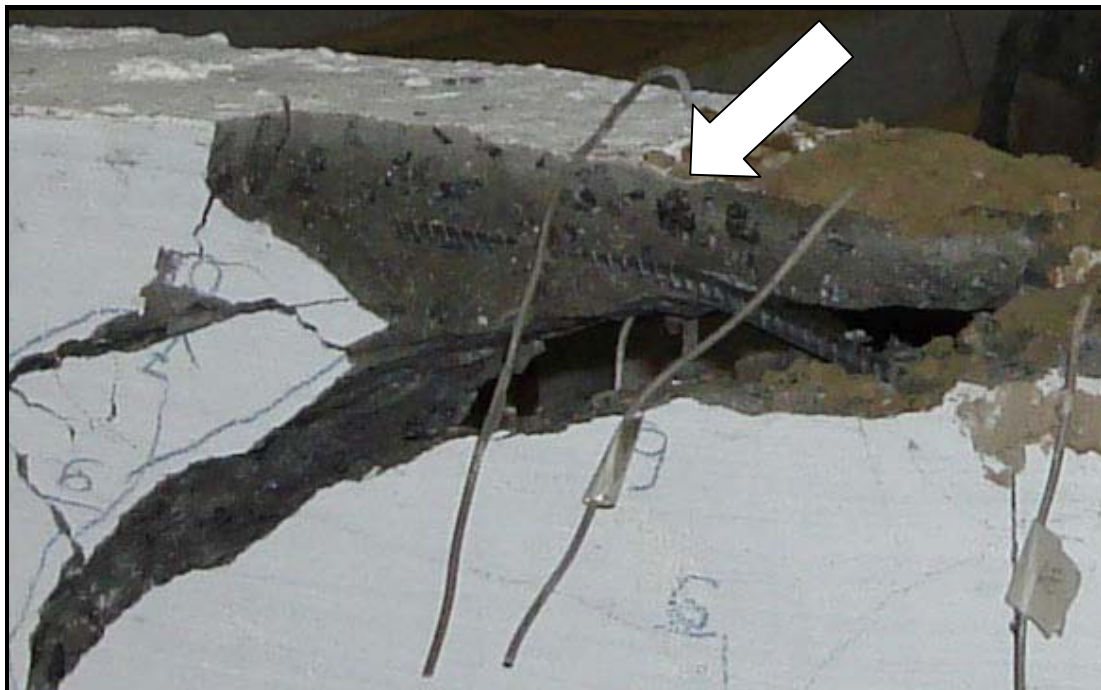


Figura 4.4 - Padrão de fissuração para viga com armadura transversal



(a) – corpo de prova



(b)- viga

Foto 4.1 - Superfície lisa de fissura para vigas executadas com CAD



(a) - V80-2



(b) – V90-2

Foto 4.2 - Feixe de fissuras de cisalhamento



(a) - Fissura única de cisalhamento – V70-1.1



(b) Fissura dupla de cisalhamento – V60-2

Foto 4.3 - Fissuras de cisalhamento

Os padrões de fissuração ocorridos nas vigas ensaiadas são mostrados nas figuras 4.5 a 4.14 e nas fotos 4.2 a 4.14 . Os números localizados próximos às fissuras representam as cargas em toneladas que provocaram o seu aparecimento e posterior desenvolvimento. As letras *E* e *D* mostradas na foto 4.4 e situadas nas extremidades dos modelos significam lado direito e lado esquerdo em relação a um observador de frente para a face da viga voltada para o sistema de coleta de dados.

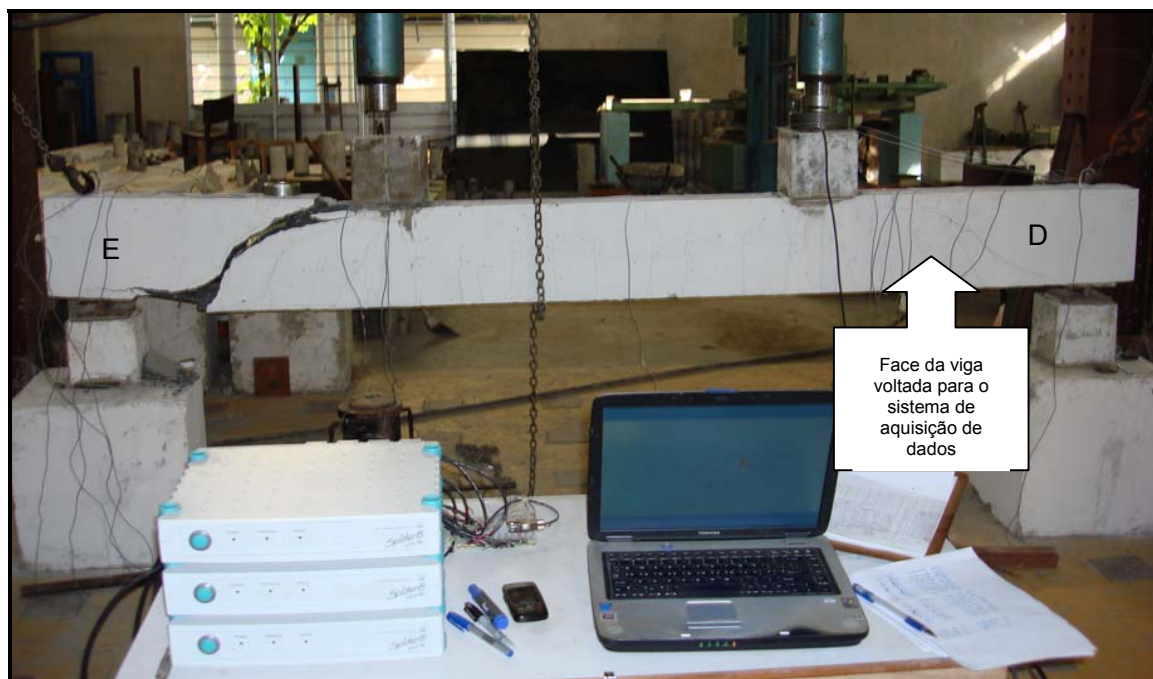


Foto 4.4 - Definição dos lados D e E de uma viga

4.2 Comportamento individual dos modelos ensaiados

4.2.1 Modelos sem armadura transversal

4.2.1.1 Viga V50-1

O padrão de fissuração da viga V50-1 encontra-se apresentado na figura 4.5 e foto 4.5. Essa viga apresentou um esforço cortante ruptura de 62,4 kN. As primeiras fissuras de flexão tornaram-se visíveis para um cortante de aproximadamente 30 kN, enquanto que a única fissura de cisalhamento observada apareceu do lado esquerdo da viga, conforme indicado na foto 4.5, para um cortante de 40 kN. Essa fissura estendeu-se ao longo da armadura longitudinal e em direção à zona de compressão, atingiu-a, esmagando-a, o que levou à ruptura do modelo.



Foto 4.5 - Viga V50- 1 fissurada

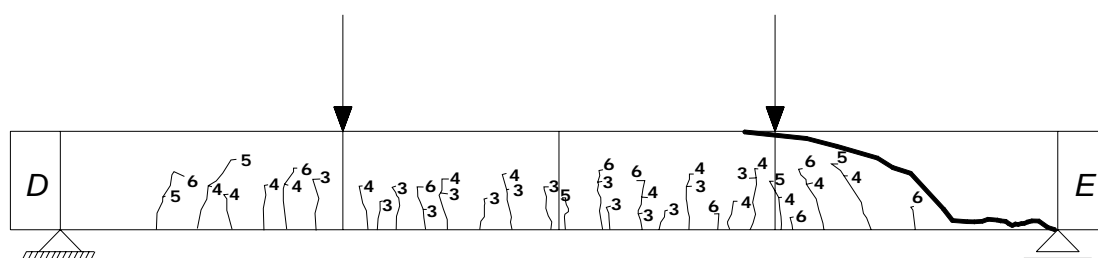


Figura 4.5 - Padrão de fissuração para a viga V50-1 sem armadura transversal

4.2.1.2 Viga V60-1

A figura 4.6 e a foto 4.6 mostram o padrão de fissuração da viga V60-1, que apresentou um cortante último de 94,2 kN. Suas primeiras fissuras de flexão tornaram-se perceptíveis para um cortante de aproximadamente 40 kN e a sua primeira fissura de cisalhamento originou-se de uma fissura de flexão que se tornou aparente também a 40 kN, inclinando-se sob um esforço cortante nas proximidades de 60 kN. Em torno de 70 kN apareceram duas outras fissuras diagonais nas imediações de cada uma das cargas solicitantes. Uma delas era aproximadamente paralela à primeira fissura diagonal formada no lado **direito** da viga e ambas estenderam-se ao longo da armadura longitudinal indicando o enfraquecimento do efeito de pino naquele setor. Finalmente, a zona de compressão foi esmagada e as fissuras do lado direito alargaram-se até a ruptura do modelo. Essa viga não desenvolveu o padrão de fissuração esperado, fissurou fortemente em ambos os lados e apresentou duas fissuras diagonais no lado do rompimento.



Foto 4.6 – Viga V60-1 fissurada

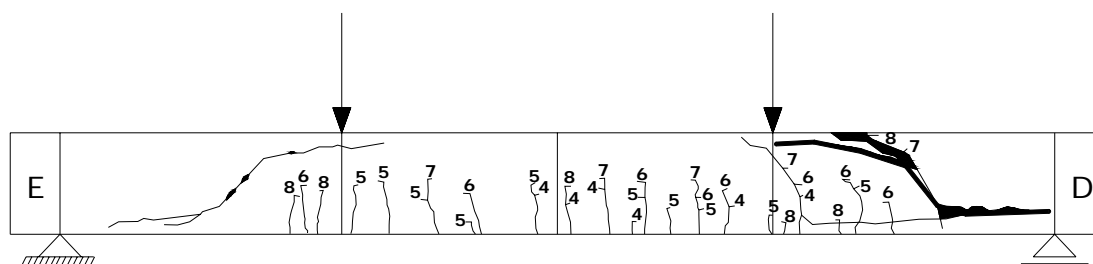


Figura 4.6 - Padrão de fissuração para a viga V60-1 sem armadura transversal

4.2.1.3 Viga V70-1

O panorama de fissuração da viga V70-1 é mostrado na figura 4.7 e foto 4.7. As considerações feitas para as vigas sem estribos são válidas para esta viga, que apresentou um cortante último de 60,00 kN. Suas primeiras fissuras de flexão tornaram-se visíveis para um cortante de aproximadamente 20 kN e a única fissura de cisalhamento foi observada no lado **esquerdo** da viga para um cortante com ordem de grandeza na faixa de 50 kN. Esta fissura estendeu-se ao longo da armadura longitudinal, penetrou na zona de compressão, que próximo ao colapso, foi esmagada até a ruptura completa do modelo.



Foto 4.7 – Viga V70- 1 fissurada

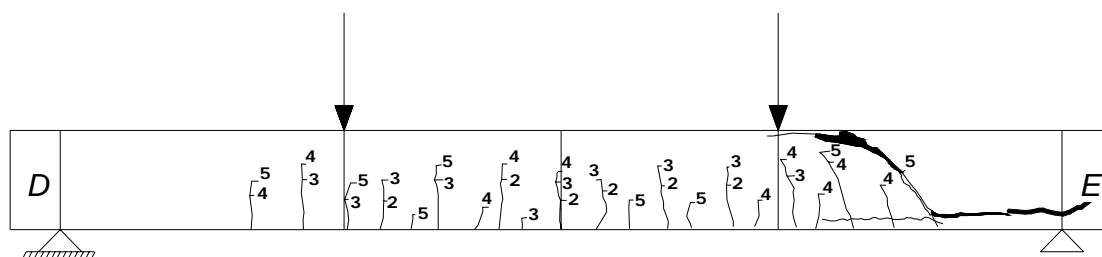


Figura 4.7 - Padrão de fissuração para a viga V70-1 sem armadura transversal

4.2.1.4 Viga V70-1.1

O comportamento desta viga foi semelhante ao observado nas vigas V50-1 e V70-1. O esquema das fissuras está indicado na figura 4.8 e na foto 4.8. A viga V70-1.1 apresentou um cortante último de 71,9 kN. Suas primeiras fissuras de flexão tornaram-se perceptíveis para um cortante de aproximadamente 30 kN e a única fissura de cisalhamento foi detectada no lado esquerdo da viga para um cortante de 70 kN que se estendeu ao longo da armadura longitudinal. Como resultado da penetração da fissura na zona de compressão, esta teve a sua altura reduzida e foi esmagada até a ruptura integral do modelo.



