

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"COMPORTAMENTO E DESEMPENHO DO REFORÇO À FLEXÃO
DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO, SOLICITADO A BAIXA
IDADE E EXECUTADO INCLUSIVE SOB CARGA"**

Élvio Mosci Piancastelli

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. José Márcio Fonseca Calixto
DEES/UFMG - (Orientador)

Prof. Antônio Carlos Reis Laranjeiras
UFBA

Prof. Aécio Freitas Lira
DEES/UFMG

Belo Horizonte, 04 de abril de 1997

**Aos queridos filhos,
Sabrina, Artur e Olavo.
Ao meu pai - meu exemplo.**

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não teria chegado ao término não fosse o apoio e colaboração de várias pessoas, que, de uma forma ou de outra, me deram condições de desenvolvê-lo.

Quero agradecer aqui àqueles cujo agradecimento pessoal não foi, ao meu ver, suficiente para externar minha gratidão:

- Ao Prof. José Marcio Fonseca Calixto, que, mais do que orientador competente e seguro, foi companheiro, colega e amigo;
- À Premo Engenharia Indústria e Comércio Ltda, na pessoa de seu Diretor Superintendente, Dr. Renato do Vale Dourado, pela doação de todas as vigas ensaiadas, atitude que confirmou a sua visão ampla e de total apoio ao desenvolvimento tecnológico de Minas Gerais, e deu o incentivo inicial fundamental para o trabalho;
- Aos funcionários da Premo Engenharia Indústria e Comércio Ltda, de forma especial aos engenheiros Francisco Celso Silva Rocha e Mairon Goulart Leite, que, com competência e eficiência, coordenaram a execução daquelas vigas;
- À Pró-Reitoria de Pesquisas da UFMG, pelo apoio financeiro que permitiu a compra de grande parte dos materiais necessários à realização da pesquisa, reforçando a crença em sua plena realização;
- Ao CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela bolsa de estudos;

- À Concreta Centralbeton Ltda, em nome dos engenheiros Esdras Poty de França e Domingos Sávio Lara, pela definição do traço do concreto de reforço;
- À Reax Indústria e Comércio Ltda, em nome do Eng^o Fernando Henrique Tourinho, seu representante em Minas Gerais, pela doação dos aditivos plastificantes utilizados no concreto de reforço;
- À Holdercim Brasil S/A, na pessoa dos engenheiros Marco Antônio Araújo e Nilton Jorge Almeida, pela doação do cimento utilizado no concreto de reforço;
- À Mendes Júnior Industrial S/A, na pessoa do Eng^o João Batista Guimarães Ferreira da Silva, pela doação de formas metálicas utilizadas nos ensaios preliminares dos concretos;
- Ao Departamento de Engenharia de Materiais e da Construção da EEUFMG, pela cessão dos equipamentos utilizados nos ensaios de caracterização dos concretos e aços;
- Aos Técnicos Antônio Carlos Machado, Ricardo Antônio Barbosa, e José Eustáquio de Andrade, do Departamento de Engenharia de Materiais e da Construção, pelo auxílio na execução daqueles ensaios;
- À Chefia do Departamento de Engenharia de Estruturas da EEUFMG, à Coordenação do Curso de Mestrado e do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas, pelo apoio e infra-estrutura recebidos;
- Aos Técnicos Geraldo Evaristo da Silva e Amilton Evangelista Cota, do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas, pelo inestimável auxílio prestado em todas as partes experimentais do trabalho. Ao Geraldo, ainda, em função da competência e consciência profissional, pelo empréstimo de tranquilidade e segurança nos momentos difíceis;

- Ao grande artífice, Sr José Athaydes de Medeiros, por todos os esmerados trabalhos em madeira, necessários para o desenvolvimento da pesquisa;
- Às caras colegas Fátima, Marlene, Perpétua, Ângela e Iracema, do Departamento de Engenharia de Estruturas, pelo apoio constante e amizade sincera;
- À Prof. Elizabeth Vieira Maia, pelo fraterno incentivo e auxílio ao longo de todo o trabalho, e ainda pela amizade e solidariedade;
- Ao Prof. Sebatião Real Pereira, pelas engrandecedoras discussões técnicas e programação de cálculos utilizados no trabalho;
- À Prof. Jacqueline Maria Flor, pelo apoio e auxílio, e principalmente pela amizade no ouvir paciente, no falar solidário, e no tentar compreender sem julgar;
- Ao Prof. José de Miranda Tepedino (in memoriam), pelos seus ricos ensinamentos, transmitidos com a simplicidade e segurança dos grandes doutores ao longo da hoje aparente curta convivência;
- Ao verdadeiro mestre, Eng^o Sinval Silva Júnior, que, com a modéstia e o saber inerentes, indica-nos caminhos, nos faz ver dons, e acreditar na própria capacidade;
- Aos meus familiares, pela compreensão e respeito, além do amor e incentivo;
- À minha esposa Cláudia, além de compreensão e carinho, pelos exemplos de força, obstinação, e, o mais invejável, de solidariedade e fé em Deus e no ser humano.

Resumo

Este trabalho apresenta um estudo experimental do comportamento e desempenho de reforço à flexão de vigas de concreto armado. O reforço foi executado através do aumento das seções de concreto e aço da zona tracionada das vigas, e solicitado a baixa idade. Pesquisou-se a influência do número de estribos que atravessava a interface concreto velho - concreto novo, bem como da área de contato entre esses concretos e da condição de solicitação da peça no momento do reforço. A melhoria de desempenho conseguida com o reforço foi avaliada. Foi desenvolvida também comparação entre vigas reforçadas e monolíticas. Resultados experimentais e teóricos foram comparados, assim como verificada a aplicabilidade dos critérios da NBR-6118 em projetos de reforço. Os resultados indicaram que o método de reforço foi bastante eficiente, melhorando consideravelmente o desempenho das peças reforçadas. A área de aderência existente entre os dois concretos foi suficiente para garantir o funcionamento conjunto deles. O reforço sob carga não alterou a capacidade resistente das vigas, que ainda apresentaram desempenho em serviço compatível com os níveis iniciais de deformação e deslocamento. Vigas reforçadas e monolíticas tiveram comportamento e desempenho equivalentes, que foram bem avaliados pelo cálculo teórico. Os critérios de cálculo da NBR-6118 foram seguros na previsão do comportamento e desempenho imediatos das vigas reforçadas.

Abstract

In this work, an experimental study of the behaviour and performance of reinforced concrete beams under bending is presented. The strengthening was performed through the increase of the steel and concrete sections at the tensioned region of the beams, and loaded at early age. The influence of the number of stirrups crossing the interface of the old and new concrete was verified, as well as the contact area of these two regions and the loading condition at the time of the strengthening. The improvement in performance was evaluated. The behaviour of monolithic and strengthened beams were described. Experimental and theoretical results were compared, as well as the applicability of the criteria in NBR-6118 for the design of strengthenings. The results indicated the effectiveness of the strengthening method which improved considerably the performance of the members. The bond area between the two concretes was sufficient to assure the joint behaviour under loading. The strengthening under loading did not affect the load bearing capacity of the beams, which presented performance in service compatible with the initial displacement and strain. Strengthened and monolithic beams had equivalent behaviour and performance, which were correctly evaluated by the theoretical calculation. The guidelines in NBR-6118 demonstrated to be safe in the prediction of the behaviour and performance of the strengthened beams.

SUMÁRIO

Lista de Tabelas	v
Lista de Figuras	viii
1 Introdução	1
1.1 Considerações Preliminares	1
1.2 Justificativa do Estudo	2
1.3 Objetivos do Estudo	3
1.4 Escopo do Estudo	5
1.5 Notação	5
2 Revisão Bibliográfica	8
2.1 Introdução	8
2.2 Revisão Bibliográfica	10
2.2.1 Sobre Materiais e Procedimentos	10
2.2.2 Sobre Reforço à Flexão	17
3 Vigas Ensaadas - Características	32
3.1 Introdução	32
3.2 Vigas Originais	33
3.3 Vigas da Série 1 - Vigas Originais de Referência	35
3.4 Vigas Reforçadas da Série 2	35

3.5 Vigas Reforçadas da Série 3	37
3.6 Vigas Reforçadas da Série 4	37
3.7 Vigas Reforçadas da Série 5	39
3.8 Vigas da Série 6 - Vigas Monolíticas de Referência	39
3.9 Caracterização Resumida das Séries e Vigas de Cada Série	40
4 Caracterização dos Materiais	
Ensaio, Equipamentos, Corpos de Prova e Resultados	41
4.1 Introdução	41
4.2 Concretos	42
4.2.1 Ensaio de Caracterização dos Concretos	42
4.2.1.1 Compressão Uniaxial	43
4.2.1.2 Módulo de Elasticidade Secante	43
4.2.1.3 Cisalhamento Inclinado	44
4.2.1.4 Compressão Diametral	46
4.2.2 Ensaio Preliminares dos Concretos	46
4.2.3 Ensaio Principais dos Concretos	52
4.2.3.1 Concreto das Vigas Originais	52
4.2.3.2 Concreto do Reforço	57
4.3 Aços	61
4-3-1 Ensaio de Caracterização dos Aços	61
4.3.2 Aço das Vigas Originais	62
4.3.3 Aço do Reforço	65
5 Procedimentos de Confecção, Reforço e Ensaio das Vigas	68
5.1 Introdução	68
5.2 Confecção das Vigas Originais e das Vigas Monolíticas de Referência	69
5.3 Tratamento das Vigas Originais	70
5.4 Execução do Reforço	70
5.5 Ensaio de Flexão	72

5.5.1	Ensaio das Vigas das Séries 1 e 6	74
5.5.2	Ensaio das Vigas das Séries 2 a 4	74
5.5.3	Ensaio das Vigas da Série 5	76
6	Apresentação dos Resultados	77
6.1	Introdução	77
6.2	Resultados Experimentais	78
6.3	Resultados Teóricos	80
6.3.1	Estádio I - Seção Não Fissurada	81
6.3.2	Estádio II - Seção Fissurada	84
6.3.3	Estádio III- Limite Último	86
6.4	Resultados pelos Critérios da NBR-6118	88
6.4.1	Estádio I - Seção Não Fissurada	88
6.4.2	Estádio II - Seção Fissurada	91
6.4.3	Estádio III- Limite Último	93
6.4.4	Determinação da Carga de Serviço	95
6.5	Peso Proprio das Vigas e do Concreto do Reforço	98
7	Análise dos Resultados	99
7.1	Introdução	99
7.2	Análise das Vigas de Cada Série; Resultados Experimentais x Resultados Teóricos e Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118	102
7.2.1	Vigas da Série 1 - Vigas Originais de Referência	102
7.2.2	Vigas da Série 2	108
7.2.3	Vigas da Série 3	114
7.2.4	Vigas da Série 4	120
7.2.5	Vigas da Série 5	126
7.2.6	Vigas da Série 6 - Vigas Monolíticas de Referência	133
7.2.7	Abertura de Fissuras	139

7.3 Vigas da Série 2 x Vigas da Série 3	143
7.4 Vigas da Série 3 x Vigas da Série 4	148
7.5 Vigas da Série 3 x Vigas da Série 5	153
7.6 Vigas das Séries 2, 3, 4, e 5 x Vigas da Série 1 (Ganhos Obtidos com o Reforço)	160
7.7 Vigas das Séries 2 x Vigas da Série 6 (Vigas Reforçadas x Vigas Monolíticas)	165
8 Conclusões e Recomendações	169
8.1 Introdução	169
8.2 Conclusões	170
8.3 Recomendações	174
8.4 Sugestões para Pesquisas	176
Referências Bibliográficas	177
Apêndice A Resultados Experimentais - Leituras dos Ensaios Iniciais e Finais	180
Apêndice B Resultados Teóricos e pelos Critérios da NBR - 6118 - Estádios I e II	202
Apêndice C Peso Próprio das Vigas e Peso do Concreto do Reforço	204

LISTA DE TABELAS

2-1	Resultados Experimentais (% 28 dias) - J. M. Flor [6]	16
2-2	Resultados Experimentais (% 28 dias) - A. A. Ferrari [7]	16
2-3	Cargas de Ruptura, Característica e de Cálculo	26
3-1	Vigas de Cada Série	40
4-1	Características do Traço do Concreto de Reforço	47
4-2	Ensaio Preliminar - Resistência Média à Compressão e Módulo de Elasticidade Médio	48
4-3	Resultados do Ensaio de Cisalhamento Inclinado	49
4-4	Tensões Médias de Aderência Entre Concretos	51
4-5	Resistência Média à Tração Por Compressão Diametral	52
4-6	Concreto das Vigas Originais - Idade na Data do Ensaio de Flexão	53
4-7	Concreto das Vigas Originais - Propriedades Mecânicas	53
4-8	Concreto do Reforço - Propriedades Mecânicas	57
4-9	Aço das Vigas Originais - Propriedades Geométricas e Mecânicas - Valores Médios	62
4-10	Aço do Reforço - Propriedades Geométricas e Mecânicas - Valores Médios	65
6-1	Vigas Ensaçadas - Cargas de Fissuração e Ruptura, Espaçamento Médio entre Fissuras, e Fator de Ductilidade-Valores Experimentais	80
6-2	Módulos de Elasticidade Médios - Experimentais	81