Foto 4.8 – Viga V70-1.1 fissurada

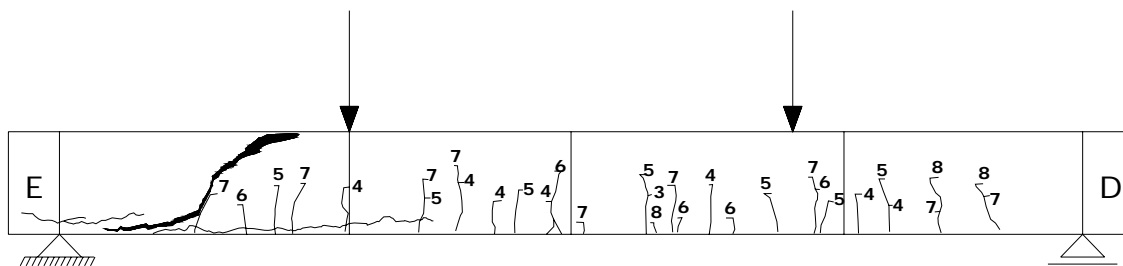


Figura 4.8 - Padrão de fissuração para a viga V70-1.1 sem armadura transversal

4.2.1.5 Viga V80-1

O comportamento da viga V80-1 foi, de certa forma, semelhante ao observado para a viga V60-1. O registro das fissuras está indicado na figura 4.9 e na foto 4.9. A viga V80-1 alcançou um cortante último (de ruptura) de 78,4 kN. Suas primeiras fissuras de flexão tornaram-se visíveis para um cortante próximo a 30 kN e a primeira fissura de cisalhamento, no lado direito da viga, tornou-se perceptível para um cortante de 50 kN. Em torno de 70 kN, apareceu outra fissura diagonal no lado esquerdo da viga e, próximo à ruptura, surgiu uma terceira fissura de cisalhamento, aproximadamente paralela à segunda. Estas duas últimas fissuras de cisalhamento estenderam-se ao longo da armadura longitudinal de tração e interceptaram-se na alma da viga, penetrando na zona de compressão o que levou à ruptura do modelo por esmagamento.

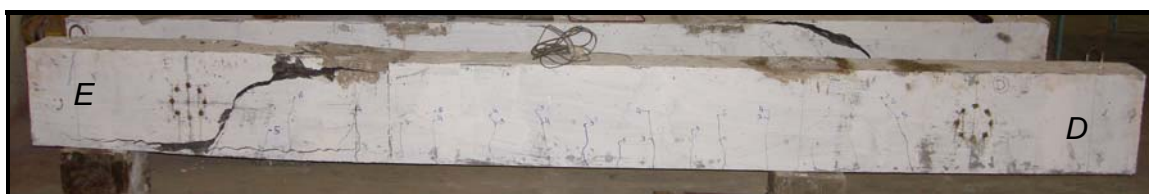


Foto 4.9 – Viga V80-1 fissurada

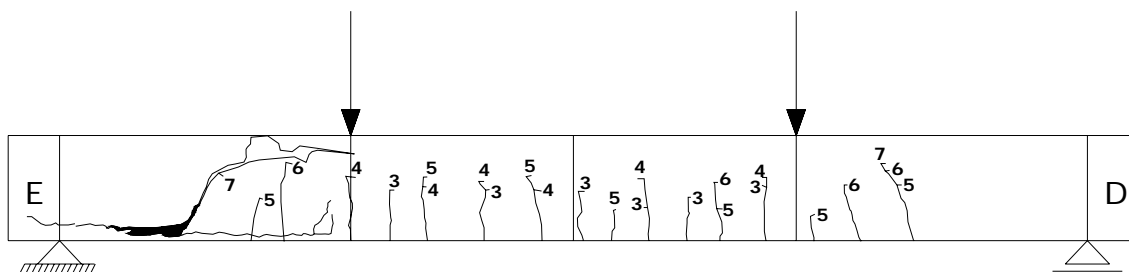


Figura 4.9 - Padrão de fissuração para a viga V80-1 sem armadura transversal

4.2.1.6 Viga V90-1

A viga V90-1 manteve o mesmo padrão de comportamento na ruptura exibido pelas vigas V60-1 e V80-1 com a diferença de ter tido apenas duas fissuras de cisalhamento do lado esquerdo do modelo. O padrão de fissuras para esta viga encontra-se indicado na figura 4.10 e foto 4.10. A viga V90-1 atingiu um cortante último de 59,6 kN. As primeiras fissuras de flexão tornaram-se visíveis para um cortante próximo a 20 kN e a primeira fissura de cisalhamento, no lado direito da viga, tornou-se perceptível para um cortante de 60 kN. Em torno de 70 kN, apareceu outra fissura diagonal no lado direito da viga aproximadamente paralela à primeira. Ambas estenderam-se ao longo da armadura longitudinal e atingiram a zona de compressão do concreto que foi esmagada. Estas duas fissuras de cisalhamento alargaram-se até a ruptura do modelo.



Foto 4.10 – Viga V90- 1 fissurada

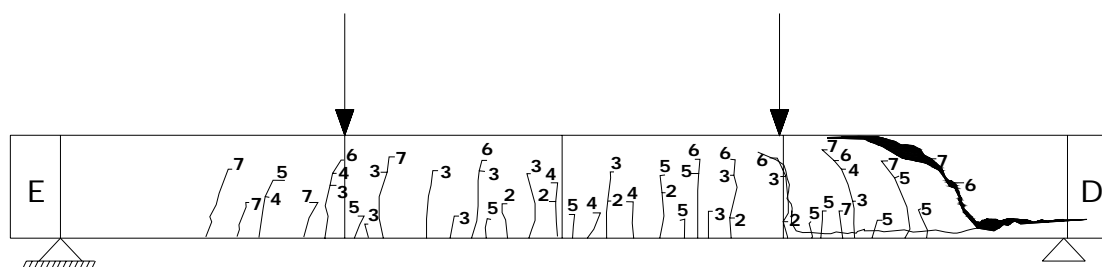


Figura 4.10 - Padrão de fissuração para a viga V90-1 sem armadura transversal

4.2.2 Modelos com armadura transversal

4.2.2.1 Viga V50-2

O quadro de fissuração da viga V50-2 é apresentado na foto 4.11 e figura 4.11. As considerações feitas para vigas com estribos verificaram-se para este modelo. A V50-2, com taxa de armadura transversal de 0,14%, alcançou um cortante último de 84,80 kN. Suas primeiras fissuras de flexão tornaram-se visíveis para um cortante de aproximadamente 40 kN e a primeira fissura de cisalhamento foi observada no lado direito da viga para um cortante com ordem de grandeza na

faixa de 50 kN. O rompimento deu-se do lado esquerdo pelo alargamento de uma fissura diagonal que iniciou com um cortante em torno de 70 kN e estendeu-se ao longo da armadura longitudinal.

Ao final do processo de ruptura, a V50-2 apresentou duas fissuras de cisalhamento que foram identificadas no lado rompido da viga. Isto indica uma redistribuição de tensões efetuada pela armadura transversal, descrita no item 2.2.

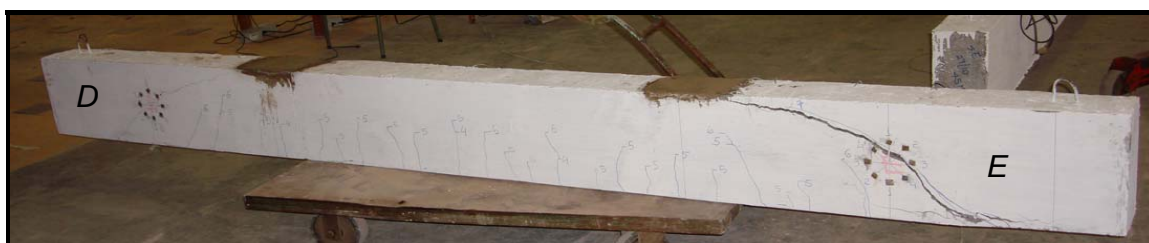


Foto 4.11 - Viga V50- 2 fissurada

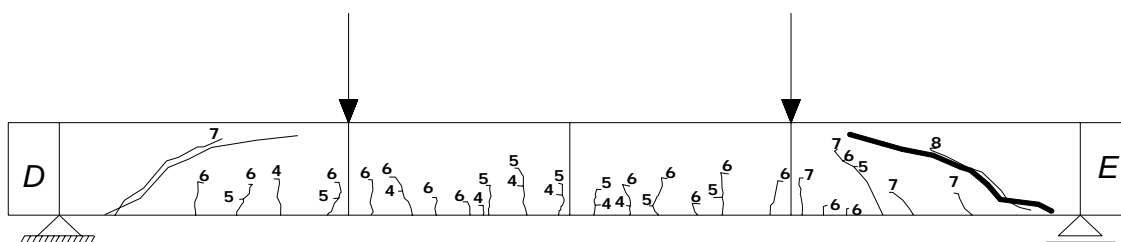


Figura 4.11 - Padrão de fissuração para a viga V50-2 com armadura transversal

4.2.2.2 Viga V60-2

O padrão de fissuração da viga V60-2 pode ser observado através da figura 4.12 e foto 4.12. As considerações feitas para vigas com estribos verificaram-se também para esta viga. A V60-2, com taxa de armadura transversal de 0,15%, atingiu um cortante último de 129,1 kN. Suas primeiras fissuras de flexão tornaram-se visíveis para um cortante de aproximadamente 20 kN e a primeira fissura de cisalhamento foi observada no lado esquerdo da viga quando a seção estava submetida a um cortante na faixa de 50 kN. O rompimento deu-se também no lado **esquerdo**, após a formação de outra fissura aproximadamente paralela à primeira, iniciada sob um cortante de 70 kN. Ambas alargaram-se, interceptaram-se na zona de compressão do concreto e estenderam-se ao longo da armadura longitudinal de tração, provocando a ruína do efeito de pino como parcela resistente à abertura de fissuras.



Foto 4.12 – Viga V60- 2 fissurada

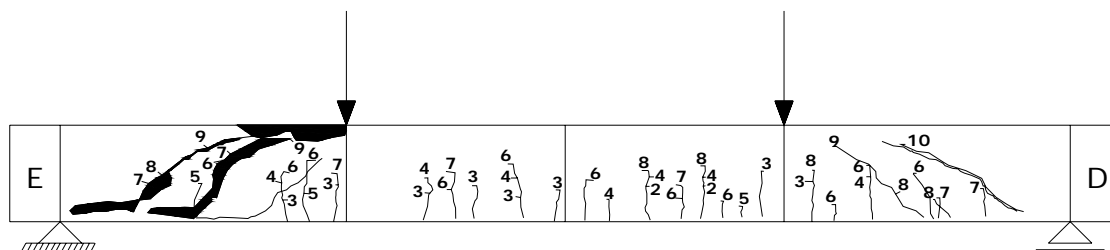


Figura 4.12 - Padrão de fissuração para a viga V60-2 com armadura transversal

4.2.2.3 Viga V80-2

A figura 4.13 e a foto 4.13 mostram o padrão de fissuração da viga V80-2. As observações feitas para vigas com estribos também se aplicam a esta viga. A V80-2, com taxa de armadura transversal de 0,19%, atingiu um cortante último de 131,4 kN. Suas primeiras fissuras de flexão tornaram-se visíveis para um cortante de aproximadamente 20 kN e a primeira fissura de cisalhamento foi observada no lado esquerdo da viga quando a seção estava submetida a um cortante na faixa de 50 kN. O rompimento deu-se do lado esquerdo provocado pela expansão de outra fissura aproximadamente paralela à primeira, iniciada sob um cortante de 90 kN. Esta última fissura atingiu a zona de compressão do concreto e estendeu-se ao longo da armadura longitudinal de tração. Mais uma vez ficou demonstrada a contribuição do efeito de pino no sentido de restringir a abertura de fissuras.



Foto 4.13 – Viga V80- 2 fissurada

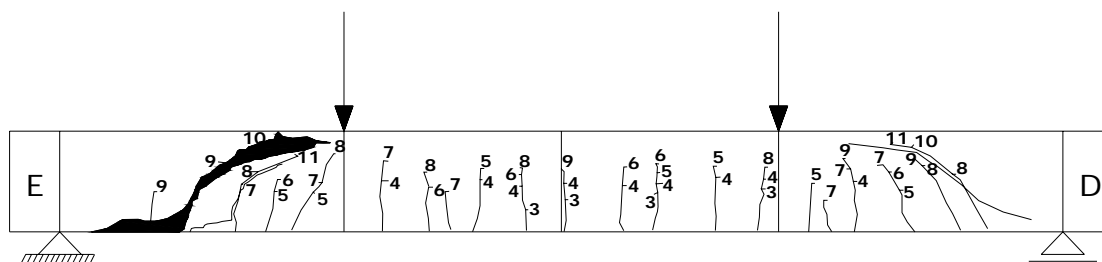


Figura 4.13 - Padrão de fissuração para a viga V80-2 com armadura transversal

4.2.2.4 Viga V90-2

O padrão de fissuração da viga V90-2 acha-se indicado na figura 4.14 e foto 4.14. As abordagens relativas a vigas com estribos também se aplicam a esta viga. A V90-2, com taxa de armadura transversal de 0,22%, atingiu um cortante último de 140,1 kN. Suas primeiras fissuras de flexão tornaram-se visíveis para um cortante de aproximadamente 20 kN e a primeira fissura de cisalhamento foi observada no lado esquerdo da viga quando a seção estava submetida a um cortante na faixa de 30 kN. O rompimento deu-se do lado direito da viga provocado pela expansão de outra fissura aproximadamente paralela à primeira, iniciada sob um cortante de 60 kN. Esta última fissura atingiu a zona de compressão do concreto e estendeu-se ao longo da armadura longitudinal de tração, quando ocorreu a falência do efeito de pino, mecanismo limitador da abertura de fissuras. Uma fissura do feixe de cisalhamento, originado pela redistribuição de tensões, cruzou a roseta.



Foto 4.14 – Viga V90- 2 fissurada

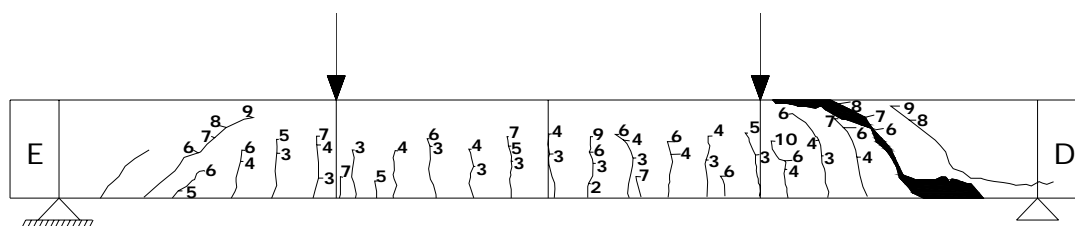


Figura 4.14 - Padrão de fissuração para a viga V90-2 com armadura transversal

4.3 Influência da resistência à compressão do concreto no comportamento dos modelos ensaiados

Neste item será avaliada a resistência à compressão do concreto em vários parâmetros tais como: cortante de ruptura, abertura de fissuras, deformação específica da armadura longitudinal e transversal e ductilidade.

4.3.1 Influência da resistência à compressão do concreto na resistência ao cisalhamento das vigas.

Neste sub-item o estudo da resistência à compressão do concreto para os vários parâmetros escolhidos será feito separadamente para vigas com e sem armadura transversal

4.3.1.1 Vigas sem armadura transversal

Para as vigas desta classe, o único parâmetro que variou foi a resistência à compressão média aos 28 dias. As características destas vigas como taxas de armadura longitudinal e cortantes de ruptura podem ser consultadas nas tabelas 3.1 e 4.1. As variações dos cortantes de ruptura em função da resistência à compressão média do concreto encontram-se na tabela 4.3 e no gráfico da figura 4.15.

Tabela 4.2 – Esforços cortantes de fissuração e ruptura experimental e teórico dos modelos

| Vigas | f_{cm} (MPa) | $V_u^{(exp)}$ (kN) | $V_u^{(t)}$ Z_{sutty} (kN) | $V_c^{(t)}$ Z_{sutty} (kN) | $V_c^{(t)}$ CEB(93) (kN) | $V_c^{(t)}$ ACI(2005) (kN) | $V_c^{(t)}$ NBR6118/03 (kN) |
|---------|-------------------|-----------------------|------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| | Ensaio | Ensaio | Equação 2.14 | Equação 2.12 | Equação 2.13 | Equação 2.11 | Equação 2.9 |
| V50-1 | 51,08 | 62,40 | 65,08 | 59,42 | 52,85 | 49,09 | 70,25 |
| V60-1 | 66,82 | 94,20 | 71,17 | 64,99 | 57,75 | 56,15 | 84,03 |
| V70-1 | 69,94 | 60,00 | 72,26 | 65,98 | 58,64 | 57,44 | 86,63 |
| V70-1.1 | 73,09 | 71,90 | 73,33 | 66,96 | 59,50 | 58,72 | 89,21 |
| V80-1 | 85,35 | 78,40 | 77,22 | 70,50 | 62,66 | 63,45 | 98,92 |
| V90-1 | 92,76 | 59,60 | 75,21 | 68,67 | 61,83 | 66,15 | 104,57 |

Tabela 4.3 – Percentuais da capacidade resistente ao cortante

| Vigas | $\frac{V_u^{(t)}}{V_u^{(exp)}}$ (Z_{sutty}) | $\frac{V_c^{(t)}}{V_u^{(exp)}}$ (Z_{sutty}) | $\frac{V_c^{(t)}}{V_u^{(exp)}}$ (CEB/93) | $\frac{V_c^{(t)}}{V_u^{(exp)}}$ (ACI/05) | $\frac{V_c^{(t)}}{V_u^{(exp)}}$ (NBR6118/03) |
|---------|--|--|---|---|---|
| V50-1 | 1.04 | 0.95 | 0.85 | 0.79 | 1.13 |
| V60-1 | 0.75 | 0.69 | 0.61 | 0.59 | 0.89 |
| V70-1 | 1.20 | 1.10 | 0.98 | 0.96 | 1.44 |
| V70-1.1 | 1.02 | 0.93 | 0.83 | 0.82 | 1.24 |
| V80-1 | 0.98 | 0.90 | 0.80 | 0.81 | 1.26 |
| V90-1 | 1.26 | 1.15 | 1.02 | 1.11 | 1.75 |

Onde:

f_{cm} = tensão de ruptura média a compressão do concreto em MPa;

$V_{u(\text{exp})}$ = cortante de ruptura experimental total em kN;

$V_{u(t)}$ = cortante de ruptura teórico total, estimado pela equação de Zsutty, em kN;

$V_c(t)$ = cortante de fissuração teórico do concreto, estimados pelas equações de Zsutty, CEB e ACI, em kN.

Conforme prevêem as equações 2.9 a 2.14, houve um pequeno aumento no cortante de ruptura à medida que a resistência do concreto aumentou. A viga V90-1 apresentou V_u teórico abaixo do da viga V80-1, pois esta viga tinha a relação $a/d=3,7$, superior à das demais que era igual a 3,1. Verifica-se pelo gráfico da figura 4.15 que as vigas V50-1, V70-1.1 e V80-1 atingiram uma resistência ao cisalhamento em torno do previsto pela equação de Zsutty, contudo as vigas V70-1 e V90-1 tiveram um desempenho de 20% e 26% respectivamente, abaixo do estimado através da equação 2.14. A viga V60-1 alcançou resultados 32% acima do previsto. Isto sugere que os concretos utilizados, com baixos teores água/aglomerante possivelmente não foram convenientemente adensados, e, por conseguinte, não alcançando a homogeneidade desejada. Contudo, o mesmo comportamento disperso pode ser visto em testes descritos na literatura atual. Em geral, para vigas moldadas usando concretos com resistência a compressão maior do que 60 MPa, o cortante de ruptura aumenta, mas a dispersão dos dados é significativa. Sabe-se que, alguns parâmetros como o intertravamento dos agregados diminui com o aumento da resistência à

compressão dos concretos (Johnson e Ramirez, 1989) e que este fator não é considerado na expressão de Z_{sutty} ou em qualquer das equações dos principais códigos de projeto analisados no decorrer desta pesquisa, embora esteja estreitamente relacionado à resistência de ruptura por cisalhamento do concreto. Se forem comparados os valores de $V_u(\text{exp})$ com os de $V_u(t)$ e $V_c(t)$ apresentados na tabela 4.2, observa-se os valores encontrados através da equação 2.14 foram os que mais se aproximaram dos resultados experimentais obtidos neste trabalho. Verificou-se contudo, que pelos procedimentos do CEB-93 e ACI-05 os resultados que mais se aproximaram das suas previsões foram exatamente os fornecidos pelas vigas V90-1 e V70-1. As demais vigas ensaiadas produziram resultados bem acima das estimativas.

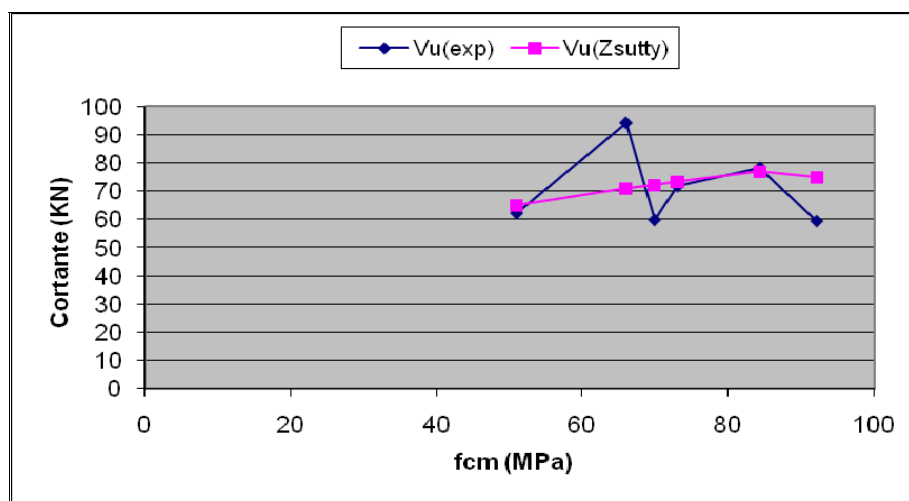


Figura 4.15 – Variação do esforço cortante de ruptura com resistência média à compressão do concreto

Pela figura 4.16 observa-se que a capacidade resistente do concreto ao cortante, obtida experimentalmente, $V_c(\text{exp})$ tomada como igual a $V_u(\text{exp})$ pela

maioria dos regulamentos, para vigas sem armadura transversal, encontra-se no intervalo de valores de V_c estimados pelos códigos estruturais e pelas equações de Zsutty. A viga V60-1 foi a única que atingiu uma resistência ao cortante acima do previsto. Verifica-se também, com base nos resultados deste trabalho, que a norma brasileira superestima a capacidade resistente do concreto, inclusive para vigas com f_{cm} aproximadamente igual a 50 MPa, seu limite de abrangência de normalização.

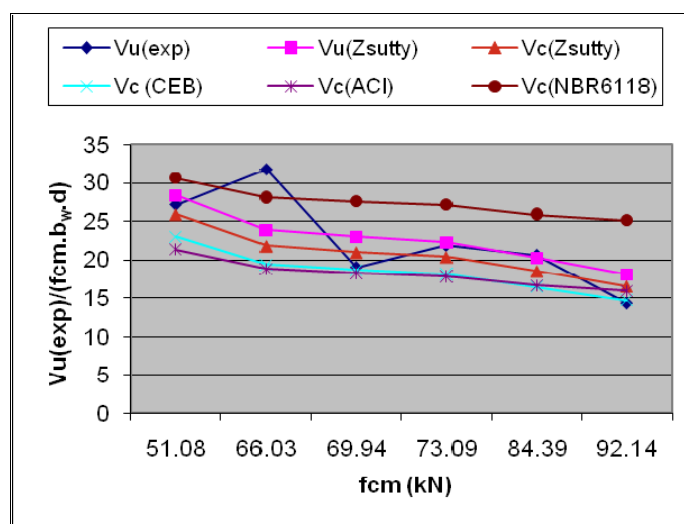


Figura 4.16 – Variação de $V_u / (f_{cm} b_w d)$ com resistência média à compressão do concreto

4.3.1.2 Vigas com armadura transversal

As vigas V50-2, V60-2, V80-2 e V90-2 continham armadura de cisalhamento próxima da mínima especificada pela NBR 6118-03, como pode ser verificado pelas tabelas 4.1 e 4.4, portanto além da resistência à compressão do concreto, cada uma das vigas teve uma taxa de armadura transversal

diferenciada, considerando-se que segundo a Norma Brasileira esta armadura é função indireta do f_{cm} . Observando-se os valores das ρ_{sw} , verifica-se que, o par de vigas V50-2 e V60-2, bem como o V80-2 e V90-2 possuíam taxas de armaduras transversais próximas entre si, possibilitando, portanto a comparação entre vigas com características semelhantes. Dessa comparação, fica constatada a tendência de que, quanto maior a resistência à compressão média do concreto, mais alto o cortante de ruptura para o mesmo. Vê-se, contudo que tal tendência não é linear. Ao aumentar-se o f_{cm} de uma amostra em 30,81% e ρ_{sw} em 7,14% teve-se um ganho de V_u na faixa de 52,24%. Consultar a tabela 4.5 e os gráficos das figuras 4.17 (a) e (b).

Tabela 4.4 – Taxas de armaduras transversais

| Vigas | $\rho_{sw,min}$ (%) NBR 6118-03 | $\rho_{sw,real}$ (%) |
|-------|------------------------------------|----------------------|
| V50-2 | 0.14 | 0.14 |
| V60-2 | 0.17 | 0.15 |
| V80-2 | 0.2 | 0.19 |
| V90-2 | 0.21 | 0.22 |

Onde:

ρ_{sw} = taxa de armadura transversal.

De modo geral, verificou-se que há tendência de aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento da resistência à compressão do concreto para vigas com e sem armadura transversal.