6-3	Cargas Teóricas de Fissuração	83
6-4	Carga Teórica de Ruptura e Profundidade da Linha Neutra	88
6-5	Resistências Características dos Concretos à Tração	91
6-6	Cargas de Fissuração pelos Critérios da NBR-6118	91
6-7	Carga de Ruptura e Profundidade da Linha Neutra Determinadas pelos Critérios da NBR-6118	95
6-8	Cargas de Serviço pelos Critérios da NBR-6118	98
7-1	Grandezas das Séries 2 e 3 - Valores Experimentais	146
7-2	Séries 3 e 4 - Linha Neutra e Momento de Inércia - Experimentais	149
7-3	Grandezas das Séries 3 e 4 - Valores Experimentais	152
7-4	Grandezas das Séries 3 e 5 - Valores Experimentais	158
7-5	Ganhos Obtidos Com os Reforços e Ductilidade Após o Reforço	164
7-6	Grandezas das Séries 2 e 6 - Valores Experimentais	168
A-1	Legenda do Apêndice A	181
A-2	Série 1 - Viga 3 - Ensaio Único	182
A-3	Série 1 - Viga 7 - Ensaio Único	183
A-4	Série 2 - Viga 4 - Ensaio Inicial	184
A-5	Série 2 - Viga 4 - Ensaio Final	185
A-6	Série 2 - Viga 10 - Ensaio Inicial	186
A-7	Série 2 - Viga 10 - Ensaio Final	187
A-8	Série 3 - Viga 2 - Ensaio Inicial	188
A-9	Série 3 - Viga 2 - Ensaio Final	189
A-10	Série 3 - Viga 9 - Ensaio Inicial	190
A-11	Série 3 - Viga 9 - Ensaio Final	191
A-12	Série 4 - Viga 5 - Ensaio Inicial	192
A-13	Série 4 - Viga 5 - Ensaio Final	193
A-14	Série 4 - Viga 8 - Ensaio Inicial	194
A-15	Série 4 - Viga 8 - Ensaio Final	195
A-16	Série 5 - Viga 1 - Ensaio Inicial	196

A-16a Série 5 - Procedimentos de Reforço	196
A-17 Série 5 - Viga 1 - Ensaio Final	197
A-18 Série 5 - Viga 6 - Ensaio Inicial	198
A-18a Série 5 - Viga 6 - Procedimento de Reforço	198
A-19 Série 5 - Viga 6 - Ensaio Final	199
A-20 Série 6 - Viga R1 - Ensaio Único	200
A-21 Série 6 - Viga R2 - Ensaio Único	201
B-1 Resultados Teóricos e pelos Critérios da NBR-6118 - Estádios I e II	203
B-2 Abertura de Fissuras pela NBR-6118	203
C-1 Flechas e Curvaturas Devidas ao Peso Próprio e ao Peso do Concreto do Reforço - Valores Teóricos	205
C-2 Flechas e Curvaturas Devidas ao Peso Próprio e ao Peso do Concreto do Reforço - Valores Experimentais	205

LISTA DE FIGURAS

2-1	Vigas Originais - Seção Transversal Típica e Esquema do Ensaio - D. N. Trikha, S. C. Jain, e S. K. Hali	18
2-2	Vigas Reforçadas dos Casos I, II, III, IV e V - Seções Transversais Típicas - D. N. Trikha, S. C. Jain, e S. K. Hali	18
2-3	Seção Transversal das Vigas Ensaaiadas - S. C. Liew e H. K. Cheong	22
2-4	Seção Longitudinal das Vigas Ensaaiadas e Esquema do Ensaio	22
2-5	Seção Transversal das Vigas e Esquema do Ensaio - A. L. C. Alexandre, F. Caravello, M. S. C. Reis e S. B. Correia	24
2-6	Seção Transversal das Vigas e Esquema do Ensaio - R.H.F de Souza	28
3-1	Vigas Originais - Características	34
3-2	Vigas da Série 2 - Características	36
3-3	Vigas da Série 3 - Estribos Prolongados	37
3-4	Vigas da Série 4 - Características	38
4-1	Cisalhamento Inclinado - Corpo de Prova	45
4-2	Aderência pelo Ensaio de Cisalhamento Inclinado	50
4-3	Concreto das Vigas Originais- Diagrama Tensão x Deformação - Dados Experimentais e Regressão Polinomial	55
4-4	Concreto das Vigas Originais - Diagrama Tensão x Deformação - Curva Experimental e Curva Teórica	57
4-5	Concreto do Reforço - Diagrama Tensão x Deformação - Dados Experimentais e Regressão Polinomial	59
4-6	Concreto do Reforço - Diagrama Tensão x Deformação -	

Curva Experimental e Curva Teórica	60
4-7 Aço das Vigas Originais - Diagrama Tensão x Deformação - Dados Experimentais e Regressão Polinomial	63
4-8 Aço das Vigas Originais - Regressão Linear	64
4-9 Aço do Reforço - Diagrama Tensão x Deformação - Dados Experimentais e Regressão Polinomial	66
4-10 Aço do Reforço - Regressão Linear	67
5-1 Seção Transversal e Escoramento das Formas	71
5-2 Esquema de Montagem dos Ensaios de Flexão	73
6-1 Seção Transversal Real e Homogeneizada - Estados de Deformação e Tensão - Estádio I - Vigas das Séries 2 e 3	82
6-2 Notação para Cálculo das Flechas Segundo Equação (6-4)	83
6-3 Seção Transversal Real e Homogeneizada - Estados de Deformação e Tensão - Estádio II - Vigas das Séries 2 e 3	84
6-4 Seção Transversal Real - Estados de Deformação e Tensão - Estádio III - Vigas das Séries 2 e 3	87
6-5 Seção Transversal Real - Estados de Deformação e Tensão - Fissuração pela NBR-6118 - Vigas das Séries 2 e 3	89
6-6 Seção Transversal Real - Estados de Deformação e Tensão - Estado Limite Último da NBR-6118 - Vigas das Séries 2 e 3	94
7-1 Série 1 - Carga x Flecha no Meio do Vão	103
7-2 Série 1 - Momento x Curvatura no Meio do Vão	103
7-3 Série 2 - Carga x Flecha no Meio do Vão	108
7-4 Série 2 - Momento x Curvatura no Meio do Vão	109
7-5 Série 3 - Carga x Flecha no Meio do Vão	114
7-6 Série 3 - Momento x Curvatura no Meio do Vão	115
7-7 Série 3 - Momento x Abertura de Fissura	118
7-8 Série 4 - Carga x Flecha no Meio do Vão	121
7-9 Série 4 - Momento x Curvatura no Meio do Vão	121

7-10	Série 5 - Carga x Flecha no Meio do Vão	127
7-11	Série 5 - Momento x Curvatura no Meio do Vão	127
7-12	Série 5 - Momento x Abertura de Fissura	131
7-13	Série 6 - Carga x Flecha no Meio do Vão	133
7-14	Série 6 - Momento x Curvatura no Meio do Vão	134
7-15	Série 6 - Momento x Abertura de Fissura	137
7-16	Séries 3 e 5 - Momento x Abertura da Primeira Fissura	141
7-17	Série 6 - Momento x Abertura da Primeira Fissura	141
7-18	Vigas Originais das Séries 2 e 3 - Carga x Flecha no Meio do Vão	144
7-19	Séries 2 e 3 - Carga x Flecha no Meio do Vão	144
7-20	Séries 2 e 3 - Momento x Curvatura no Meio do Vão	145
7-21	Séries 3 e 4 - Trechos de Aderência -Seção Transversal	148
7-22	Vigas Originais das Séries 3 e 4 - Carga x Flecha no Meio do Vão	149
7-23	Séries 3 e 4 - Carga x Flecha no Meio do Vão	150
7-24	Séries 3 e 4 - Momento x Curvatura no Meio do Vão	151
7-25	Vigas Originais das Séries 3 e 5 - Carga x Flecha no Meio do Vão	154
7-26	Séries 3 e 5 - Carga x Flecha no Meio do Vão	154
7-27	Séries 3 e 5 - Momento x Curvatura no Meio do Vão	155
7-28	Séries 3 e 5 (Sem Leitura Inicial) - Carga x Flecha no Meio do Vão	156
7-29	Séries 3 e 5 (Sem Leitura Inicial) - Momento x Curvatura no Meio do Vão	157
7-30	Série 1 - Carga x Flecha no Meio do Vão	161
7-31	Séries 1 e 2 - Carga x Flecha no Meio do Vão	161
7-32	Séries 1 e 3 - Carga x Flecha no Meio do Vão	162
7-33	Séries 1 e 4 - Carga x Flecha no Meio do Vão	162
7-34	Séries 1 e 5 - Carga x Flecha no Meio do Vão	163
7-35	Séries 2 e 6 - Carga x Flecha no Meio do Vão	166
7-36	Séries 2 e 6 - Momento x Curvatura no Meio do Vão	167

CAPÍTULO 1

Introdução

Preliminares

1.1 - Considerações

1.2 - Justificativa do Estudo

1.3 - Objetivos do Estudo

1.4 - Escopo do Estudo

1.5 - Notação

1.1 - Considerações Preliminares

O concreto, não sendo um material inerte, está sempre sujeito a alterações em função das interações entre seus elementos constitutivos, e ainda entre esses e agentes externos, tais como: ácidos, bases, sais, gases e vapores. Muitas vezes dessas interações resultam danos para as estruturas: desagregação, fraturamento, carbonatação, corrosão das armaduras, entre outros. Variações ou gradientes de temperatura, recalques das fundações, incêndios, explosões, choques, terremotos, podem solicitar exageradamente as estruturas, provocando-lhes, também, danos. Retirando-se as causas fortuitas para as anomalias das estruturas de concreto, as demais podem ser enquadradas, de uma forma geral, em: deficiências de projeto, deficiências de execução, deficiências na escolha ou utilização dos materiais, tratamento inadequado dos mesmos, má utilização das estruturas prontas ou ausência de manutenção. Em qualquer caso, as estruturas ou peças estruturais de

concreto podem apresentar desempenho inferior àqueles necessários ao seu bom funcionamento, imediatamente após sua entrada em serviço ou a qualquer tempo ao longo da vida útil prevista. São indispensáveis, então, intervenções capazes de restituir o desempenho da estrutura, caso ele tenha diminuído - recuperação da estrutura - ou de aumentá-lo, levando-o ao nível necessário - reforço da estrutura.

Intervenções de reforço são também necessárias, mesmo em estruturas íntegras e com bom desempenho, nos casos em que o aumento das solicitações é indispensável em função de alterações na sua utilização.

1.2 - Justificativa do Estudo

A realidade da construção civil no Brasil mostra que, atualmente, é grande o número de estruturas em concreto precisando de recuperação ou reforço. Mostra, também, ser elevadíssima a estimativa de custos para tais intervenções - 100 bilhões de dólares até o ano 2000, segundo a revista Construção São Paulo [1]. Portanto, para se reduzir os gastos com essas necessárias e, às vezes, inadiáveis intervenções, torna-se importante a adoção de processos de recuperação ou reforço que utilizem materiais e técnicas convencionais. Isto faz com que procedimentos, que de outra forma seriam altamente especializados, se tornem análogos aos executados nas estruturas novas, permitindo um aumento do número de empresas capazes de executá-los com qualidade, eficiência e rapidez.

Por outro lado, é pequeno o número de resultados relativos à verificação do desempenho e comportamento dos diversos elementos estruturais reforçados ou recuperados pelos vários processos existentes e para todos os tipos de solicitação. Esse fato justifica a inexistência de critérios específicos para recuperação e reforço nas normas técnicas. É, por conseguinte, de grande importância a intensa

pesquisa nessa área para que se consiga, a médio prazo, a elaboração de especificações e normas técnicas seguras e confiáveis e, a curto prazo, a obtenção de dados que possibilitem a aferição e/ou aperfeiçoamento de critérios de projeto até então adotados, os quais, normalmente, baseiam-se em adaptações ou simples aplicação de prescrições de normas existentes para estruturas novas, sem a devida verificação de sua aplicabilidade, e na experiência pessoal do projetista.

A cada dia se torna mais premente a redução dos prazos de execução das obras, como consequência da necessidade de redução de custos e rápida utilização da edificação. Nas obras de recuperação ou reforço, a necessidade de rápida solicitação da estrutura é ainda maior, visto que a edificação já está em uso. Por isso, reforços solicitados a baixas idades devem ser amplamente estudados. Nesse aspecto, a utilização de concretos de alto desempenho inicial (CADI) é uma boa opção, em função de suas características mecânicas, aliadas àquelas referentes aos modernos conceitos de durabilidade.

1.3 - Objetivos do Estudo

O principal objetivo do presente trabalho é verificar o comportamento, o desempenho e a eficiência do reforço à flexão de vigas de concreto armado; reforço esse executado através do aumento das seções de concreto e aço, e solicitado a baixa idade.

Dentro desse objetivo, aspectos importantes do comportamento estrutural das vigas reforçadas serão analisados. A ligação concreto velho - concreto novo terá especial atenção, principalmente no que se refere à influência do número de estribos que atravessa a interface desses concretos, bem como à extensão da área de contato entre eles, fatores determinantes no grau de intervenção na estrutura e

no grau de dificuldade da execução do reforço. É importante registrar que foi descartado, a priori, o uso de adesivos com base epóxi na ligação dos dois concretos, em função das dificuldades impostas à obra com a sua utilização, destacadamente as oriundas da limitação do tempo decorrido entre a sua preparação e o lançamento do concreto do reforço. A grande sensibilidade desses adesivos a altas temperaturas também influenciou nessa decisão. A influência do estado de solicitação da viga no momento do reforço será analisada (reforço sob carga), tendo em vista ser essa a condição real quando, ou não se pode, ou não se quer erguer e escorar a peça estrutural (alívio de carga) antes de reforçá-la, operações que aumentam o custo e o prazo de execução da obra.

O comportamento das vigas reforçadas será comparado com o das vigas antes do reforço para a verificação dos ganhos alcançados, e com o de vigas monolíticas (concretadas em uma só etapa), com seções de concreto e aço iguais às das reforçadas, para verificação da eficiência do reforço.

Os resultados dos ensaios das vigas serão, também, comparados com resultados obtidos através de cálculos teóricos e cálculos que utilizam os critérios de projeto da NBR-6118 [2]. Essa última comparação visa verificar a aplicabilidade das prescrições daquela norma, específicas para estruturas novas, em projetos de reforço.

É importante frisar que, em todas as etapas da execução do reforço, procurou-se ter em mente as condições, dificuldades e facilidades existentes nas obras, para que todos os procedimentos adotados em laboratório pudessem ser nelas executados, facilmente e com a mesma eficiência. No projeto do reforço, buscou-se tirar partido de toda e qualquer consideração que simplificasse tais procedimentos.

1.4 - Escopo do Estudo

O Capítulo 2 apresenta uma síntese da bibliografia especializada sobre recuperação e reforço de estruturas de concreto, enfocando apenas os aspectos que se relacionam diretamente com os objetivos deste trabalho. No Capítulo 3 estão descritas as características das vigas ensaiadas. O Capítulo 4 descreve os materiais utilizados nos experimentos, sendo que os procedimentos de confecção, reforço e ensaio das vigas estão descritos no Capítulo 5. No Capítulo 6 estão mostrados os resultados dos ensaios desenvolvidos, sendo que sua análise se encontra no Capítulo 7. Conclusões e recomendações oriundas do presente estudo e sugestões para pesquisas futuras são apresentadas no Capítulo 8.

1.5 - Notação

Nos capítulos deste trabalho, quando não for indicada, prevalecerá a seguinte notação:

c = coesão;

$CP(s)$ = corpo (s) de prova;

E_{cm} = módulo de elasticidade secante médio do concreto;

$E_{cm,orig}$ = módulo de elasticidade secante médio do concreto das vigas originais;

$E_{cm,ref}$ = módulo de elasticidade secante médio do concreto do reforço;

E_{co} = módulo de elasticidade do concreto, tangente na origem;

E_{sec} = módulo de elasticidade secante do concreto, estimado pela NBR-6118;

E_{sm} = módulo de elasticidade médio do aço;

$E_{sm,orig}$ = módulo de elasticidade médio do aço das vigas originais;

$E_{sm,ref}$ = módulo de elasticidade médio do aço do reforço;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão;

f_{cj} = resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão;

$f_{ck,orig}$ = resistência característica à compressão do concreto das vigas originais na data dos ensaios (idade acima de 290 dias);

$f_{ck,ref}$ = resistência característica à compressão do concreto do reforço na data dos ensaios (idade de 4 dias);

f_{cm} = resistência média do concreto à compressão uniaxial;

$f_{cm,orig}$ = resistência média à compressão do concreto das vigas originais na data dos ensaios (idade acima de 290 dias);

$f_{cm,ref}$ = resistência média à compressão do concreto do reforço na data dos ensaios (idade de 4 dias);

f_{stm} = limite médio de resistência do aço à tração - NBR-7480;

f_{tk} = resistência característica do concreto à tração (compressão diametral);

$f_{tk,orig}$ = resistência característica à tração do concreto das vigas originais;

$f_{tk,ref}$ = resistência característica à tração do concreto do reforço;

$f_{tm,sp}$ = resistência média do concreto à tração por compressão diametral;

f_{yk} = resistência característica do aço à tração;

$f_{yk,orig}$ = resistência característica à tração do aço das vigas originais;

$f_{yk,ref}$ = resistência característica à tração do aço do reforço;

f_y = resistência característica de escoamento do aço à tração - NBR-7480;

ε_c = deformação específica do concreto à compressão;

ε_s = deformação específica do aço;

$\varepsilon_{s,esc}$ = deformação de escoamento do aço;

μ = coeficiente de atrito;

σ = tensão normal de compressão;

σ_c = tensão normal de compressão no concreto;

$\sigma_{c,0,002}$ = tensão normal de compressão correspondente à deformação de 0,002;

σ_s = tensão normal de tração na armadura;

τ = tensão de cisalhamento;

ϕ = diâmetro.

CAPÍTULO 2

Revisão Bibliográfica

2.1 - Introdução

2.2 - Revisão Bibliográfica

2.2.1 - Sobre Materiais e Procedimentos

2.2.2 - Sobre Reforço à Flexão

2.1 - Introdução

A área de recuperação e/ou reforço de estruturas de concreto é, infelizmente, ainda hoje, carente de estudos e pesquisas científicas. Entretanto, é relativamente grande o número de obras executadas nessa área, o que leva a crer que os projetos de recuperação e/ou reforço têm sido executados mais com base na experiência e expectativa otimista do projetista, bem como na aplicação e adaptação de critérios definidos para estruturas novas, do que em critérios embasados na experimentação de estruturas recuperadas ou reforçadas. A inexistência de normas específicas para projetos de recuperação e reforço, pelo menos por parte da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) confirma o insuficiente número de resultados experimentais.

Tem sido grande, nos últimos tempos, o desenvolvimento, por parte da indústria química, de materiais específicos para o reparo, recuperação ou reforço de

estruturas de concreto. Os catálogos dos fabricantes além de apresentarem as propriedades desses materiais, muitas vezes quantificam algumas de suas características físicas, sem que, entretanto, a metodologia e o tipo de ensaio adotados na caracterização sejam citados. Assim como os processos de recuperação ou reforço, tais materiais devem ser também pesquisados amplamente, para que sejam comprovadas todas as suas características, bem como determinado seu desempenho quando em conjunto com os demais materiais aos quais estará associado, além da sua possível influência na alteração do comportamento desses últimos. Infelizmente, também o volume desse tipo de pesquisa é reduzido. É preocupante o fato de algumas delas terem verificado que determinados materiais apresentam características opostas às especificadas pelos fabricantes. Cita-se, como exemplo, a desenvolvida por Clímaco [3], constatando que alguns materiais ditos como capazes de promover melhor aderência entre concreto velho e concreto novo, na realidade, apenas prejudicavam a aderência intrínseca deles.

Por outro lado, convém ressaltar um ponto importante que, muitas vezes, leva um material de excelentes qualidades a falhar. Trata-se do seu uso sem a fiel obediência das recomendações de preparo e aplicação, o que compromete o desempenho da estrutura recuperada ou reforçada e a avaliação da eficiência do material.

O reduzido número de publicações encontrado na literatura talvez seja o motivo para o fato comum de revisões bibliográficas de trabalhos acadêmicos, que abordam recuperação ou reforço de peças estruturais, enfocarem rica e detalhadamente os diversos processos de recuperação e reforço, bem como materiais e técnicas neles empregados, e, pouco ou nada, comentarem sobre trabalhos já desenvolvidos sobre o assunto enfocado.

O objetivo deste capítulo é apresentar um breve resumo e destacar pontos importantes dos trabalhos mais relevantes, encontrados na pesquisa bibliográfica, que diretamente se relacionam, ou com o sistema de reforço utilizado, ou com o tipo de solicitação para a qual o reforço foi executado, ou com os procedimentos de execução e materiais empregados neste trabalho.

2.2 - Revisão Bibliográfica

Este item está dividido em duas partes. Na primeira, são feitas referências relativas a materiais e procedimentos, e, na segunda, é feito um breve resumo de trabalhos que visaram a verificação de desempenho de vigas submetidas à flexão, reforçadas através do aumento das seções de concreto e aço. Esse resumo visa dar uma visão global desses trabalhos, descrevendo: a geometria das peças originais e de seus reforços, os materiais empregados, os procedimentos adotados, o método de ensaio, as observações e conclusões dos autores.

2.2.1 - Sobre Materiais e Procedimentos

Quando se trata da execução de um processo de reforço que implica no acréscimo da seção transversal da peça, as exigências com relação às características e propriedades físicas do concreto a ser utilizado são maiores do que as necessárias em estruturas novas. Quando se pretende solicitar o reforço a baixa idade, tais exigências se tornam ainda maiores e o seu total atendimento é de fundamental importância para o sucesso da intervenção.

Portanto, com relação ao concreto de reforço, além da necessidade de alto desempenho inicial quanto à resistência à compressão, à resistência à tração e ao módulo de elasticidade, para que um concreto com baixa idade se equipare a um concreto de idade avançada, assumem papéis importantes: a sua elevada fluidez e aderência ao concreto endurecido. A primeira é normalmente exigida em função das dimensões das peças a serem concretadas e das condições de lançamento e adensamento, sendo a segunda necessária ao bom desempenho da peça reforçada. A combinação desses dois aspectos praticamente obriga à utilização de aditivos superplastificantes (SP) no preparo do concreto a ser utilizado no reforço.

O. P. Ferreira e L. F. e Silva [4] desenvolveram um estudo bibliográfico sobre o uso de superplastificantes para obtenção de concretos fluidos abordando temas ligados a cuidados na dosagem, produção e propriedades no estado fresco e endurecido. Segundo os autores, as observações e conclusões de diversos pesquisadores podem ser resumidas da seguinte maneira:

- Na dosagem do concreto fluido, definido como aquele que tem alta trabalhabilidade (abatimento do tronco de cone superior a 200 mm), o objetivo primordial, além da obtenção da alta trabalhabilidade com o aditivo superplastificante, é o de não se ter segregação nem exsudação da mistura fresca, o que se consegue observando determinadas relações entre os materiais constituintes do concreto e partindo-se de um slump mínimo inicial (75mm) antes da colocação do aditivo SP;
- Por definição, o concreto fluido é auto-adensável, a saber, não necessita de vibração, ou, em certos casos, necessita dela, mas com pouca intensidade;
- O concreto fluido se adapta bem aos casos de armadura muito densa e para o caso de bombeamento;
- A rápida perda de trabalhabilidade do concreto fluido, um dos entraves da utilização dos aditivos superplastificantes, é influenciada por vários fatores, a

saber: tipo e dosagem do aditivo SP, tempo da adição, temperatura e umidade relativa do ambiente, tipo e consumo de cimento, consistência inicial do concreto, presença de outros aditivos, processo de mistura, etc;

- De uma forma geral, a cura do concreto fluido é semelhante à do concreto comum. Deve-se atentar para o fato de que, quando se usa retardador de pega em conjunto com SP, a resistência do concreto diminui a baixas idades, devendo-se tomar maior cuidado na cura do mesmo;
- A retração por secagem do concreto fluido é igual à do concreto comum;
- Conforme demonstrado pelo estudo de Mailvaganam [APUD-4], o aditivo SP utilizado na obtenção do concreto fluido, não altera a resistência à compressão aos 7 e aos 28 dias de idade, com exceção daquele aditivo com retardador de pega incorporado, no qual há uma pequena perda de resistência;
- Quanto à durabilidade, Hattori [APUD-4] demonstrou que os concretos com SP não apresentaram problemas, quando comparados com os concretos comuns, através de corpos de prova extraídos de estruturas de concreto com SP que estiveram sob a ação de gelo e degelo durante 11 anos;
- Não há indícios, nos poucos estudos realizados, de que haja influência negativa da adição de aditivos SP sobre a corrosão das armaduras.

Com relação à aderência entre concreto novo e concreto endurecido, J. C. T. de S. Clímaco [3] desenvolveu um programa experimental que analisava a influência do uso de diversos tipos de agentes adesivos na interface entre os dois concretos. Para a avaliação dessa aderência, o autor empregou o ensaio de compressão-cisalhamento de junta inclinada (“slant shear test”). Clímaco observou que esse ensaio era adotado pela maioria das normas internacionais, mas que, entre elas, havia divergências quanto ao ângulo da junta, à preparação da superfície de aderência e à forma e dimensão dos corpos de prova.

Em pesquisa bibliográfica, Clímaco observou que, no caso de ruptura da junta, o estado global de tensões, na interface dos dois concretos, apresentava tensões de compressão e cisalhamento e que o critério de Coulomb ($\tau = c + \mu \cdot \sigma$) poderia ser usado para descrever a resistência última do corpo de prova. Da mesma forma, observou que o ângulo crítico da junta dependia do grau de aspereza de sua superfície, tendo, para isto, se baseado no trabalho de Regan [APUD-3], que propunha valores constantes para a coesão ($c = 0,25 \cdot f_{cc}^{2/3}$; onde f_{cc} = resistência em CP cilíndrico) e o coeficiente de atrito (superfície áspera, $\mu = 1,4$; superfície média, $\mu = 1,0$; superfície lisa, $\mu = 0,7$).