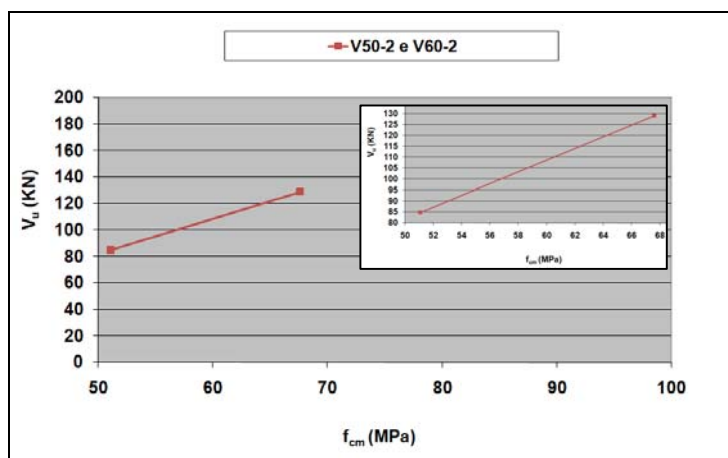
Tabela 4.5 – Ganho de V_u em função de f_{cm}

| Vigas | f_{cm} (MPa) | $V_u^{(exp)}$ (KN) | ρ_{sw} (%) | A | B | C |
|-------|-------------------|-----------------------|--------------------|-------|-------|-------|
| V50-2 | 51,08 | 84,80 | 0,14 | 30,81 | 52,24 | 7,14 |
| V60-2 | 66,82 | 129,10 | 0,15 | 27,73 | 1,78 | 26,67 |
| V80-2 | 85,35 | 131,40 | 0,19 | 8,68 | 6,62 | 15,79 |
| V90-2 | 92,76 | 140,10 | 0,22 | | | |

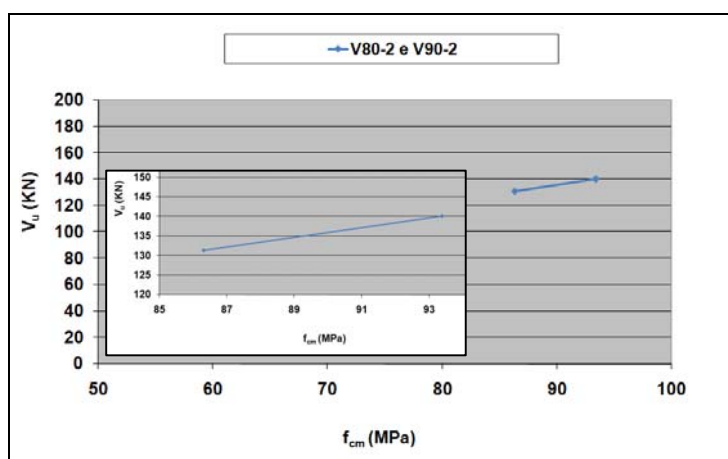
$$A = [(f_{cm_{x+1}} - f_{cm_x}) / f_{cm_x}] 100$$

$$B = [(V_{u_{x+1}} - V_{u_x}) / V_{u_x}] 100$$

$$C = [(\rho_{sw_{x+1}} - \rho_{sw_x}) / \rho_{sw_x}] 100$$



(a)



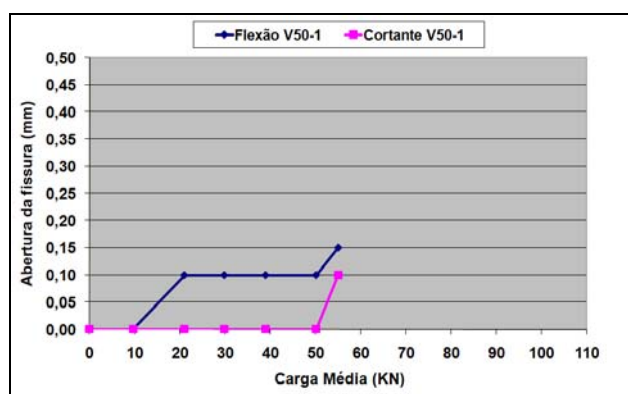
(b)

Figura 4.17– Variação da resistência média à compressão do concreto em função esforço cortante de ruptura dos modelos

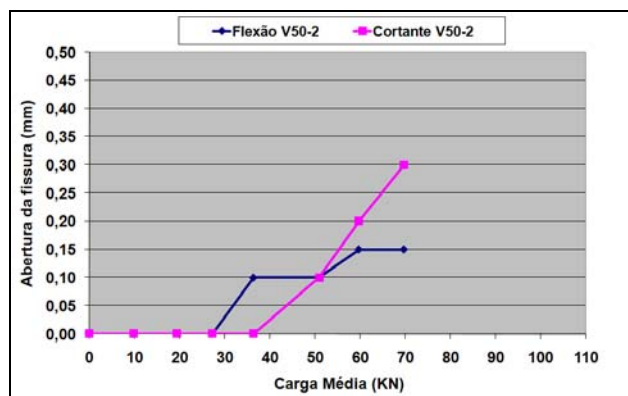
4.3.2 Influência da resistência à compressão do concreto na abertura de fissuras.

Para o monitoramento da abertura de fissuras, acompanhou-se o desenvolvimento das primeiras fissuras de flexão e de cisalhamento ocorridas em cada modelo. A identificação das fissuras foi feita visualmente com o auxílio de uma lupa e a medida das aberturas com a utilização de um fissurômetro. Os resultados obtidos encontram-se nos gráficos abaixo.

Observa-se pela figura 4.18 que para a carga solicitante de 55 kN, por exemplo, a abertura da fissura de cisalhamento foi aproximadamente a mesma para as vigas da série 1.



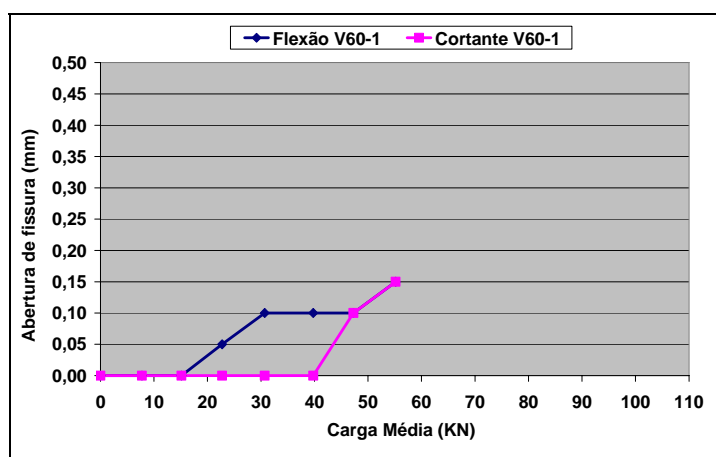
(a) – V50-1



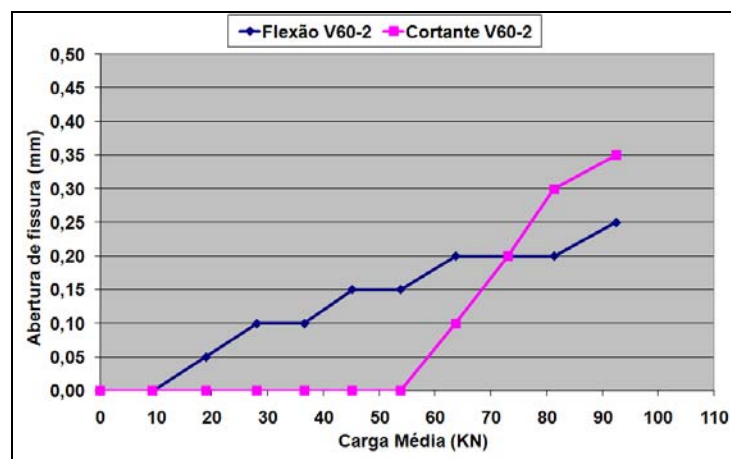
(b) – V50-2

Figura 4.18– Variação da abertura de fissuras em função da carga média aplicada para as vigas V50

Para a série 2, verificou-se pela figura 4.19 que a abertura de fissuras, para uma mesma carga, foi maior para a viga sem armadura transversal que para a que possuía armadura e que a taxa de crescimento das aberturas foi mais acentuada para a viga sem estribos.



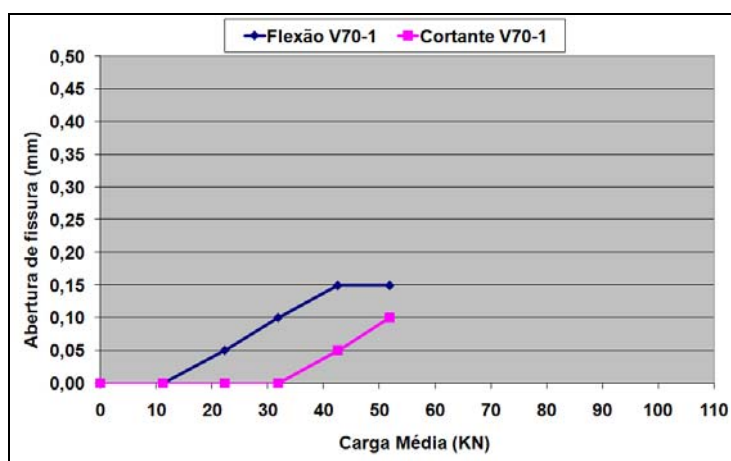
(a) – V60-1



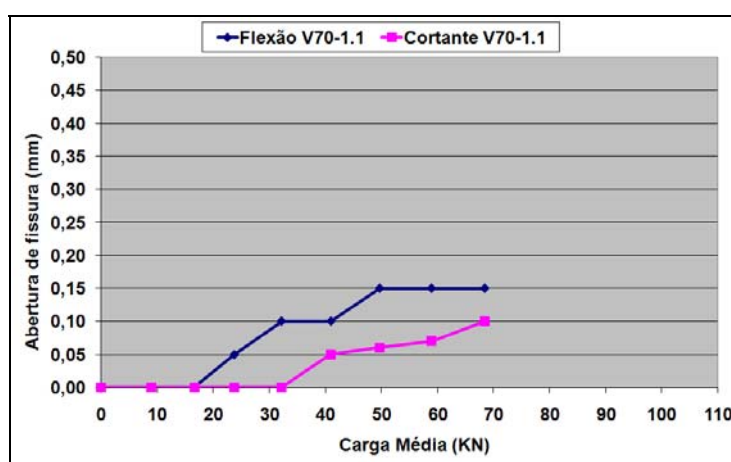
(b) – V60-2

Figura 4.19 – Variação da abertura de fissuras em função da carga média aplicada para as vigas V60

Para a série 3, contendo 2 vigas sem armadura transversal, observa-se pelo gráfico da figura 4.20 que a abertura de fissuras para a carga de 50KN foi semelhante para ambas as vigas e que esta cresceu a uma taxa um pouco menor para a viga V70-1.1. Isto pode ter ocorrido em função das posições diferenciadas das fissuras em cada uma das vigas. Contudo a tendência de fissuração manteve-se a mesma para os dois modelos.



(a) – V70-1



(b) – V70-1.1

Figura 4.20 – Variação da abertura de fissuras em função da carga média aplicada para as vigas V70

Comparando-se as aberturas de fissuras para uma mesma carga aplicada às V80-2 e V90-2 (viga com taxas de armaduras transversais semelhantes) verificou-se que tal abertura aumentou com o aumento da resistência à compressão do concreto. Ver figuras 4.21 e 4.22. Isto pode ser atribuído à redução de atrito entre as faces das fissuras à medida que aumenta a resistência à compressão do concreto. Se forem comparadas a abertura de fissuras para as vigas da série 5, constata-se que para carregamentos semelhantes a viga sem estribos apresentou maior abertura dentre as fissuras monitoradas.