O programa experimental analisou os seguintes parâmetros: tratamento da junta (16 tipos), ângulo da junta (60^0 , $63,3^0$, 70^0 e 90^0), agentes adesivos (8 tipos: argamassa de cimento e areia, resinas epóxi, polímeros, copolímero, emulsões acrílicas), dimensões dos CP's prismáticos (3 versões), e idade do concreto de base na época dos reparos (2 a 3 semanas ou 10 meses). O concreto de base e o de reparo eram de alta resistência, com fator A/C de 0,4 e resistência à compressão média (em CP's cúbicos) de 65 MPa. Os CP's compostos foram testados após os reparos terem atingido a idade mínima de 30 dias. A eficiência dos diferentes sistemas de ligação foi comparada em termos da razão f_{cmed} / f_{cumin} (f_{cmed} = resistência média de um grupo de três CP's compostos; f_{cumin} = menor valor da resistência à compressão dos concretos de base e de reparo).

O autor concluiu que:

- O teste de compressão-cisalhamento de junta inclinada parece ser o mais indicado para a verificação da aderência entre concretos, embora dependa, fundamentalmente, de uma escolha correta de dois fatores - ângulo da junta e preparação da superfície;
- Dos agentes adesivos utilizados, apenas a argamassa de cimento portland e a resina epoxi evidenciaram capacidade de melhorar a aderência, particularmente no caso de reparos sobre concreto jovem e juntas com maior inclinação;
- Vários sistemas comercialmente apresentados como de propriedades adesivas mostraram-se sem efeito ou prejudiciais à aderência, como, por exemplo, os que utilizavam as emulsões acrílicas VDM758 e M370 da Mowilith e o copolímero EP400 da Vinnapas;
- O umedecimento da superfície da junta antes do reparo mostrou ser prejudicial à aderência nos grupos sem camada adesiva (redução de 14% em relação à superfície seca). “A superfície extremamente seca do concreto maduro melhora a aderência na interface, possivelmente, pela migração e penetração de cristais de cimento hidratado na superfície escarificada do concreto velho, provavelmente associadas a um decréscimo do fator água/cimento do concreto vizinho à junta”;
- O reparo sem uso de camada adesiva sobre superfície seca, nos testes onde o concreto de base tinha de 2 a 3 semanas de idade, apresentou um crescimento de 22% em relação aos testes onde aquela idade era de 10 meses. A razão f_{cmed} / f_{cumin} foi de 0,995, pouco inferior ao reparo com resina epóxi, que apresentou a razão 1,08;
- Adensamento e cura eficientes são, obviamente, essenciais para garantir boa hidratação do concreto e minimizar a retração inicial; e

- Esses resultados foram obtidos com o uso de concretos de alta resistência, fato que recomenda um estudo mais aprofundado utilizando concretos com resistências mais baixas e de maior porosidade.

Ainda com relação ao “slant shear test”, J. R. Eyre [5] concluiu que a escolha do material a ser aplicado sobre o concreto endurecido poderia ser feita usando-se considerações de tensões de ligação ($\tau = c + \mu \cdot \sigma$) e resultados do “slant shear test”, desde que fosse assegurado um padrão de rugosidade da superfície de aderência e que os resultados fossem representados na forma de critério de falha (que exige o ensaio de corpos de prova com vários ângulos de inclinação da superfície de aderência).

Como citado, a utilização de um concreto de alto desempenho inicial para a execução de um reforço que será solicitado a baixa idade se prende à necessidade de se conseguir, nessa idade, um concreto que exiba características próximas das apresentadas por outro de idade bem avançada. É importante, portanto, o conhecimento da evolução, com o tempo, dessas características, principalmente a baixas idades. Os trabalhos desenvolvidos por J. M. Flor [6] e A. A. Ferrari [7] investigaram a evolução das propriedades mecânicas de concretos, fabricados com cimento Portland CP-V- ARI, com resistência à compressão variando de 30 a 70 MPa, entre as idades de 1 e 180 dias. Flor utilizou o cimento ARI da Ciminias e Ferrari o ARI - PLUS do mesmo fabricante.

A Tabela 2-1 mostra a razão, em porcentagem, da resistência à compressão, da resistência à tração por compressão diametral e do módulo de elasticidade em relação aos seus valores aos 28 dias, de todos os concretos e idades estudadas por Flor.

Tabela 2-1 - Resultados Experimentais (% 28 dias) - J. M. Flor [6]

Idade (dias)	$f_{c,28} = 30 \text{ MPa}$			$f_{c,28} = 50 \text{ MPa}$			$f_{c,28} = 55 \text{ MPa}$			$f_{c,28} = 60 \text{ MPa}$		
	f_c (% $f_{c,28}$)	E_c (% $E_{c,28}$)	f_t (% $f_{t,28}$)	f_c (% $f_{c,28}$)	E_c (% $E_{c,28}$)	f_t (% $f_{t,28}$)	f_c (% $f_{c,28}$)	E_c (% $E_{c,28}$)	f_t (% $f_{t,28}$)	f_c (% $f_{c,28}$)	E_c (% $E_{c,28}$)	f_t (% $f_{t,28}$)
1	32	56	52	59	89	80	53	76	78	56	81	83
3	69	91	96	83	109	94	88	87	102	81	92	108
7	84	125	104	105	112	106	99	83	108	102	97	112
14	85	99	100	102	105	96	97	102	97	101	99	99
28	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
56	97	119	124	119	101	110	117	106	103	100	109	106

A Tabela 2-2, análoga à Tabela 2-1, apresenta os resultados obtidos por Ferrari. Salienta-se que a resistência à tração foi determinada em ensaio de flexão e que o traço de 70 MPa continha microssilica.

Tabela 2-2 - Resultados Experimentais (% 28 dias) - A. A. Ferrari [7]

Idade (dias)	$f_{c,28} = 50 \text{ MPa}$			$f_{c,28} = 60 \text{ MPa}$			$f_{c,28} = 70 \text{ MPa}$		
	f_c (% $f_{c,28}$)	E_c (% $E_{c,28}$)	f_r (% $f_{r,28}$)	f_c (% $f_{c,28}$)	E_c (% $E_{c,28}$)	f_r (% $f_{r,28}$)	f_c (% $f_{c,28}$)	E_c (% $E_{c,28}$)	f_r (% $f_{r,28}$)
3	95	76	71	92	91	66	76	89	56
7	106	87	86	101	92	79	91	98	76
28	100	100	100	100	100	100	100	100	100
90	122	101	101	118	103	114	114	104	110
180	119	102	117	115	101	123	108	101	107

Flor e Ferrari concluíram que nos concretos de alto desempenho a resistência à compressão, a resistência à tração e o módulo de elasticidade não evoluem na mesma proporção, destacadamente até a idade de 28 dias.

É interessante observar, na Tabela 2-1, que a razão percentual da resistência à tração e do módulo de elasticidade foi, em média, maior do que a da resistência à compressão até a idade de quatorze dias.

2.2.2 - Sobre Reforço à Flexão

Na revisão bibliográfica, não foram encontradas pesquisas que tivessem averiguado alguns dos aspectos abordados neste trabalho, como, por exemplo, o reforço sob carga e a sua solicitação a baixa idade. Mesmo as pesquisas que adotaram processo de reforço similar ao do presente estudo, apresentavam, em relação a ele, importantes diferenças quanto à seção transversal e vão das vigas, aos tipos de concretos utilizados e aos procedimentos de reforço, entre outras. Em função disso, procurou-se fazer um pequeno resumo dos trabalhos referenciados de forma que se pudesse avaliar tais diferenças.

D. N. Trikha, S. C. Jain, e S. K. Hali [8] estudaram o comportamento de vigas retangulares de concreto armado reforçadas à flexão de diferentes maneiras, mas todas através do aumento da seção de concreto e, às vezes, também, do aço. Os autores buscaram verificar: os ganhos conseguidos com reforços à flexão, que utilizavam, como agentes adesivos, o epoxi e a nata de cimento; a influência da injeção ou não das fissuras com resina epoxi antes da execução do reforço; as diferenças de comportamento entre vigas reforçadas, estando elas íntegras ou fissuradas antes do reforço.

A seção típica das vigas que seriam reforçadas (vigas originais) e o esquema de ensaio são mostrados na Figura 2-1. Na figura está indicada também a tensão de escoamento da armadura utilizada.

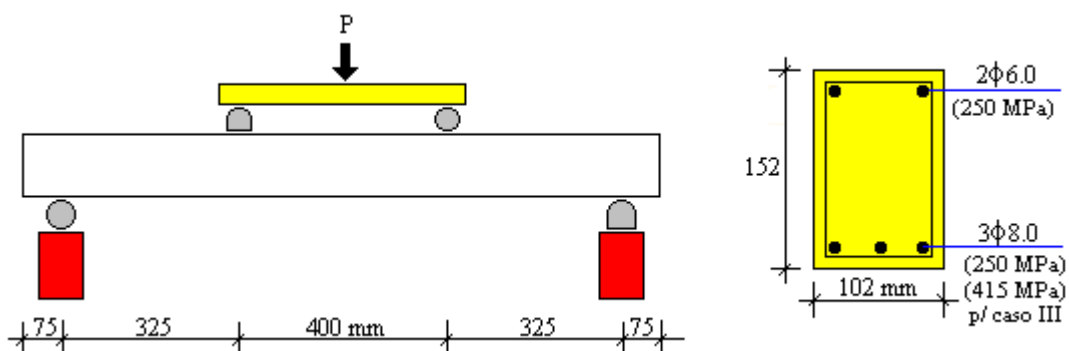


Figura 2-1 - Vigas Originais - Seção Transversal Típica e Esquema do Ensaio

O concreto utilizado no reforço, que era o mesmo das vigas originais, tinha a idade de 28 dias quando foi solicitado. A sua resistência à compressão (em CP's cúbicos) era de 15 MPa e o fator A/C igual a 0,6.

As concretagens dos reforços e as injeções de resina epóxi foram executadas em bancada. A superfície do concreto das vigas originais que entraria em contato com o concreto de reforço era preparada através de lixamento manual.

Cinco diferentes técnicas de reforço foram empregadas e designadas como casos I a V. A Figura 2-2 mostra a seção transversal das vigas de cada caso após a execução do reforço.

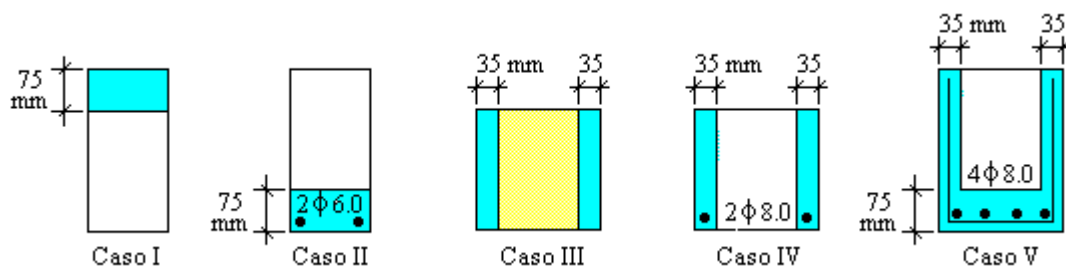


Figura 2-2 - Vigas Reforçadas dos Casos I, II, III, IV e V - Seções Transversais Típicas (aço reforço = 250 MPa)

O aço das armaduras das vigas originais e de reforço dos casos II, IV e V possuíam tensão de escoamento de 250 MPa. Para o caso III, essas armaduras tinham tensão de escoamento de 415 MPa. Todas as vigas, tanto antes (vigas originais), quanto após o reforço, eram sub-armadas, exceto as do caso III, que eram, sempre, superarmadas.

Para o estudo dos casos I, II, IV e V, foram ensaiadas 4 vigas, nomeadas A, B, C, e D com as seguintes características:

Viga A: viga de controle (viga original - ver Figura 2-1);

Viga B: viga reforçada usando nata de cimento como ponte de aderência entre os dois concretos (viga original sem carregamento inicial);

Viga C: viga reforçada usando argamassa epoxídica (epoxi + pó de sílica) como ponte de aderência entre os dois concretos (viga original sem carregamento inicial);

Viga D: igual viga C, só que reforçada após um carregamento inicial que fissurou a viga original. A viga foi reforçada sem que as fissuras tivessem sido reparadas.

Para o estudo do caso III, foram ensaiadas 5 vigas, nomeadas A, B, C, D e E. As vigas A até D tinham as características acima descritas. A viga E se diferenciava da viga D apenas pelo fato das suas fissuras iniciais terem sido reparadas com injeção de resina epoxi sob pressão antes do reforço.

É importante observar que os reforços foram executados sem que as vigas originais estivessem submetidas a qualquer carregamento.

As vigas reforçadas foram ensaiadas, também, segundo o esquema da Figura 2-1, tendo sido registradas a carga de fissuração, as flechas no meio do vão e a carga de ruptura.

As vigas reforçadas foram ensaiadas, também, segundo o esquema da Figura 2-1, tendo sido registradas a carga de fissuração, as flechas no meio do vão e a carga de ruptura.

Os resultados experimentais foram comparados com resultados obtidos através de critérios normatizados, em cujos cálculos foi considerado um diagrama retangular para o concreto, com tensão igual a $0,85 f_c'$ (f_c' = tensão característica), bem como coeficientes de segurança para os materiais, sendo o do concreto igual a 1,5 e o do aço 1,15.

Os autores chegaram às seguintes conclusões:

- no reforço, as cinco técnicas foram igualmente efetivas no sentido de alcançar a carga de ruptura calculada;
- a ligação concreto velho-concreto novo foi igualmente efetiva, no estado de serviço, independentemente do material de ligação utilizado. Próximo da ruptura a ligação feita com nata de cimento se abria;
- nenhuma vantagem especial foi obtida com o reparo das fissuras antes do reforço; e
- a faixa de variação da temperatura ambiente, nas condições de serviço, tem um importante efeito na eficácia de reparos e de métodos de reforços que utilizam sistemas epóxi, porque alguns desses sistemas amolecem e perdem resistência a altas temperaturas.