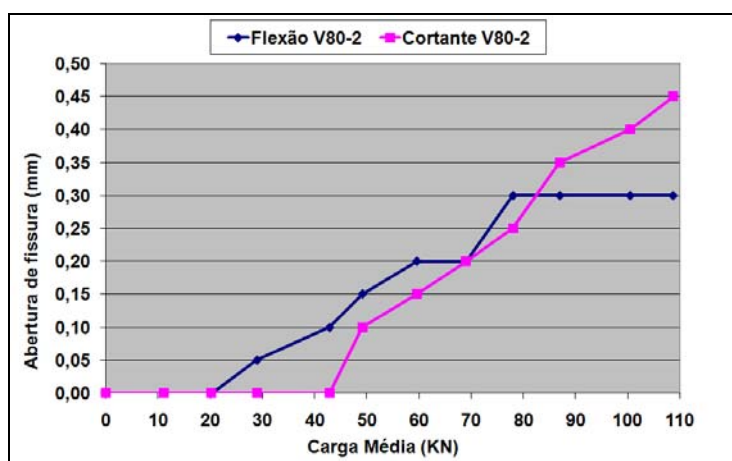
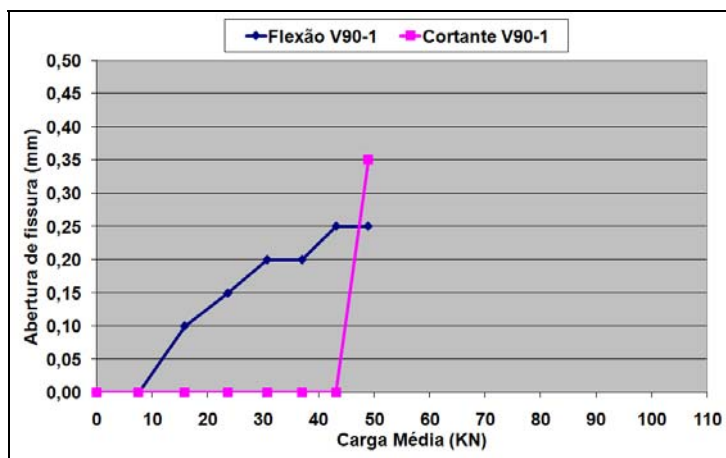
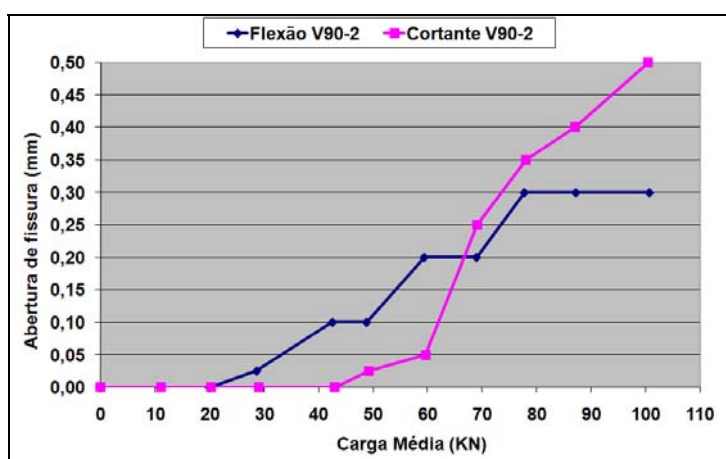


Figura 4.21 – Variação da abertura de fissuras em função da carga média para a viga V80-2



(a) – V90-1



(b) – V90-2

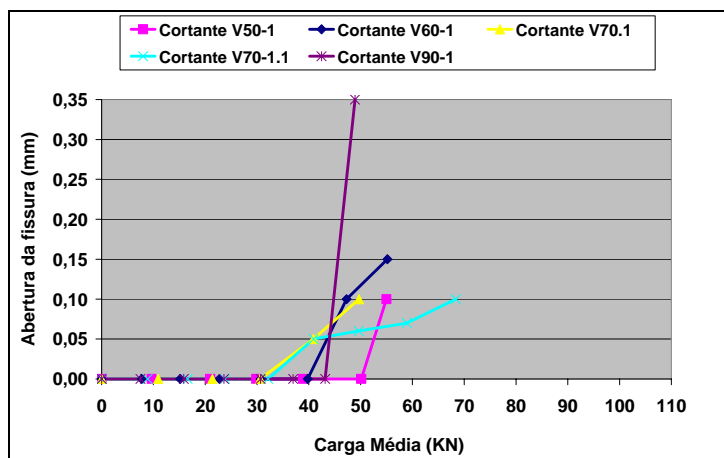
Figura 4.22– Variação da abertura de fissuras em função da carga média para as vigas V90

Pela observação das 3 séries de vigas com e sem armadura transversal, para as quais coletou-se dados de abertura de fissuras, constatou-se que as fissuras nas vigas sem armadura transversal se desenvolveram a uma taxa maior que seus pares com armadura transversal, conforme mostram as figuras 4.23(a) e (b). Comparando-se as aberturas de fissuras para uma mesma carga aplicada às

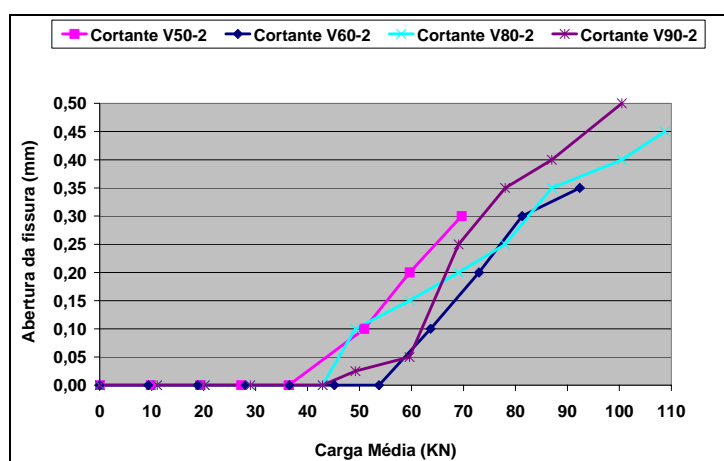
V50-2 e V60-2 (viga com taxas de armaduras transversais semelhantes), 70 kN, por exemplo, verificou-se que a abertura aumentou com o aumento da resistência à compressão do concreto. O mesmo ocorreu para as vigas V80-2 e V90-2, também com taxas semelhantes de armaduras transversais. Verificar as figuras 4.21 e 4.22. Isto pode ser atribuído à redução de atrito entre as faces das fissuras à medida que aumenta a resistência à compressão do concreto. Todas as vigas sem armadura transversal tiveram uma abertura de fissura diagonal de aproximadamente 0,1mm para uma carga 50 kN, ou seja, pouco antes da ruptura, exceto a V90-1 que exibiu uma abertura de 0,35 mm para a mesma solicitação, o que pode significar que a abertura de fissuras realmente aumenta com o aumento da resistência do concreto.

Observou-se uma tendência de aumento da abertura de fissuras para vigas com características semelhantes, inclusive armadura transversal, com o aumento da resistência à compressão do concreto.

Para vigas sem armadura transversal, verificou-se que até aproximadamente o carregamento de 30 kN as vigas não apresentaram fissuras, a partir desta carga até próximo da ruptura as aberturas de fissuras apresentaram praticamente a mesma medida, exceto para a viga V90-1.



(a) – Vigas sem armadura transversal



(b) – Vigas com armadura transversal

Figura 4.23 – Variação da abertura de fissuras em função da resistência média à compressão do concreto

4.3.3 Influência da resistência à compressão do concreto na ductilidade e rigidez do concreto

A figura 4.24 mostra o diagrama do deslocamento vertical no meio do vão das vigas sem armadura transversal em função da carga média aplicada,

através da qual se verifica que em ordem decrescente de rigidez tem-se: V80-1, V70-1.1e V60-1; V50-1 e V70-1, V90-1. Conforme tem sido observado ao longo das análises, as vigas V70-1 e V90-1 invariavelmente vêm apresentando resultados incompatíveis com a resistência à compressão do concreto encontrada para as mesmas por meio do rompimento dos corpos de prova executados com o mesmo concreto com o qual foram produzidas. Este fato reforça o que foi mencionado no item 4.3.1 a respeito dos problemas com o adensamento e homogeneização da mistura dessas vigas. Realmente, encontrou-se grande dificuldade para adensar-se o concreto da V90-1 cujo superplastificante foi adicionado de uma só vez ao traço. Isto resultou em um concreto excessivamente coesivo e uma viga com muitos nichos de concretagem. Quanto à V70-1 houve uma troca de superplastificante, contudo o problema não se apresentou tão evidente quanto o da V90-1.

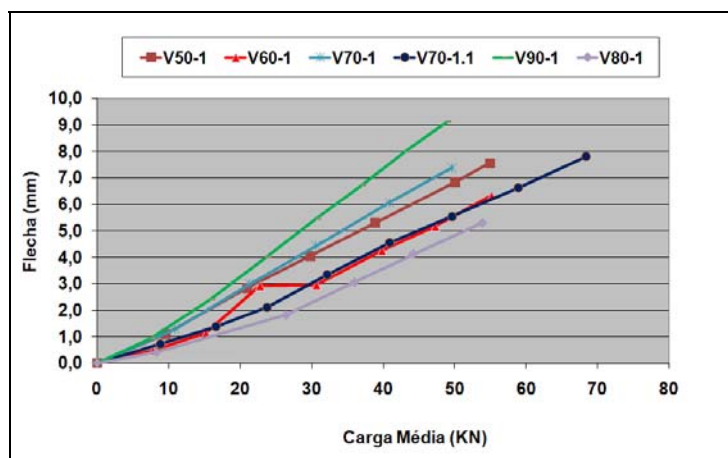


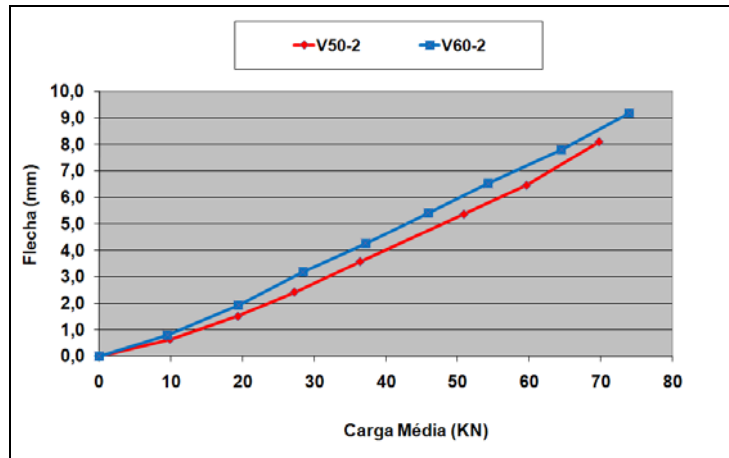
Figura 4.24– Variação das flechas no meio do vão em função da carga média solicitante das vigas sem armadura transversal

Portanto, excluindo-se os resultados das vigas V90-1 e V70-1 pode-se concluir que a rigidez aumenta com o aumento da resistência à compressão do concreto.

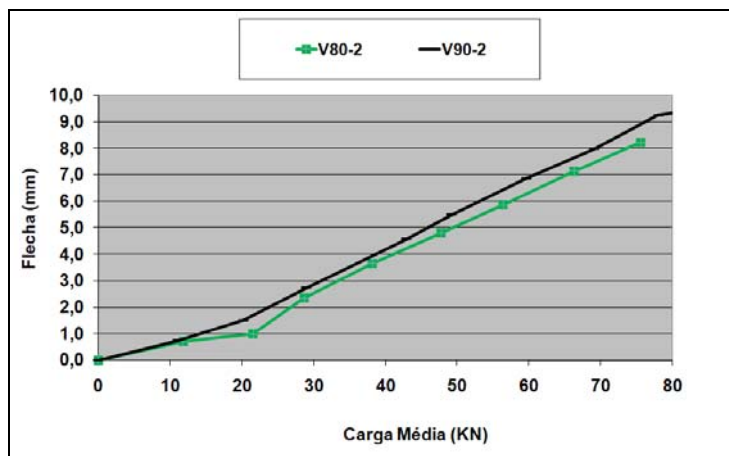
Para as vigas com taxas de armadura transversal semelhantes (V60-2 , V50-2 e V80-2 , V90-2), verificou-se que as flechas também foram muito semelhantes. Pelos gráficos das figuras 4.25 (a) e (b) percebe-se que V60-2 apresentou uma rigidez levemente mais alta que V50-2, assim como V80-2 mais alta que V90-2.

Esperava-se, o inverso, pois tanto o concreto de V50-2 como o de V80-2 tiveram uma resistência à compressão e uma armadura transversal levemente mais baixas que as dos concretos e das armaduras transversais de V60-2 e V90-2, contudo exibiram deslocamentos verticais também mais baixos. Entretanto há de se ressaltar que, as diferenças não foram significativas. Elas podem ter ocorrido em função dos vários fatores aleatórios que interferem nos ensaios, tais como: imprecisão das leituras, mau funcionamento dos equipamentos, flutuações de correntes, variações ambientais etc. Evidentemente, a influência destes fatores tende a desaparecer para um maior número de ensaios.

Observou-se que para concretos com resistência à compressão mais elevada a curva que representa a variação do deslocamento vertical com a carga aplicada apresentou-se mais linear que a curva obtida para concretos menos resistentes.



(a) – Vigas V50-2 e V60-2



(b) – Vigas V80-2 e V90-2

Figura 4.25 – Variação da flecha no meio do vão em função da carga média solicitante para vigas com armadura transversal

4.3.4 Influência da resistência à compressão do concreto na deformação específica da armadura longitudinal

O diagrama correspondente às deformações da armadura longitudinal de

tração na seção do meio do vão é mostrado nas figuras 4.26, 4.27(a) e 4.27(b).

Conforme pode ser notado pelos gráficos da figura 4.26, todas as vigas, exceto a V90-1 e a V50-1, cujo extensômetro elétrico não funcionou, apresentaram praticamente a mesma deformação para a armadura longitudinal. Isto mostra que o esforço de tração na flexão praticamente independe da resistência do concreto.