S. C. Liew e H. K. Cheong [9] analisaram a performance de vigas T de concreto armado reforçadas à flexão e ao cisalhamento através da técnica de encamisamento, que consistia na concretagem do reforço através da injeção, sob pressão, de calda de cimento nos vazios existentes entre os agregados graúdos

que foram colocados, manualmente, dentro de uma gaiola de arame que envolvia a viga original e as armaduras de reforço.

Segundo os autores, em função da necessidade da ação combinada do concreto da viga original com o concreto do reforço, foram estudados dois tipos de ancoragem dos estribos externos de reforço. A verificação da eficácia do método de reforço e da relativa eficiência dos métodos de ancoragem dos estribos do reforço foi feita através da comparação das vigas reforçadas com vigas monolíticas que tinham a mesma seção transversal. Essa comparação foi feita em termos do padrão das fissuras, das flechas, da rigidez e da carga de ruptura.

Foram ensaiadas seis vigas, divididas em duas séries (1 e 2) de três vigas nomeadas A, B e C. As vigas A e B eram reforçadas e a C era a viga monolítica de referência. Dentro de uma mesma série, todas as vigas tinham a mesma armadura de flexão e cisalhamento. As seções transversais das vigas das duas séries estão mostradas na Figura 2-3, enquanto a Figura 2-4 apresenta a seção longitudinal das mesmas, bem como o esquema dos ensaios. Nesses, foram medidas: a carga de fissuração, a carga de ruptura, as aberturas e as distâncias entre fissuras, e as flechas.

O concreto das vigas originais possuía uma resistência média (em CP's cúbicos) de 34 MPa e fator A/C de 0,65. A calda de cimento utilizada no concreto do reforço possuía relação A/C de 0,42. A resistência média (em CP's cúbicos) desse concreto era de 36 MPa. Na data dos ensaios o concreto do reforço tinha a idade mínima de 14 dias.

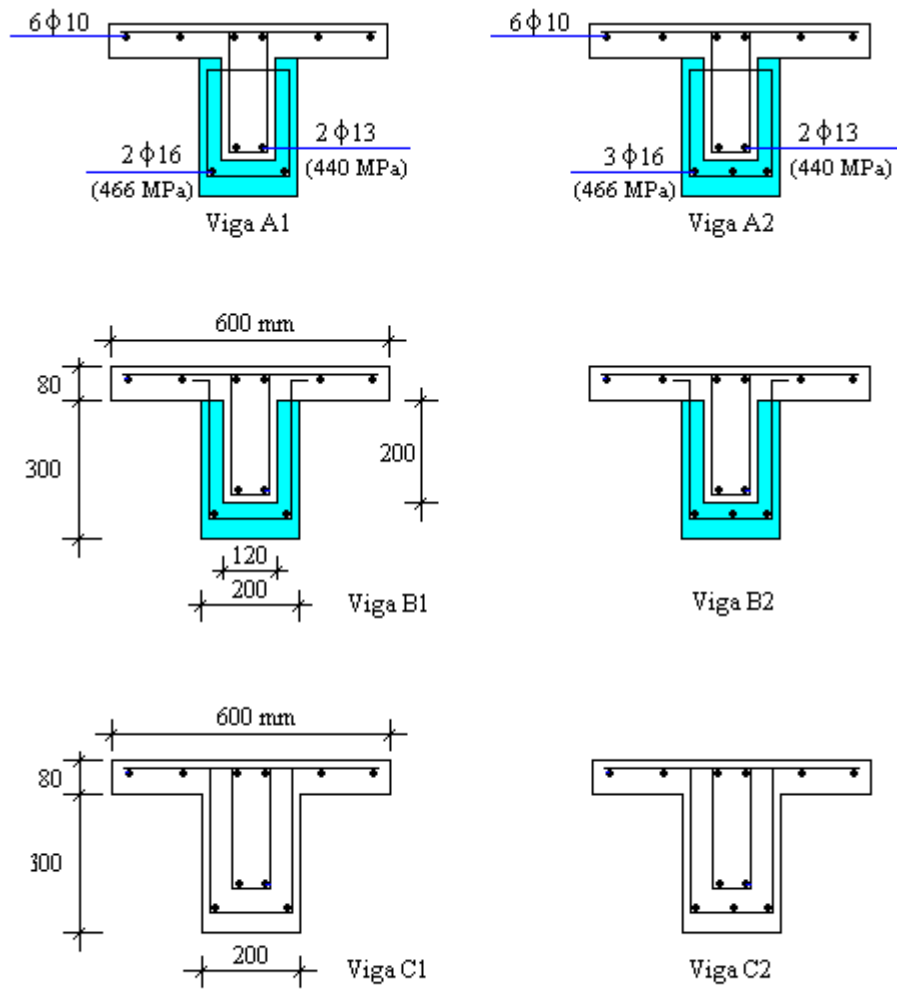


Figura 2-3 - Seção Transversal das Vigas Ensaçadas

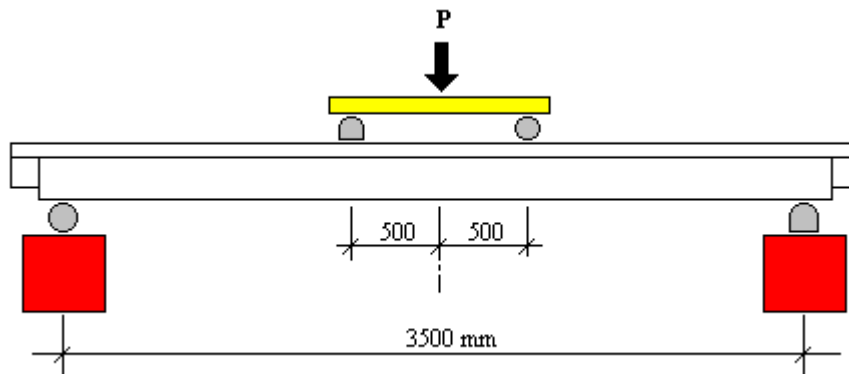


Figura 2-4 - Seção Longitudinal das Vigas Ensaçadas e Esquema do Ensaio

Antes da concretagem do reforço, que ocorria 7 dias após a moldagem da viga original, a superfície desse concreto era apicoada até a exposição do agregado graúdo.

As vigas originais não foram ensaiadas antes do reforço, ou seja, não estavam fissuradas no momento do reforço.

Os resultados experimentais foram comparados com resultados obtidos através de critérios normatizados. A carga teórica de serviço foi calculada pelos critérios da BS8110 - British Standards Institution, sendo que as flechas, para tal carga, foram estimadas pela equação 9-7 do ACI.

Os autores concluíram:

- a resistência de vigas reforçadas por encamisamento pode ser seguramente calculada através de análise elástica da seção de concreto, supondo total aderência entre o concreto da viga original e o concreto do reforço;
- pode-se esperar que a resistência à flexão a ser atingida pelas vigas reforçadas seja menor que a de vigas monolíticas com seção transversal com mesmos detalhes. Para as vigas testadas, a faixa de redução foi de 3 a 12 %;
- na carga de serviço, as vigas reforçadas apresentaram fissuras menos espaçadas e de menor abertura em comparação com as vigas monolíticas de referência, mas eram similares a estas em termos de deflexão e de comportamento;
- em estágios avançados de carregamento, todas as vigas reforçadas fletiram de forma dúctil e comportaram-se adequadamente quanto ao cisalhamento, confirmando a eficiência dos métodos de ancoragem dos estribos; e
- o concreto do reforço apresentou uma substancial quantidade de fissuras de retração, as quais podem dar origem a problemas de durabilidade e estética.

A. L. C. Alexandre, F. Caravello, M. S. C. Reis e S. B. Correia [10] compararam o desempenho de vigas retangulares de concreto armado reforçadas à flexão através de encamisamento utilizando dois materiais: concreto projetado e argamassa de cimento e areia com ponte de aderência de resina epóxi.

Foram ensaiadas 12 vigas, divididas em quatro séries (1 a 4) de três vigas, da seguinte forma:

- série 1 - vigas originais de referência;
- série 2 - vigas reforçadas com o uso de concreto projetado;
- série 3 - vigas reforçadas com o uso de argamassa;
- série 4 - vigas monolíticas de referência.

A Figura 2-5 mostra as seções transversais das vigas das quatro séries e o esquema do ensaio.

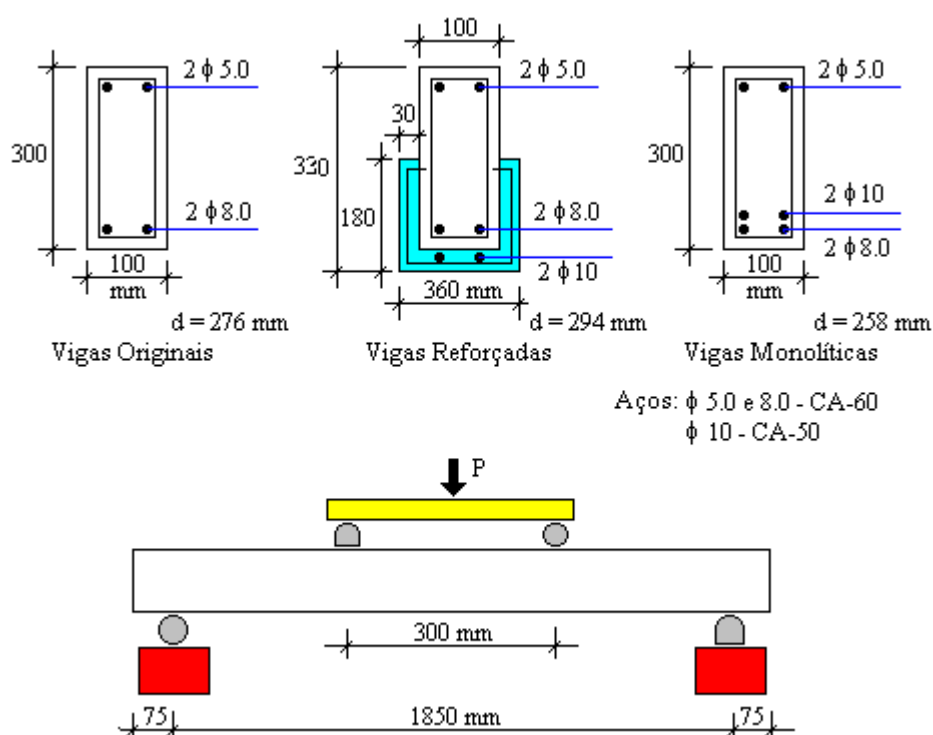


Figura 2-5 - Seção Transversal das Vigas e Esquema do Ensaio

O concreto das vigas originais e monolíticas possuía uma resistência média (em CP's cilíndricos) de 25 MPa e fator A/C de 0,70. Na data dos ensaios tinha a idade de 77 a 107 dias. A argamassa de cimento e areia (3:1), aditivada com agente adesivo (sikafix), utilizada no reforço, possuía resistência média (em CP's cilíndricos) de 31 MPa . A resistência característica (em CP's cilíndricos), aos 28 dias, do concreto projetado era de 18 MPa. Na data dos ensaios a argamassa e o concreto projetado do reforço tinham idades que variavam de 67 a 97 dias. Antes da execução do reforço, uma das três vigas originais das séries 2 e 3 foi submetida a ensaio preliminar que atingiu uma carga correspondente à carga de serviço, e cujo objetivo foi simular uma peça em uso. As outras duas vigas originais de cada uma dessas séries estavam íntegras quando foram reforçadas. O concreto das vigas originais que entraria em contato com o concreto ou argamassa de reforço foi apicoado.

No ensaio de cada viga, foram medidas as flechas, as aberturas das fissuras, a carga de ruptura e a deformação de cinco pontos do concreto ao longo da altura da viga no meio do vão.

A Tabela 2-3 mostra, para cada série, a carga de cálculo (carga de ruptura segundo os critérios da NBR-6118, com diagrama retangular do concreto), a carga característica (carga de cálculo dividida por 1,4), a carga teórica de ruptura (obtida como a carga de cálculo, só que utilizando os valores característicos de resistência dos materiais) e a carga de ruptura experimental. São mostradas, também, a relação entre a carga de ruptura experimental e a carga teórica de ruptura, bem como, entre aquela e a carga de cálculo.