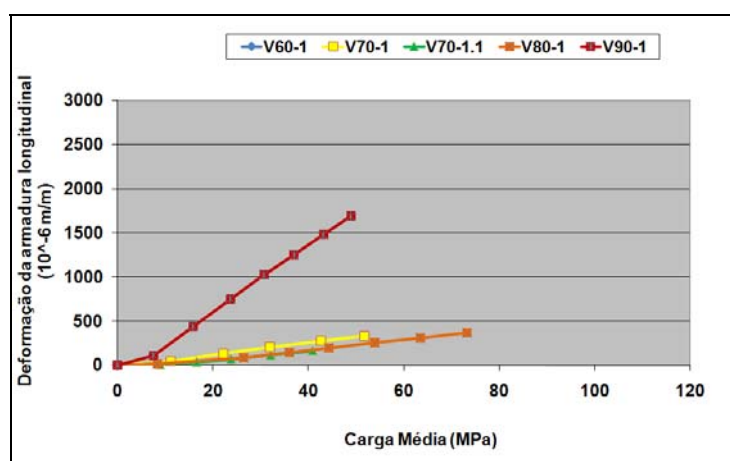


Figura 4.26–Variação da deformação da armadura longitudinal em função da carga média solicitante para vigas sem armadura transversal

Pelas figuras 4.25(a) e 4.25(b) verifica-se que as flechas dos modelos sem armadura transversal foram próximas entre si para uma mesma carga, exceto para as vigas V90-1 e V70-1, o que está compatível com os resultados obtidos para as deformações específicas das armaduras longitudinais das vigas sem estribos.

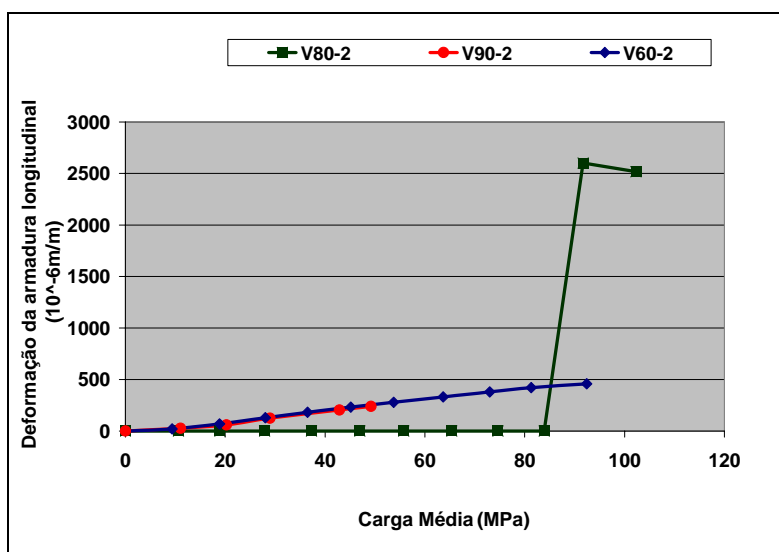


Figura 4.27 – Variação da deformação da armadura longitudinal em função da carga média solicitante para vigas com armadura transversal

Para as vigas com armadura transversal, os extensômetros elétricos só funcionaram até o fim do ensaio para os modelos V60-2 e V80-2, que possuíam taxas de armaduras transversais relativamente distintas, portanto, dificultando a comparação entre elas. Contudo para a V80-2 verifica-se pelo gráfico da figura 4.27 (a) que sua armadura longitudinal permaneceu indeformada, o que não nos parece coerente, ou o strain gage não funcionou, até um carregamento próximo de 80 kN, deformando-se a uma taxa alta a partir deste ponto. A armadura longitudinal da V60-2 teve uma curva de deformação mais suave e mais compatível com o esperado, todavia não se dispõem de modelos com armaduras transversais semelhantes e resistências à compressão do concreto diferentes para serem comparados e avaliar-se a influência do concreto em relação a

deformabilidade das armaduras longitudinais, pois o strain gage da viga V50-2 foi um dos que apresentou defeito.

Entretanto, se for efetuada a comparação entre a deformação sofrida pelas vigas da série 2 (V60-1 e V60-2) verifica-se que, no caso da viga com armadura transversal a armadura longitudinal apresenta menor deformação, em função da parcela de contribuição dos estribos na rigidez do elemento como um todo.

Conclui-se que para vigas sem armadura transversal, a deformação da armadura longitudinal praticamente não foi influenciada pela resistência a compressão do concreto.

4.4 Verificação da aplicabilidade da formulação de armadura mínima de cisalhamento recomendada pela NBR 6118-03 para concretos de 50 MPa extrapolando-se para 90 MPa.

Conforme o item 2.3.9, a avaliação da adequação da armadura mínima de cisalhamento para uma dada solicitação deve ser feita com base nos limites aceitáveis de reserva de resistência, ductilidade e abertura de fissuras. Na ausência de consenso quanto a esses referenciais, Ozcebe *et al* (1999) adotaram os seguintes critérios: abertura de fissuras $<0,3$ mm, reserva de resistência $V_u/V_C \geq 1,5$ e o índice de ductilidade $\geq 2,5$. Contudo, os autores acreditam que as recomendações quanto à utilização de armadura mínima de cisalhamento devem restringir-se principalmente à reserva de resistência e a

abertura de fissuras, considerando-se que o índice de ductilidade não parece ser um critério seguro. Isto porque, admitindo-se a definição do índice de ductilidade (Δ_u/Δ_{cr}), conforme apresentada no item 2.3.8, realmente não podem ser considerados como plenamente confiáveis os dados obtidos pela observação visual, como no caso das deflexões da viga no meio do vão para a carga última (Δ_u) e para a carga de fissuração diagonal (Δ_{cr}).

Tabela 4.6 – Reserva de resistência de cisalhamento para vigas com $\rho_{sw,min}$

| Vigas | $V_u(exp)$ (KN) | (V_u/V_c) (KN) | Abertura de fissuras (mm) |
|-------|--------------------|---------------------|---------------------------------|
| V50-1 | 62,4 | - | - |
| V50-2 | 84,8 | 1,36 | 0,3 |
| V60-1 | 94,2 | - | - |
| V60-2 | 129,1 | 1,37 | 0,35 |
| V80-1 | 78,4 | - | - |
| V80-2 | 131,4 | 1,67 | 0,45 |
| V90-1 | 59,6 | - | - |
| V90-2 | 140,1 | 2,35 | 0,5 |

Onde:

(V_u/V_c) = reserva de resistência entre as vigas com e sem armadura transversal.

Considerando-se os dois critérios propostos por Ozcebe *et al* (1999), observou-se que as quatro armaduras transversais calculadas para os modelos deste trabalho pela NBR 6118-03 por pouco deixaram de atender aos limites estipulados por estes pesquisadores, contudo verificou-se que todas as vigas demonstraram uma razoável ductilidade nos ensaios, ou seja tiveram uma resistência significativa entre a primeira fissura diagonal e a ruptura .

4.5 Compatibilidade entre a deformação específica dos estribos e o padrão de fissuração das vigas.

As curvas das figuras 4.29, 4.31, 4.33 e 4.34 (a) e (b) apresentam as deformações dos estribos em função dos cortantes calculados através das cargas medidas pelas células de carga. Nelas são identificados os valores de ε_{sy} e do cortante último. Todavia, não foi possível obter os valores das deformações para a carga de ruptura de alguns estribos.

4.5.1 V50-2

Conforme se verifica pela figura 4.28, no lado esquerdo da viga somente os estribos BE, CE e DE cruzaram a fissura diagonal e contribuíram para resistir ao cisalhamento neste trecho. As figuras 4.29 (a) e (b) mostram as deformações dos estribos nos lados esquerdo e direito do modelo V50-2. Sabe-se que a deformação depende da proximidade tanto do ponto de aplicação da carga quanto da fissura. Vê-se pelo gráfico da figura 4.29 (a) que, de acordo com o esperado, os estribos BE e DE, nesta ordem, foram os que mais se deformaram, contudo por falha no “strain gage” afixado em CE não foram obtidas informações quanto à deformação deste estribo. No lado direito, a fissura de cisalhamento atravessou os estribos instrumentados BD, CD e DD. Ver figura 4.28. Isto explica a grande deformação dos estribos BD e CD. Mais uma vez um “strain gage” não funcionou, por este motivo não foi possível avaliar a deformação de DD.

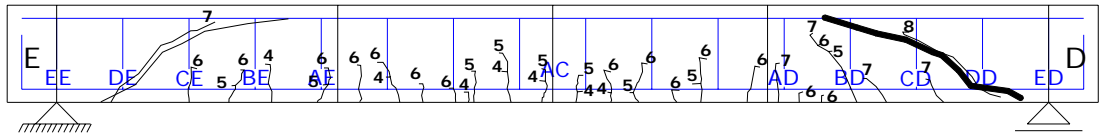
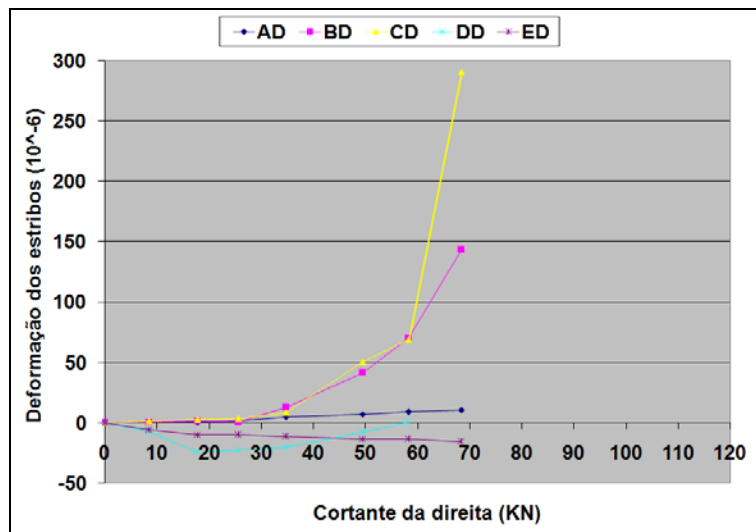
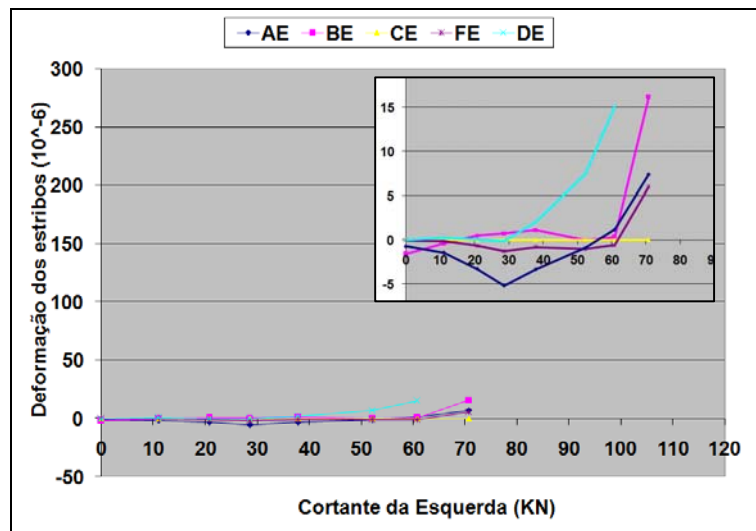


Figura 4.28 – Padrão de fissuração e esquema da armadura transversal para a V50-2



(a) – V50-2 (estribos da direita)



(b) – V50-2 (estribos da esquerda)

Figura 4.29– Deformação da armadura transversal de V50-2 em função do cortante aplicado na seção

4.5.2 V60-2

Como pode ser observado pela figura 4.30, no lado direito da viga somente os estribos CD, DD e ED cruzaram a fissura diagonal e contribuíram para resistir ao cisalhamento. As figuras 4.31 (a) e (b) mostram as deformações dos estribos nos lados direito e esquerdo do modelo V60-2. Semelhantemente ao observado em V50-2, a deformação estava relacionada à proximidade da fissura e do ponto de aplicação da carga. Constatou-se pelos gráficos das figuras 4.31 (a) e 4.31(b) que obviamente os estribos ED, seguido de CD foram os que mais se deformaram, considerando-se que por falha no “strain gage” não foram obtidas informações quanto à deformação de DD. No lado esquerdo, a fissura de cisalhamento atravessou os estribos instrumentados CE, DE, EE e FE. Ver figura 4.30 . Isto explica o repentino aumento de deformação dos três primeiros estribos os quais até o aparecimento da fissura estavam submetidos a baixos níveis de carga, em especial o estribo DE que atingiu o maior patamar de deformação. Por ordem de solicitação teve-se CE, EE e BE. O strain gage afixado em FE falhou, desta forma, não foram obtidos dados a respeito da sua deformação.