Tabela 2-3 - Cargas de Ruptura, Característica e de Cálculo

Série	P_d	P_k	P_{ut}	P_{ue}	P_{ue}/P_{ut}	P_{ue}/P_d
1	33,6	24,0	44,5	51,5	1,16	1,53
2	70,8	50,6	112,7	113,5	1,01	1,60
3	70,8	50,6	112,5	91,3	0,81	1,29
4	59,8	42,7	94,3	106,3	1,13	1,78
P_d = carga de cálculo			P_{ut} = Carga Teórica de Ruptura			
P_k = carga característica			P_{ue} = Carga de Ruptura Experimental			

Os autores concluíram:

- Quanto à carga de cálculo, todas as vigas atenderam;
- Quanto à carga teórica de ruptura, as vigas reforçadas com concreto projetado a superaram em 1%. As vigas reforçadas com colagem epóxica e argamassa apresentaram resultados cerca de 20 % abaixo dela. Já as vigas originais e as monolíticas de referência a ultrapassaram, em média, 15 %;
- Quanto às flechas, as vigas reforçadas com concreto projetado e colagem epóxica com argamassa tiveram resultados semelhantes às vigas monolíticas até a carga característica destas últimas. A partir daí passaram a mostrar comportamento diferenciado, possivelmente em função das diferentes características dos métodos empregados e de problemas relacionados aos mesmos. Como exemplo, pode-se citar a perda de aderência, a partir de certa intensidade de carga, entre o concreto da viga original e a argamassa de reforço e o menor braço de alavanca das vigas monolíticas. As flechas medidas nos ensaios, quando da atuação da carga característica, foram sempre inferiores às previstas no cálculo pelos critérios da NBR-6118; e
- Quanto às fissuras, as aberturas, ao longo dos ensaios, apresentaram-se de forma coerente com o previsto no cálculo pelos critérios da NBR-6118, quando da atuação da carga característica.

O trabalho de R.H.F de Souza [11] visou analisar o comportamento à flexão e ao cisalhamento, em duas etapas distintas, de vigas T reforçadas por encamisamento, utilizando, como material de reforço, o concreto projetado e argamassa industrializada específica para a execução de reparos em concreto.

Para a análise do reforço à flexão, foram ensaiadas seis vigas, divididas em quatro séries (1 a 4), da seguinte maneira:

série 1 - viga original de referência - 1 peça;

série 2 - vigas reforçadas com concreto projetado - 2 peças;

série 3 - vigas reforçadas com argamassa especial - 2 peças;

série 4 - viga monolítica de referência - 1 peça.

A Figura 2-6 mostra as seções transversais das vigas das quatro séries e o esquema de ensaio.

O concreto das vigas originais e da viga monolítica (fator A/C de 0,58) possuía, na data dos ensaios, resistência à compressão média (em CP's cilíndricos) de 42 MPa, resistência média à tração simples de 4,1 MPa e módulo de elasticidade médio de 37 GPa. Na data dos ensaios, tinha a idade entre 258 a 266 dias. A argamassa de reparo (composta de cimento, areia, polímero, cinza volante e aditivos) utilizada no reforço possuía, na data dos ensaios, resistência média à compressão de 60 MPa, resistência média à tração simples de 6,7 MPa e módulo de elasticidade médio de 27 GPa. O concreto projetado de reforço (fator A/C de $\cong 0,30$) apresentou, na data dos ensaios, resistência média à compressão de 39 MPa, resistência média à tração simples de 3,9 MPa e módulo de elasticidade médio de 28 GPa. Na data dos ensaios, a argamassa e o concreto projetado tinham a idade de 76 dias. Os valores de resistência e de módulo de elasticidade, acima apresentados, não foram medidos nas idades citadas, mas estimados

através da aplicação de coeficientes de correção do CEB/78 sobre valores obtidos em ensaios executados quando os materiais tinham idades bem menores.

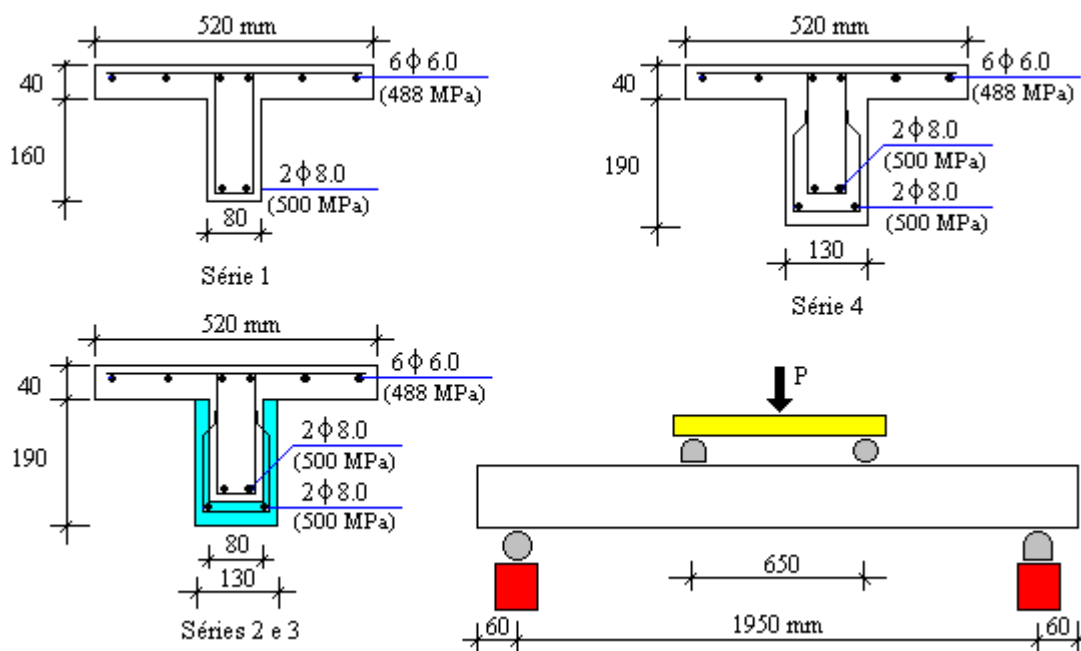


Figura 2-6 - Seção Transversal das Vigas e Esquema do Ensaio

As vigas originais que seriam reforçadas foram submetidas a ensaio inicial, que atingiu uma carga correspondente à carga de utilização, e cujo objetivo foi produzir danos nas mesmas. Nesse ensaio, antes de atingido o carregamento máximo, foram executados ciclos de carga e descarga.

Antes da concretagem do reforço, o concreto superficial das vigas originais foi totalmente removido, e a superfície que entraria em contato com o material de reforço saturada com água.

Nos ensaios das vigas já reforçadas, foi aplicado carregamento crescente até ser atingida a carga de utilização. Nesse ponto a viga foi descarregada e, logo após, novamente solicitada até a sua ruptura.

Para comparação com os resultados experimentais, foram desenvolvidos cálculos por critérios normatizados. No cálculo dos momentos de fissuração e das flechas foi adotado o critério da seção homogeneizada, enquanto no cálculo das aberturas e distâncias entre fissuras o critério utilizado foi do CEB/78. Nesses cálculos não foi considerada a área da alma da viga original, fissurada no ensaio inicial.

Na análise dos resultados, Souza observou que o momento de fissuração experimental das vigas originais foi idêntico ao valor calculado por critérios normatizados. Já os valores experimentais das flechas, das aberturas das fissuras e da distância entre elas foram maiores do que os calculados, devido, segundo o autor, ao fator de escala dos modelos reduzidos dessas vigas. Os momentos experimentais de fissuração das vigas reforçadas foram menores do que os calculados, sendo que as vigas reforçadas com argamassa fissuraram antes daquelas reforçadas com concreto projetado. Observou, também, que a perda de rigidez quando do início da fissuração, tão marcante nas vigas originais, foi bem mais suave nas vigas reforçadas, fato devido, talvez, à não injeção das fissuras antes do reforço. Na viga monolítica de referência, o momento de fissuração experimental foi ligeiramente maior do que o calculado, fato também justificado pelo fator de escala dos modelos. Como ocorreu com as vigas originais, os valores experimentais das flechas e das fissuras (abertura e espaçamento) da viga monolítica foram maiores do que os calculados, em virtude do fator de escala. Observação importante se referiu ao fato das vigas reforçadas, independentemente do material de reforço, terem aparentado comportamento monolítico.

O autor concluiu:

- Quanto aos estados limites de utilização, as vigas reforçadas apresentaram fissuração prematura, provavelmente devido à não injeção das fissuras com resina epoxi. O início da fissuração dessas vigas pareceu estar mais

condicionado pela qualidade da aderência da ligação entre o material de reparo e o concreto original, do que pelo valor da resistência à tração do primeiro. As vigas reforçadas apresentaram maiores flechas e mais fissuração (aberturas maiores e distâncias médias entre fissuras menores) do que a monolítica de referência. A injeção prévia das fissuras com resina epóxi, conferindo maior monoliticidade à viga, poderia ter melhorado, sensivelmente, esse comportamento. O reforço com concreto projetado foi mais efetivo no controle das deformações e da fissuração do que o executado com argamassa especial. Nesse último caso, as vigas apresentaram fissuras mais abertas e mais afastadas, além de terem sido as únicas a apresentar fissuras de aderência;

- Quanto ao estado limite último, a eficiência da ligação dos materiais de reparo ao concreto original afetou mais o início da fissuração e o comportamento em serviço do que a capacidade última das vigas reforçadas. A ruptura das vigas reforçadas se deu por flexão, com grandes flechas e deformações no aço muito além do valor limite. Nas vigas reforçadas, a capacidade última resistente foi a mesma para os dois tipos de materiais utilizados e idêntica à da viga monolítica de referência;
- Quanto ao dimensionamento do reforço, a qualidade da aderência entre o concreto da viga original e o material de reparação mostrou ser o fator de maior importância na garantia da eficiência do reforço, tanto na ruptura como em serviço. Dependendo do nível de danos, as tensões residuais instaladas nas armaduras devem ser consideradas no cálculo do reforço. Na atual fase do conhecimento, o dimensionamento do reforço à flexão deverá obedecer aos princípios válidos para as estruturas novas, garantindo a segurança nos estados limites último e de utilização;
- Quanto à eficiência da técnica de reforço utilizada, a adição de armaduras e encamisamento mostrou-se eficiente e de simples execução. As armaduras longitudinais iniciais e as de reforço atuaram como a primeira e segunda camadas de uma viga singular de concreto armado. As vigas reforçadas com

concreto projetado mostraram-se mais eficientes na garantia da aderência ao concreto original, durante toda a fase de carregamento até a ruptura, promovendo comportamento mais próximo ao da viga monolítica de referência. A escolha do material de reparo a ser utilizado no encamisamento deve estar mais condicionada pela qualidade da ligação que possa oferecer, do que pelo valor de sua resistência à tração, que basta ser pouco maior do que a do concreto original do elemento. Dependendo do nível de danos, as fissuras das vigas a reforçar devem ser injetadas com resina epoxi, a fim de promover o monolitismo e melhorar o comportamento em serviço.

É oportuno observar que nos trabalhos que visaram estudar, simultaneamente, reforço à flexão e ao cisalhamento os autores adotaram vigas com seção “T”. Naqueles onde interessou estudar apenas o reforço à flexão foram adotadas vigas com seção retangular.

Pôde-se constatar, portanto, que foram encontrados poucos trabalhos referentes ao reforço, por aumento das seções de concreto e aço, de vigas de concreto armado submetidas à flexão. Constatou-se, também, que o reforço sob carga e o reforço solicitado poucos dias após a sua execução não foram estudados. O presente trabalho vem contribuir para o preenchimento dessa lacuna.

CAPÍTULO 3

Vigas Ensaçadas - Características

- 3.1 - Introdução
- 3.2 - Vigas Originais
- 3.3 - Vigas da Série 1
Vigas Originais de Referência
- 3.4 - Vigas Reforçadas da Série 2
- 3.5 - Vigas Reforçadas da Série 3
- 3.6 - Vigas Reforçadas da Série 4
- 3.7 - Vigas Reforçadas da Série 5
- 3.8 - Vigas da Série 6
Vigas Monolíticas de Referência
- 3.9 - Caracterização Resumida das Séries e
Vigas de Cada Série

3.1 - Introdução

Neste Capítulo estão descritas as características geométricas das vigas estudadas, a distribuição de suas armaduras e outras particularidades. A caracterização dos materiais é feita no Capítulo 4.

Para o estudo, foram moldadas doze vigas, das quais dez foram inicialmente confeccionadas com as mesmas características e os mesmos materiais, tendo-se convencionado nomeá-las de **vigas originais**. Essas vigas originais, posteriormente, foram divididas em cinco grupos de duas vigas, denominados

séries 1 a 5. As vigas da série 1, foram ensaiadas com as suas características iniciais, sendo por isso chamadas de **vigas originais de referência**. Nas séries 2 a 5, as vigas foram reforçadas.

As outras duas vigas foram, como as vigas originais, concretadas em uma única etapa, e apresentavam as mesmas seções transversais de concreto e aço das vigas das séries 2, 3 e 5 após o reforço. Essas vigas compunham a série 6 e foram denominadas **vigas monolíticas de referência**, seguindo nomenclatura adotada por diversos pesquisadores. Pelo mesmo motivo, o comportamento dessas vigas foi chamado de **comportamento monolítico**.

3.2 - Vigas Originais

A Figura 3-1 apresenta as características das dez vigas originais. Nela ressalta-se:

- 1º- Os estribos (posição N3) ultrapassavam a seção da viga, para evitar, no reforço, operações de prolongamento dos mesmos, quando e onde desejado, tendo sido cortados quando necessário; e
- 2º- As chapas de isopor foram instaladas nas vigas que seriam reforçadas (séries 2 a 5) para permitir o deslocamento relativo entre o concreto do reforço e o concreto da viga original.

É importante frisar que os estribos dessas vigas (N3) foram dimensionados para serem capazes de absorver os esforços de cisalhamento que solicitariam as vigas reforçadas, tendo em vista que o objetivo do trabalho é estudar apenas o reforço à flexão.

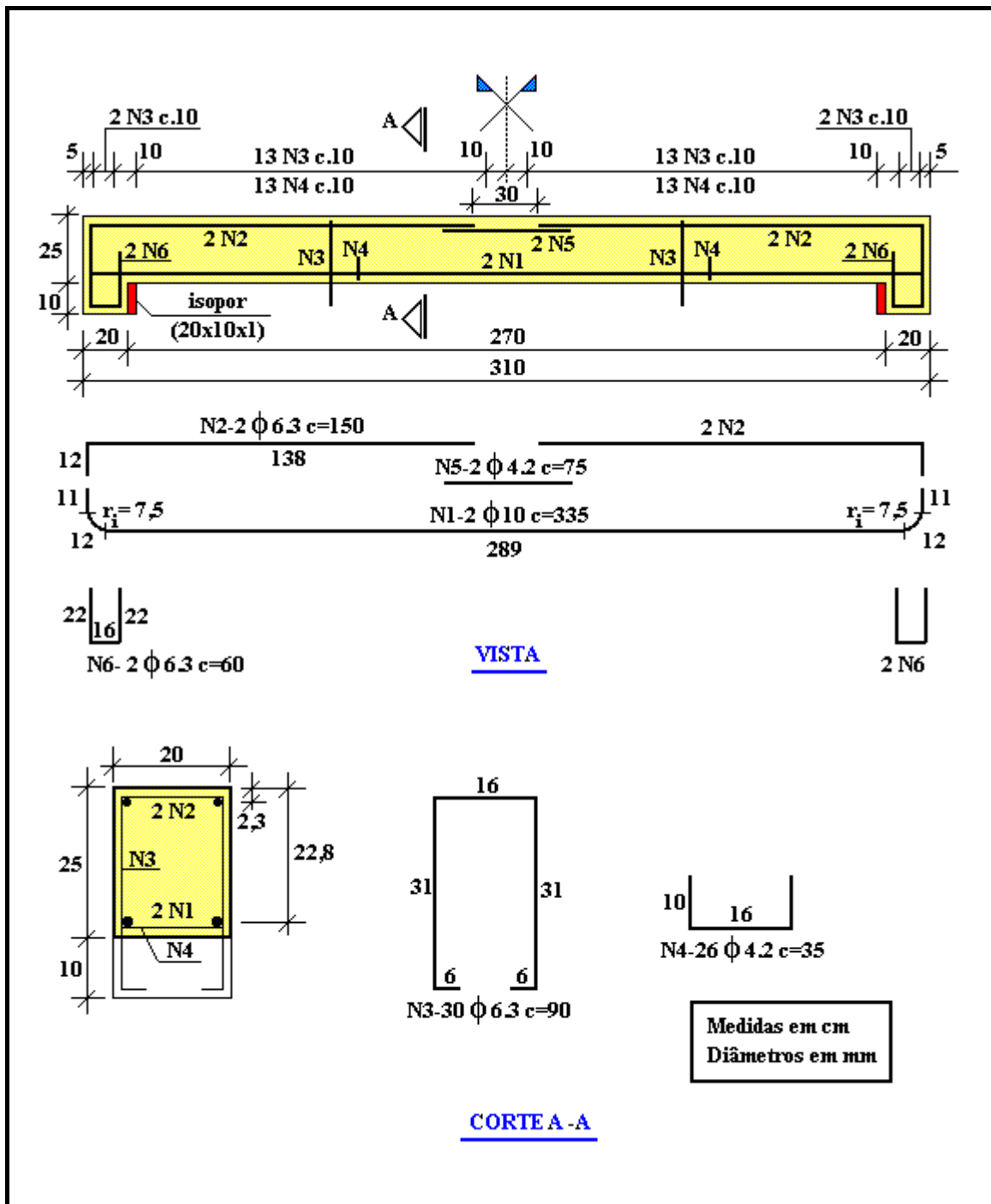


Figura 3-1 - Vigas Originais - Características

3.3 - Vigas da Série 1 - Vigas Originais de Referência

As duas vigas desta série mantiveram as características iniciais, apresentando, portanto, a configuração mostrada na Figura 3-1.

Foram ensaiadas para que seus comportamentos e desempenhos servissem de referência na verificação dos ganhos conseguidos com os reforços. Serviram, também, como referência na verificação da homogeneidade de comportamento e desempenho das vigas originais que seriam reforçadas (séries 2 a 5).

3.4 - Vigas Reforçadas da Série 2

O reforço das duas vigas desta série tinha as características indicadas na Figura 3-2. Observa-se, na figura, que o reforço consistiu no prolongamento de vinte e seis estribos da viga original, no acréscimo da armadura de reforço (posição N7) e na concretagem de um talão em sua face inferior, que ficaria tracionado no ensaio de flexão. Os dois ressaltos de seis centímetros, formados em função da diferença entre as larguras da viga original e do talão de reforço, foram idealizados, um para o lançamento do concreto do reforço, e o outro para que fosse mantida a simetria da peça.

É importante salientar que o cálculo não exigiu a ancoragem das barras da armadura de reforço (N7) nos ressaltos das extremidades das vigas originais, que correspondiam a pilares de uma estrutura real. Tal fato simplificou bastante as operações de reforço, visto que não foram necessárias perfurações no concreto e nem colagem de armaduras.

As vigas reforçadas tinham, portanto, apoio com altura reduzida, em cujo cálculo é importante a verificação da armadura transversal necessária para transferir os esforços que chegam às extremidades das armaduras mais inferiores (armadura de reforço - N7) para as armaduras que penetram nos apoios (armadura original N1). Essa armadura transversal, normalmente chamada de armadura de suspensão, ficou representada pelo prolongamento dos três estribos (N3) mais próximos de cada apoio, procedimento que pode ser observado mais claramente na Figura 3-3.

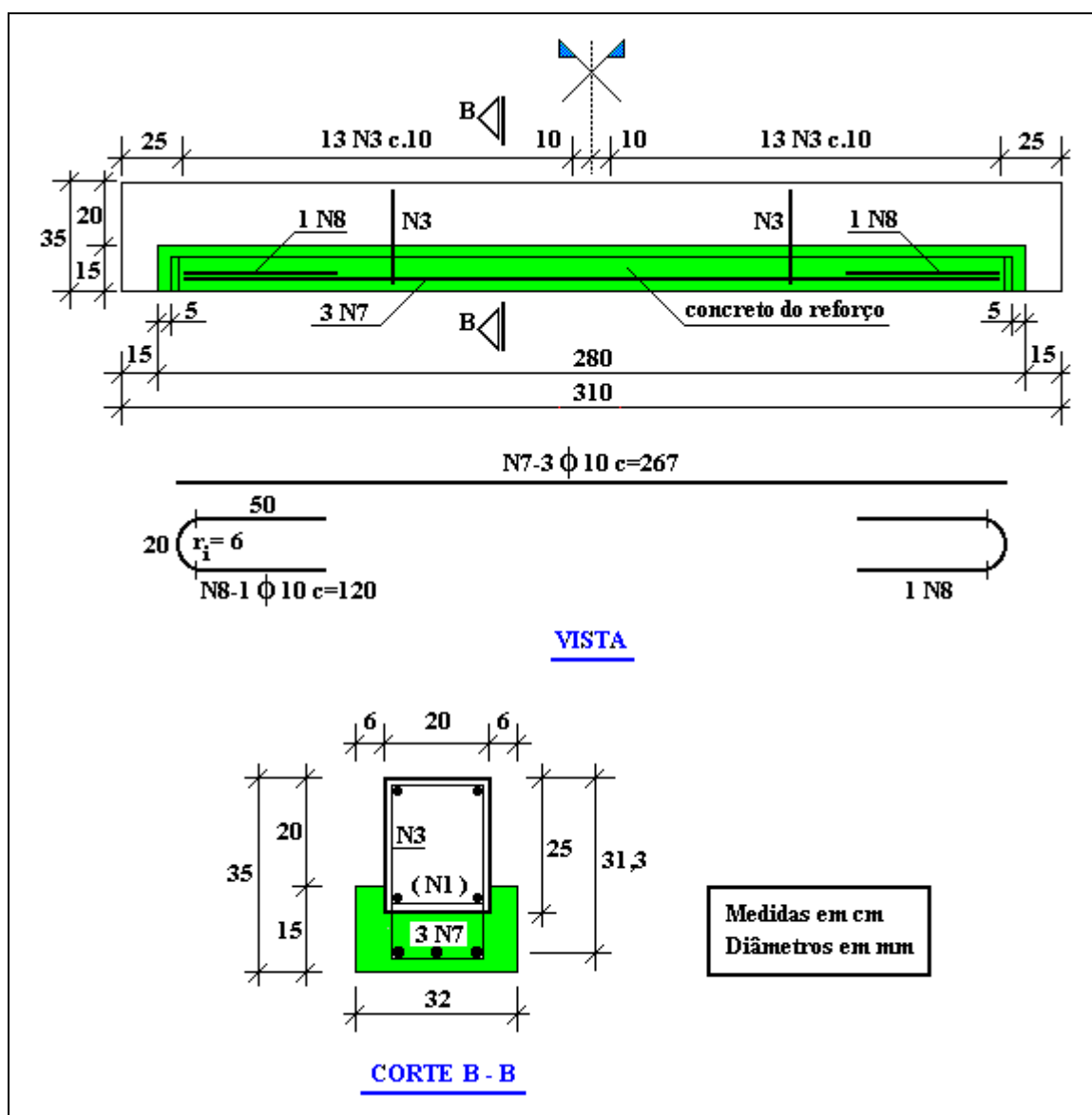


Figura 3-2 - Vigas da Série 2 - Características

3.5 - Vigas Reforçadas da Série 3

O reforço das duas vigas desta série possuía as mesmas características daquele da série 2 (Figura 3-2), exceto quanto ao número de estribos (posição N3). Conforme a Figura 3-3, foram prolongados apenas dez estribos.

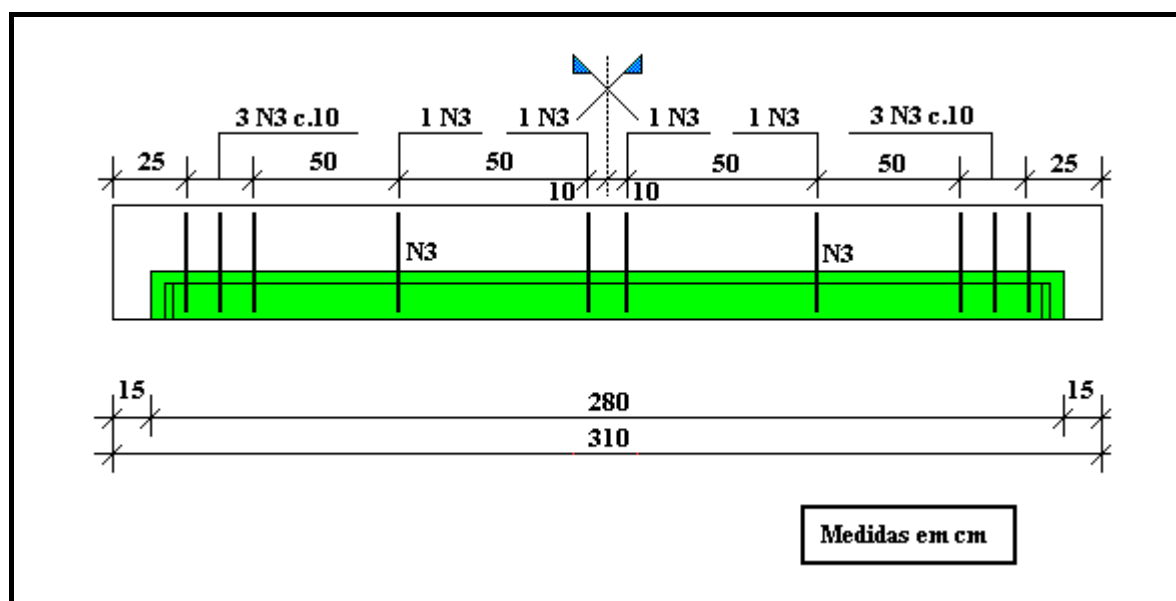


Figura 3-3 - Vigas da Série 3 - Estribos Prolongados

Os três estribos em cada extremidade da viga foram adotados como armadura de suspensão dos esforços da armadura do reforço, conforme comentado no item anterior, enquanto os quatro intermediários serviram de apoio para a mesma.

3.6 - Vigas Reforçadas da Série 4

O reforço das duas vigas desta série tinha as características indicadas na Figura 3-4. Observa-se, na figura, que o reforço, neste caso, se diferenciava daquele feito nas vigas da série 3 nos seguintes aspectos:

- seção transversal do talão de reforço, que envolvia quase toda a viga original;
- posicionamento da armadura de reforço; e
- acréscimo de estribos na seção do talão de reforço.