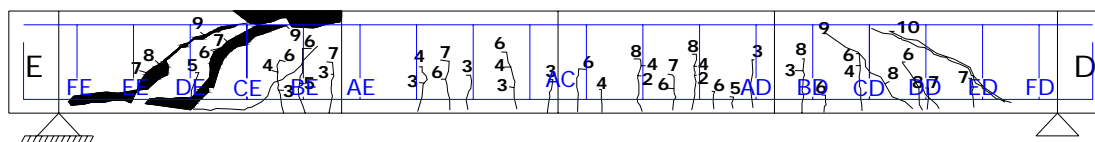
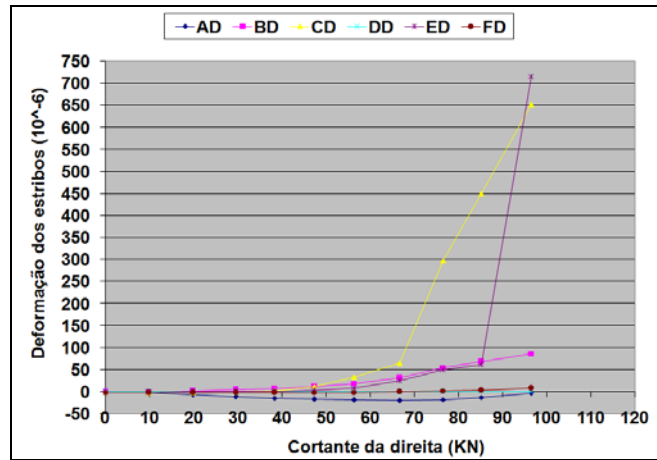
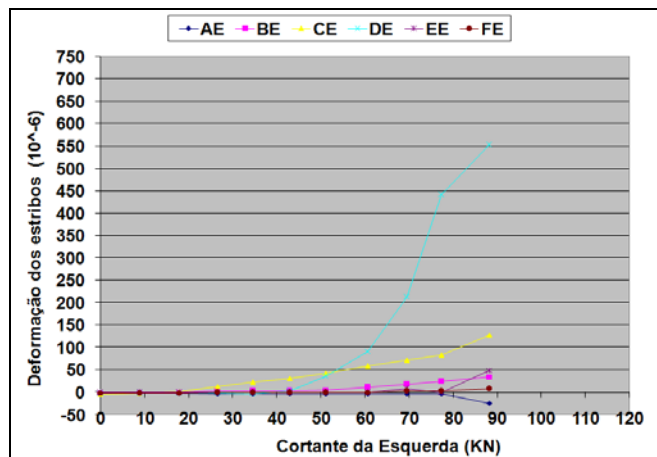


Figura 4.30 – Padrão de fissuração e esquema da armadura transversal para a V60-2



(a) -V60-2 (estribos da direita)



(b) -V60-2 (estribos da esquerda)

Figura 4.31 – Deformação da armadura transversal de V60-2 em função do cortante aplicado na seção

4.5.3 V80-2

Pela figura 4.32 observa-se que o esforço cortante no lado direito do modelo foi resistido parcialmente pelos estribos DD, ED, FD e GD que atravessaram as fissuras diagonais. As figuras 4.33 (a) e (b) indicam as deformações dos estribos nos lados direito e esquerdo para a viga V80-2. Vê-se pelo gráfico da figura 4.33 (a) que extensômetros elétricos de todos os estribos, exceto o do estribo BD e o de ED que funcionaram até certo ponto, falharam, portanto não foi possível confirmar quais os estribos efetivamente mais se deformaram. Conforme mostra a figura 4.32, no lado esquerdo, a fissura de cisalhamento cruzou os estribos instrumentados CE, DE, EE, FE e GE. Vê-se pelo gráfico da figura 4.33 (b) que o estribo mais solicitado e, portanto mais deformado foi o estribo EE. Nas próximas colocações, em ordem decrescente de deformação tem-se os estribos DE, CE, FE, BE e GE. Este panorama está coerente com a posição dos mesmos em relação à fissura diagonal.

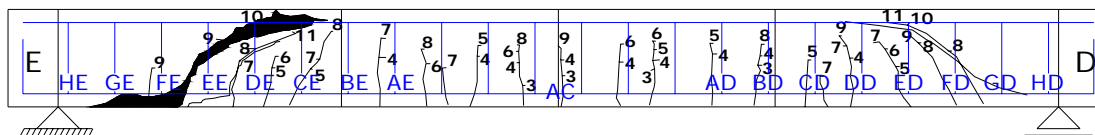
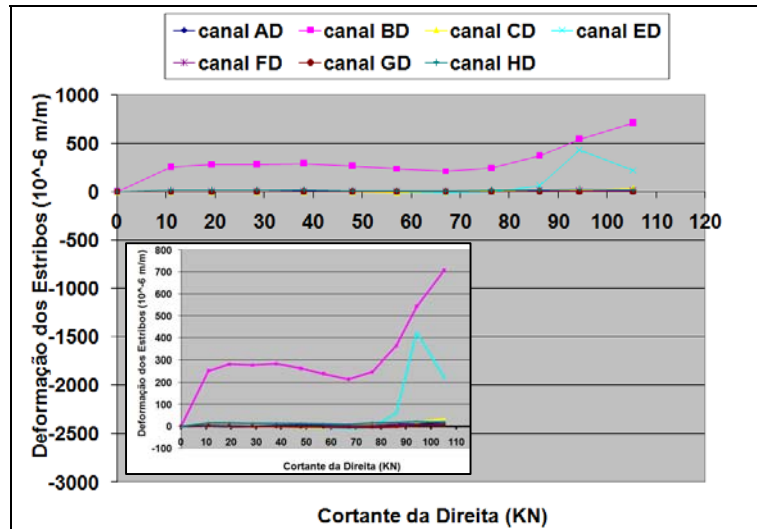
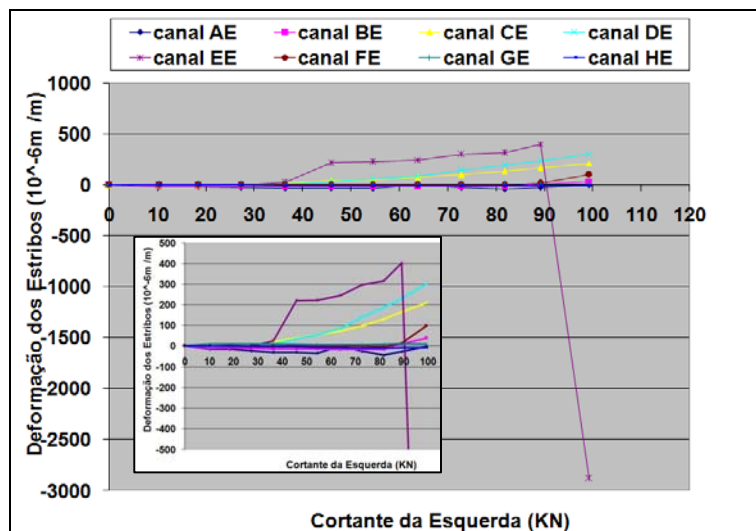


Figura 4.32– Padrão de fissuração e esquema da armadura transversal para a V80-2



(a) –V80-2 (estribos da direita)



(b) –V80-2 (estribos da esquerda)

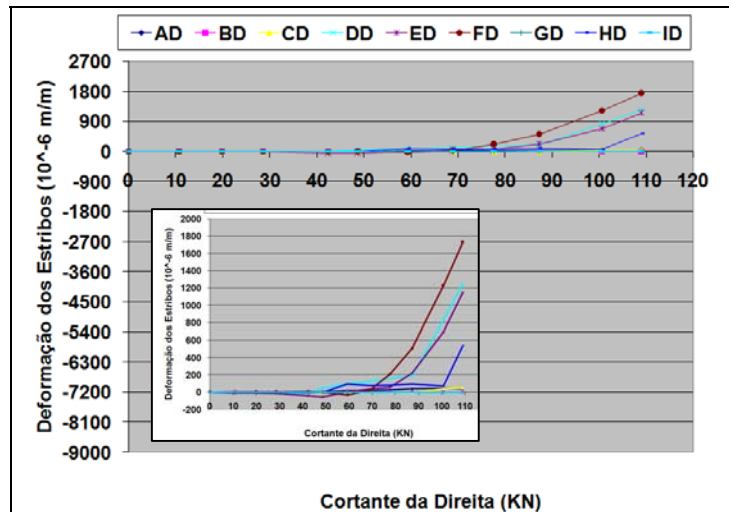
Figura 4.33- Deformação da armadura transversal de V80-2 em função do cortante aplicado na seção



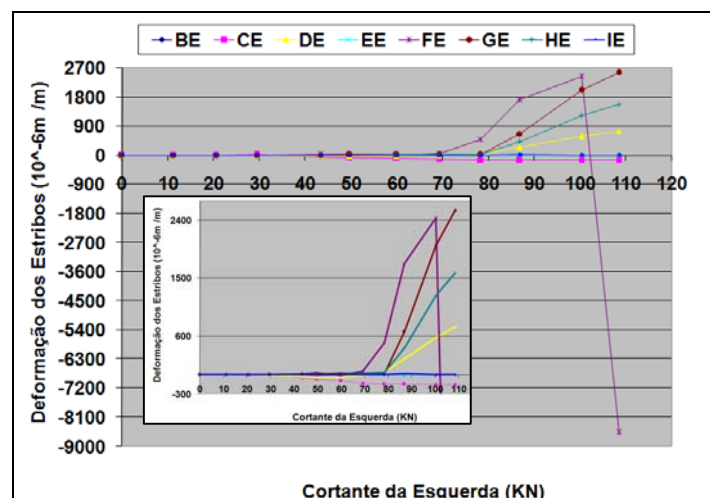
Foto 4.15 – Rompimento de estribo na viga V80-2

4.5.4 V90-2

As figuras 4.34 (a) e (b) indicam as deformações dos estribos nos lados direito e esquerdo para as diversas etapas de carga aplicadas à V80-2. Pela figura 4.35 verifica-se que o esforço cortante no lado direito do modelo foi resistido em parte pelos estribos CD, DD, ED, FD e GD que cruzaram as fissuras diagonais. Pode-se confirmar pelo gráfico da figura 4.34 (a) que os estribos mais solicitados foram de fato os mais deformados. Em ordem crescente de deformação tem-se FD, DD, ED, HD e CD. No lado esquerdo, as fissuras de cisalhamento foram atravessadas pelos estribos instrumentados EE, FE e GE. Ver figura 4.35. Observa-se pelo gráfico da figura 4.34 (b) que FE foi o estribo que alcançou maior deformação, tendo-se na seqüência GE, EE e DE. O resultado demonstra coerência, considerando-se a posição dos estribos mais deformados em relação á fissura que ocasionou o colapso da viga.



(a) –V90-2 (estribos da direita)



(b) –V90-2 (estribos da esquerda)

Figura 4.34 – Deformação da armadura transversal de V90-2 em função do cortante aplicado na seção

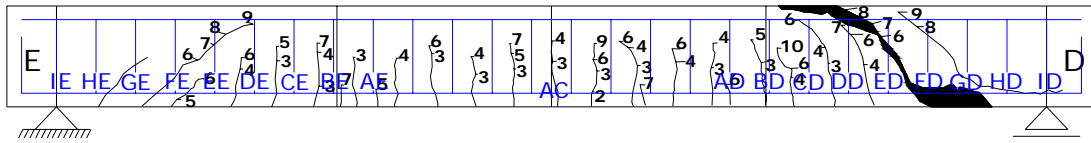


Figura 4.35 – Padrão de fissuração e esquema da armadura transversal para a V90-2

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 Considerações finais

A quantidade de ensaios foi pequena para que se possa tirar conclusões definitivas, contudo, deve-se registrar aqui o observado:

1) A tradicional suposição de que a capacidade resistente ao esforço cortante é definida pela soma da contribuição individual do concreto e da armadura transversal é conservadora.

2) Os estribos, mesmo em baixos percentuais, afetaram o mecanismo de distribuição de forças internas aumentando a capacidade do concreto pelo seu confinamento. Verifica-se claramente esse fato através da comparação entre o padrão de fissuração das vigas com e sem armadura transversal. As primeiras tiveram mais fissuras com menores aberturas e taxa de propagação mais lenta.

3) De modo geral, verificou-se que há tendência de aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento da resistência à compressão do concreto para vigas com e sem armadura transversal.

- 4) O esforço de tração na flexão praticamente independe da resistência do concreto.
- 5) Há uma tendência de aumento da abertura de fissuras para vigas com características semelhantes, inclusive armadura transversal, com o aumento da resistência à compressão do concreto.
- 6) Para vigas sem armadura transversal, verificou-se que para uma mesma carga a abertura de fissuras apresentou praticamente a mesma medida.
- 7) Para vigas sem armadura transversal, a rigidez aumentou com o aumento da resistência à compressão do concreto.
- 8) As vigas com armadura transversal apresentaram um quadro de degradação gradativo e mais facilmente identificável que as vigas sem a referida armação.
- 9) Taxas de armaduras transversais mínimas calculadas segundo a NBR 6118-03 para concretos com f_{ck} de 50, 60, 80 e 90 MPa demonstraram ser adequadas para assegurar ductilidade às vigas ensaiadas, contudo os valores adotados para a capacidade resistente do concreto revelaram-se não conservadores

10) Embora não seja objetivo deste trabalho, verificou-se que a trabalhabilidade do CAD é bastante sensível ao modo de adição (parcelamento) da água e do superplastificante na execução do concreto.

5.2 Sugestões para futuros trabalhos

Como continuação do estudo realizado, sugere-se que, tomando-se por base o que foi aqui verificado, sejam feitas investigações experimentais envolvendo vigas onde sejam variados: taxa de armadura longitudinal, relação vão de cisalhamento / altura efetiva (a/d) e com carga axial. Apesar de existirem vários trabalhos relacionados aos assuntos sugeridos disponíveis na literatura técnica, ainda observa-se muita controvérsia a respeito do tema cisalhamento em vigas de modo geral.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ADEBAR, P., VECCHIO, F.J., “A General Shear Design Method”, ACI Structural Journal, v. 93, n. 1(January-February), pp. 36-45, 1996.
- [2] AITICIN, P. C., “Concreto de Alto Desempenho”, 1ª edição, Editora Pini Ltda, dezembro, 2000.
- [3] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* - ACI 318-05/ACI 318R-05, Detroit, USA., 1999.
- [4] AHAMAD, S. H., KHALOO, A. R., POVEDA, A., “Shear Capacity of Reinforced High - Strength Concrete Beams”, ACI Structural Journal, N0.83-82 (March - April), pp. 297-305, 1986.
- [5] ANGELAKOS, D., BENTZ, E. C., COLLINS, M.P., “Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members”, ACI Structural Journal, V98 N0.3 (May - June), pp. 290-300, 2001.
- [6] ARAÚJO, J. M., Curso de Concreto Armado; Vol. I, 2ª edição, Editora Dunas, maio, 2003.
- [7] ACI COMMITTEE 445 ON SHEAR AND TORSION, “Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete”, Journal of the Structural Engineer, ASCE – Vol 124, No 12 (December) , 1998.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, “Projeto de Estrutura de Concreto, NBR 6118”, Rio de Janeiro, 2003.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, “Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - NBR 6118”, Rio de Janeiro, 1980.

- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, “*Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração de Materiais Metálicos – Método de Ensaio*”, NBR-6152, pp. 14, 1980.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, , “*Moldagem e Cura de Corpos-de-Prova de Concreto Cilíndricos ou Prismáticos - Método de Ensaio*”,NBR-5738, pp. 14, 1993.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, “*Concreto - Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos - Método de Ensaio*”, NBR-5739, pp. 4, 1994.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, “*Argamassa e Concreto - Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos-de-Prova Cilíndricos - Método de Ensaio*”, NBR-7222, pp. 3, 1994.
- [14] BOHIGAS, A. C., “*Shear Design of Reinforced High-Strength Concrete Beams*”, Tese de Doutorado, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2002.
- [15] BORGES, J. U.A. G., “*Análise do Comportamento de Vigas de Concreto de Alto Desempenho por meio da Mecânica da Fratura*”, Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo- São Paulo - Brasil, 2002.
- [16] BRITISH STANDARDS INSTITUTION, “*The Structural Use of Concrete, Part 1*”,BS8110 1997, *Code of Practice for Design and Construction*, London.
- [17] CARVALHO, R.C.,FIGUEIREDO FILHO,J.R. “*Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*”, 2ª edição, Editora da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – São Paulo, 2005.
- [18] CEB-FIB MODEL CODE 1990 . Bulletin d’Information – Thomas Telford, London, 1993.
- [19] CLÍMACO, J.C.T.S., ADORNO,A.L.C., “*Resistência do Esforço Cortante em Vigas de Concreto Armado com Armadura Longitudinal de Pele*” In: XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, pp. 419-427, Tucumán, Argentina, 1995.

- [20] COLLINS, M.P., KUCHMA, D., "How Safe are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings", ACI Structural Journal, v. 96, n. 4 (July-August), pp. 482-490, 1999.
- [21] COLLINS, M.P., MITCHELL, D., MacGregor, J.G., "Structural Design Considerations for High-Strength Concrete", Concrete International, May, pp. 27-33, 1993.
- [22] CHOI, K., PARK, H., WIGHT, J.K., "Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams- Part I: Development", ACI Structural Journal, V104, N0.2 (March - April) pp 142-152, 2007.
- [23] CHOI, K., PARK, H., WIGHT, J.K., "Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams- Part II: Verification and Simplified Method", ACI Structural Journal, V104, N0.2 (March - April) pp 142-152, 2007.
- [24] CHUNG, W., AHAMAD, S. H., "Model for Shear Critical High - Strength Concrete Beams", ACI Structural Journal, V91, N0.1 (January - February) pp 31-41, 1994.
- [25] DUTHINH, D., CARINO, N.J., "Shear Design of High Strength Concrete Beams: A Review of the State-of-the-Art". Building and Fire Research Laboratory. National Institute of Standards and Technology. (August) pp 1-198, 1996.
- [26] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Design of Concrete Structures, Part 1, EUROCODE 2, General Rules and Rules for Buildings, 1992.
- [27] ELZANATY, A.H., NILSON A. H., and SLATE, F.O., "Shear Capacity for Reinforced Concrete Beams using High-Strength Concrete Beams", ACI Structural Journal, V83, N0.2 (March - April) pp 290-296, 1986.
- [28] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Design of Concrete Structures, Part 1, EUROCODE 2, General Rules and Rules for Buildings, 1st Draft, 2001.
- [29] FENWICK, R.C., PAULAY, T., "Mechanism of Shear Resistance of Concrete Beams", ASCE Journal of the Structural Division –(October) pp 2325-2350, 1968.
- [30] FERNANDES, G. B; FUSCO, P. B., "O Desempenho das Armaduras na Resistência ao Cisalhamento nas Vigas de Concreto de Alta Resistência",

International Congresso of HPC, performance and quality of concrete structures, Florianópolis, Brasil, 05-07 June, 1996.

[31] GARCIA, S. L. G., “*Taxa de Armadura Transversal Mínima em Vigas de Concreto Armado*”, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2002.

[32] GOMIERO, P.F., , “*Armadura Reduzida para Cisalhamento em Vigas de Concreto de Alta Resistência*”, Dissertação de Mestrado, UNICAMP, Campinas São Paulo, Brasil, 1994.

[33] HADDADIN, M.J.;HONG, S.T; MATTOCK, A.H., “Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams with Axial Force”, Proceedings ASCE, V.97, ST9, Sept.1971, pp.2277-2297.

[34] HSU, T.T.C., “Unified Approach to Shear Analysis and Design”, Cement and Concrete Composites –Elsevier Science Ltda., pp 419-435, 1998.

[35] JOHNSON, M. K., RAMIREZ, J.A., “*Minimum Shear Reinforcement in Beams With Higher Strength Concrete*”, ACI Structural Journal, v. 86, n. 4,(July-August), pp. 376-382, 1989.

[36] JOINT ASCE-ACI TASK COMMITTEE 426 on Shear and Diagonal Tension of the committee on Mansory and Reinforced Concrete of the Structural Division, June, 1993.

[37] KUCHMA, D., COLLINS, M.P., “*Advances in Understanding Shear Performance of Concrete Structures*”. Construction Research Communications Limited, ISSN 1365-0556, 1998.

[38] KUCHMA, D., VÉGH, P., SIMIONOPOULOS, K., et al, “*The Influence of Concrete Strength, Distribution of Longitudinal Reinforcement, and Member Size, on the Shear Strength of Reinforced Concrete Beams*”. In: CEB Bulletin D’Information no 237, pp. 209-229, 1997.

[39] KRAUTHAMMER, T., “*Minimum Shear Reinforcement Based on Interface Shear Transfer*”, ACI Structural Journal, v. 89, n. 1,(January-February), pp. 99-105, 1996.

- [40] KANI et al “*The Rational Theory of Diagonal Failure*”, Department of Engineering, University of Toronto, 1964.
- [41] LEONHARDT, F., MÖNNING, E. “*Construções de Concreto*”, Vol 1, 1ª edição, Livraria Interciência Ltda.– São Paulo, 1977.
- [42] LIBÓRIO, J., “*Concreto de Alto Desempenho- uma Tecnologia Simples para Produção de Estruturas Duráveis*”– EESC/USP- São Carlos – São Paulo.
- [43] MACGREGOR, J. G., WIGHT J. K., “*Reinforced Concrete Mechanics and Design*”, 4ª edição, Pearson Prentice Hall, 2005.
- [44] MARINHO, A, MORENO, JR., “*Armadura Reduzida de Cisalhamento para Vigas de Concreto de Alta Resistência Submetidas à Flexo-Compressão*” – In: *Proceedings of the III International Conference of High Performance Concrete – Porto Alegre, 1999.*
- [45] MENDES, S. E. S., “*Estudo Experimental de Concreto de Alto Desempenho utilizando Agregados Graúdos Disponíveis na Região Metropolitana de Curitiba*”, Tese de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Paraná –Brasil, 2002.
- [46] MPHONDE, A, G., FRANTZ, G. C., *Shear Tests of High - and Low – Strength Concrete Beams Without Stirrups. ACI Journal*, n. 81, v. 32 (July - August), pp.350-357, 1984.
- [47] NIWA, J., “*Size Effect in Shear of Concrete Beams Predicted by Fracture Mechanics*”. In: CEB Bulletin D’Information no 237, pp. 147-158, 1997.
- [48] OZBOLT, J., ELIGEHAUSEN, R., “*Size Effects in Concrete and RC Structures –Diagonal Shear and Bending*”. In: CEB Bulletin D’Information no 237, pp. 103-145, 1997.
- [49] OZCEBE, G., ERSOY, U., TANKUT, T., “*Evaluation of Minimum Shear Reinforcement Requirements for Higher Strength Concrete*”. *ACI Structural Journal*, n. 3, v. 96 (May-June), pp. 361-368, 1999.
- [50] PINHEIRO.L.M. “*Fundamentos do Concreto e Projetos de Edifícios*”, USP - Escola de Engenharia de São Carlos- Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, maio, 2007.

- [51] RAHAL, K.N., AL-SHALEH, K.S., "Minimum Transverse Reinforcement IN 65 MPa Concrete Beams", ACI Structural Journal, V101 no. 6 (November -December), pp. 872-878, 2004.
- [52] REBEIZ, K. S., "Shear Strength Prediction for Concrete Members", Journal of Structural Engineering, v. 125, n. 3 (March), pp. 301-308, 1999.
- [53] REDDI, S. A., "Use of HSC/HPE for Roadbridges in India", 1992- The Indian Concrete Journal (February), 1992.
- [54] ROLLER, J., RUSSEL, H. G., "Shear Strength of High - Strength Concrete Beams with Web Reinforcement", ACI Structural Journal, n. 87-S20 (March -April), pp. 191-198, 1990.
- [55] SCHLAICH, J., SCHAFER, K., JANNEWEIN, M, "Toward a Consistent Design of Structural Concrete", PCI Journal, Vol 32, No. 3, May-June, 1987, pp 74-150.
- [56] SILVA, I. S. P., LIBÂNIO M., "Cisalhamento em Vigas de Concreto de Alta Resistência"- In: XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria, anais , pp. 343-349, Tucumán, Argentina, 1995.
- [57] SIMPLÍCIO, M. A. S., *Comportamento de Vigas de Concreto de Alto Desempenho Com Pequenos Percentuais de Armadura Transversal*, Tese de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Pernambuco, Brasil, 1999.
- [58] SHAH, S.P., OUYANG, C., "Fracture Mechanics for Failure of Concrete", Annual Reviews Master Sci 1994.24, pp 293-320.
- [59] SHIOYA, T., IGURO, M., NOJIRI, Y., AKIYAMA, H. E OKADA , T., "Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams", "Fracture Mechanics: Application to Concrete, SP-118, American Concrete Institute, Detroit, 1989, 309 pp.
- [60] SHIOYA, T., "Shear Properties of Large Reinforced Concrete Members", Special Report of the Institute of Technology, Shimizu Corporation, No 25, Feb. 1989, 198 pp
- [61] SUSSEKIND, J. C., Curso de Concreto; Vol. I, 7ª edição, Editora Globo.

[62] TAYLOR, H.P.J. "Shear Strength of Large Beams", ASCE- Journal of the Structural Division, V98 (November) pp 2473-2490.

[63] XIE et al., "*Shear Ductility of Reinforced Concrete Beams of Normal and High-Strength Concrete*", ACI Structural Journal, v. 91, n. 2,(March-April), pp. 140-149, 1994.

[64] YAMADA, M., KIYOMIYA, O., "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams with initial Cracks" ,Transactions of the Japan Concrete Institute, vol 17, 1995.

[65] YOON, S. Y., COOK, W. D., MITCHELL, D., "*Minimum Shear Reinforcement in Normal, Medium and High-Strength Concrete Beams*", ACI Structural Journal, v. 93, n. 5,(September-October), pp. 576-584, 1996.

[66] ZSUTTY, T.C., "*Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data*", ACI Structural Journal, (November), pp. 943-951, 1968.

[67] ZSUTTY, T. C., "*Shear Strength Prediction for Separate Categories*", ACI Structural Journal, (February), pp. 138-143, 1971.