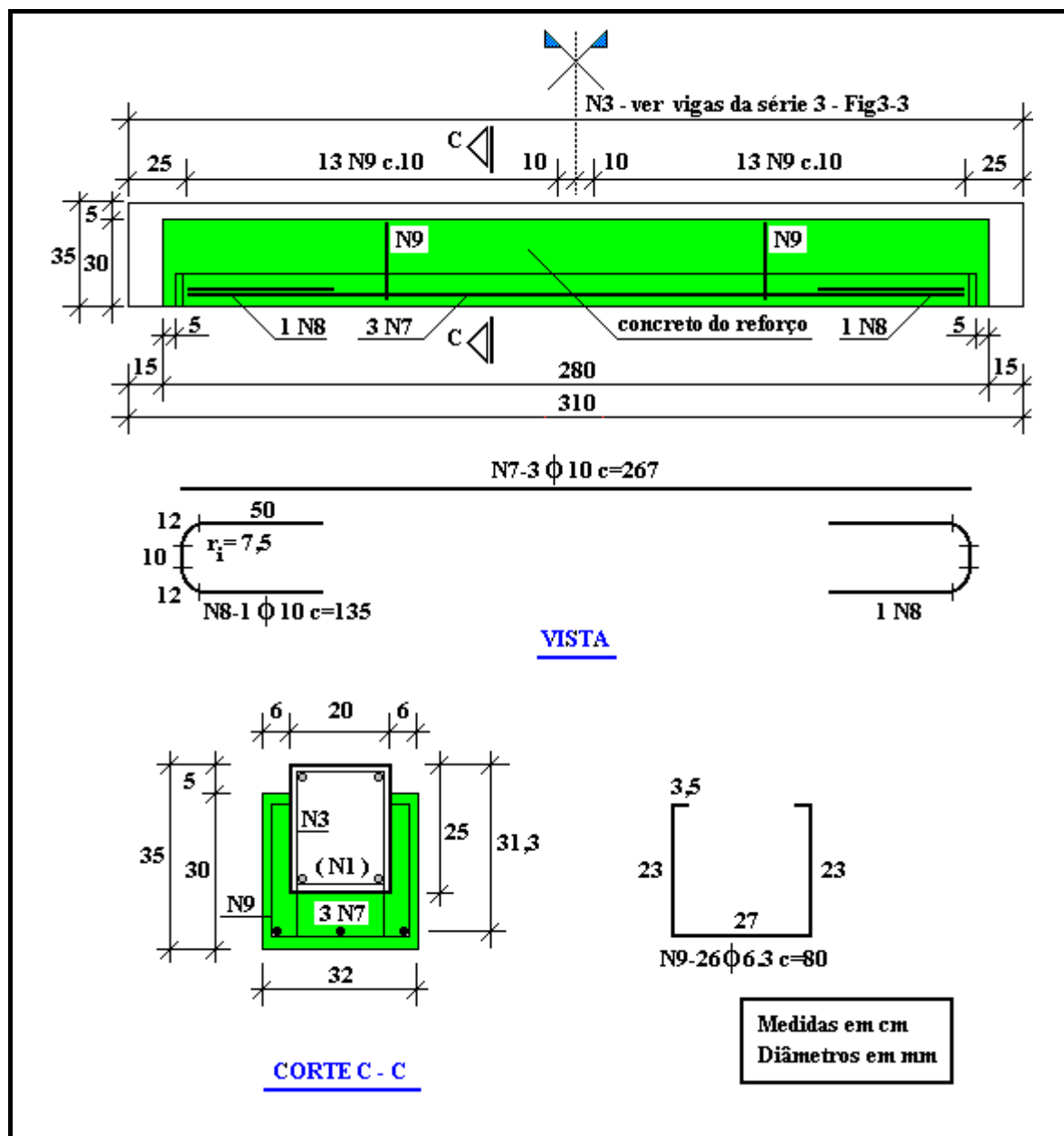


Figura 3-4 - Vigas da Série 4 - Características

Os cinco centímetros superiores da viga original não foram envolvidos pelo talão de reforço por se desejar que, na ruptura, apenas o concreto da viga original

estivesse comprimido, o que, normalmente, acontece nos casos reais, por ser o trecho ocupado pela laje.

Com relação aos estribos da viga original prolongados (posição N3), não houve alteração com relação às vigas da série 3, havendo, portanto, redução do número destes em comparação com a série 2. Os estribos colocados no talão de reforço tinham como objetivo resistir, por efeito de pino, ao cisalhamento entre as suas partes laterais e sua parte inferior, garantido assim o trabalho eficaz de uma maior área de contato entre o concreto de reforço e o da viga original. Salienta-se que esses estribos não foram ancorados na viga original.

Observa-se que esse tipo de seção de reforço é o mais utilizado nas obras, mas apresenta a desvantagem de exigir a execução de aberturas na laje, dos dois lados da viga e ao longo dela, por onde é lançado o concreto do reforço.

3.7 - Vigas Reforçadas da Série 5

As duas vigas desta série, após o reforço, apresentaram as mesmas características daquelas da série 3. O que as diferenciava das vigas daquela série era o fato delas terem sido reforçadas sob um carregamento superior ao seu peso próprio. Esse carregamento correspondia a, aproximadamente, 45% da carga de ruptura experimental das vigas originais de referência (série 1).

3.8 - Vigas da Série 6 - Vigas Monolíticas de Referência

As duas vigas desta série tinham as mesmas características daquelas da série 2, conforme Figura 3-2. A única diferença entre as duas séries residiu no fato da

concretagem, na série 6, ter sido executada numa única operação, empregando um concreto com as mesmas características do utilizado nas vigas originais.

Elas foram ensaiadas para possibilitar a comparação de comportamento e desempenho entre vigas reforçadas (concretadas em duas etapas bem distintas) e vigas monolíticas (concretadas em uma única etapa).

3.9 - Caracterização Resumida das Séries e Vigas de Cada Série

As 6 séries de vigas ensaiadas podem, resumidamente, ser descritas como:

- Série 1- Vigas Originais de Referência - Seção Anterior ao Reforço;
- Série 2- Vigas Reforçadas - Talão Parcial e Prolongamento Total dos Estribos das Vigas Originais;
- Série 3- Vigas Reforçadas - Talão Parcial e Prolongamento Parcial dos Estribos das Vigas Originais;
- Série 4- Vigas Reforçadas - Talão Total e Prolongamento Parcial dos Estribos das Vigas Originais;
- Série 5- Vigas Reforçadas - Talão Parcial, Prolongamento Parcial dos Estribos das Vigas Originais e Reforço Sob Carga;
- Série 6- Vigas Monolíticas de Referência - Seção Posterior ao Reforço.

A Tabela 3-1 relaciona as vigas que compuseram cada uma das seis séries.

Tabela 3-1 - Vigas de Cada Série

Nº da SÉRIE	Nº da VIGA
1	V 3 e V 7
2	V 4 e V 10
3	V 2 e V 9
4	V 5 e V 8
5	V 1 e V 6
6	VR1 e VR2

CAPÍTULO 4

Caracterização dos Materiais

Ensaio, Equipamentos, Corpos de Prova e Resultados

4.1 - Introdução

4.2 - Concretos

4.2.1 - Ensaio de Caracterização dos Concretos

4.2.1.1 - Compressão Uniaxial

4.2.1.2 - Módulo de Elasticidade Secante

4.2.1.3 - Cisalhamento Inclinado

4.2.1.4 - Compressão Diametral

4.2.2 - Ensaio Preliminares dos Concretos

4.2.3 - Ensaio Principais dos Concretos

4.2.3.1 - Concreto das Vigas Originais

4.2.3.2 - Concreto do Reforço

4.3 - Aços

4.3.1 - Ensaio de Caracterização dos Aços

4.3.2 - Aço das Vigas Originais

4.3.3 - Aço do Reforço

4.1 - Introdução

Neste capítulo são caracterizados os concretos e aços utilizados na confecção das vigas e dos reforços. São também descritos os ensaios adotados para a

caracterização, bem como os equipamentos e os corpos de prova neles empregados.

4.2 - Concretos

Nesta pesquisa foram utilizados dois tipos de concreto. Um para a confecção das vigas originais e das vigas monolíticas de referência, que, neste trabalho, foi denominado **concreto das vigas originais**, e outro para a concretagem dos reforços, chamado **concreto do reforço**.

Ao longo do trabalho foram feitos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas desses dois concretos. As propriedades pesquisadas foram: a resistência à compressão uniaxial, o módulo de elasticidade estático secante correspondente a 40% da resistência à compressão uniaxial, a resistência à tração por compressão diametral e a aderência entre os concretos através de ensaio de cisalhamento inclinado. A descrição e os resultados desses ensaios são apresentados nos sub-itens seguintes.

4.2.1- Ensaios de Caracterização dos Concretos

A seguir são descritos os ensaios executados para a caracterização do concreto das vigas originais e do concreto do reforço.

As características mecânicas dos concretos foram determinadas em duas fases da pesquisa. Inicialmente foi preciso definir o traço do concreto que seria utilizado no reforço e a idade de sua solicitação, através da verificação da adequação de suas propriedades às necessidades exigidas pelo trabalho. Foi, então,

desenvolvida uma sequência de ensaios nesse sentido, aos quais se convencionou chamar **ensaios preliminares dos concretos**. Posteriormente, ao longo da pesquisa, caracterizou-se o concreto das vigas originais e o concreto do reforço através de novos ensaios executados no mesmo dia em que as vigas foram ensaiadas até a ruptura. A esses ensaios convencionou-se chamar **ensaios principais dos concretos**.

4.2.1.1 - Compressão Uniaxial

Os ensaios de compressão uniaxial foram executados de acordo com a NBR-5739 da ABNT [12], em corpos de prova cilíndricos de 15 x 30 cm. Foi utilizada prensa hidráulica com capacidade para 1000 kN, da marca Alfred J. Amsler & Co. - Suíça.

4.2.1.2 - Módulo de Elasticidade Secante

O módulo de elasticidade secante foi determinado seguindo-se o plano de carga III da NBR-8522 [13] em corpos de prova cilíndricos de 15 x 30 cm. O ponto superior do diagrama “tensão x deformação” escolhido foi o correspondente à 40% da tensão de ruptura. O carregamento foi aplicado por prensa hidráulica com capacidade para 1000 kN, da marca Alfred J. Amsler & Co. - Suíça. A medida das deformações dos CP's foi feita por um sistema composto por dois transdutores de deslocamento ISM-04, compressômetro, fonte de excitação EQE-01, todos da marca Straintec, e maleta extensométrica de dez canais, MDC-10, da Sodemex.

4.2.1.3 - Cisalhamento Inclinado (“Slant Shear”)

A aderência entre o concreto de reforço e o concreto das vigas originais foi avaliada, nos ensaios preliminares dos concretos, através do ensaio de cisalhamento inclinado. Convém ressaltar que a determinação da tensão de aderência entre dois concretos é assunto ainda controverso, não existindo consenso entre os pesquisadores quanto ao tipo ideal de ensaio para fazê-la. A maioria das normas internacionais, entretanto, adota esse ensaio. De qualquer forma, neste trabalho, a sua utilização ficou à margem das controvérsias, visto que o objetivo principal foi a comparação qualitativa da aderência entre o concreto das vigas originais e o concreto de reforço em diversas idades desse último.

A ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas - não normatiza esse ensaio. Entre as normas internacionais que o regulamentam, observa-se, segundo Clímaco [3], a falta de consenso quanto ao ângulo de inclinação da superfície de aderência e a rugosidade da mesma. O mesmo acontece com relação às dimensões do corpo de prova. Neste trabalho foram adotadas as especificações da NBR-5739 da ABNT [12], específica para ensaio de compressão uniaxial, fazendo-se, contudo, as necessárias alterações nos corpos de prova, conforme descrito a seguir.

Foram utilizados corpos de prova cilíndricos de 15 x 30 cm com a superfície de aderência fazendo um ângulo de 30° com o eixo do cilindro, conforme mostrado na Figura 4-1. Observa-se que esse ângulo é adotado pela ASTM nas normas C882-91 [16] e C1042-91 [17], que padronizam ensaios de verificação da aderência na ligação concreto velho - concreto novo promovida, respectivamente, por resinas epoxi e latex.

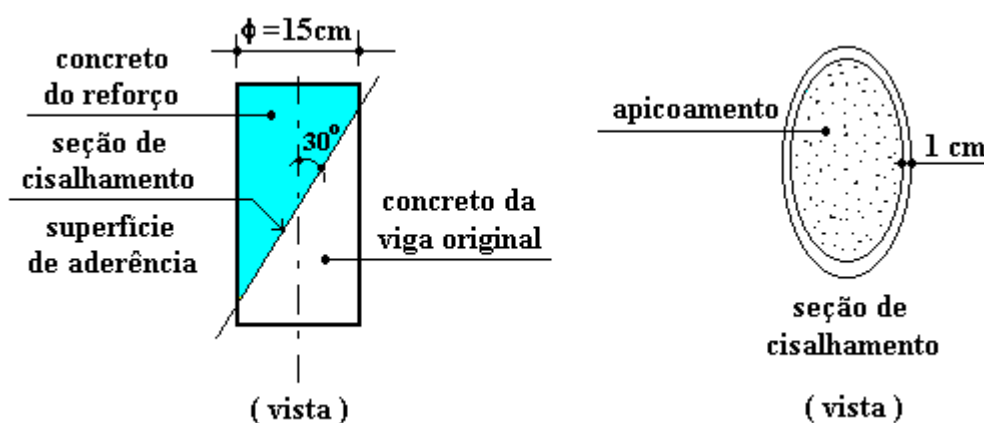


Figura 4-1 - Cisalhamento Inclinado - Corpo de Prova

Para a obtenção dos CP's mistos, os corpos de prova do concreto das vigas originais foram cortados com disco diamantado e submetidos a apicoamento leve, que lhes retirou a superfície lisa deixada pelo corte, à exceção de uma faixa de aproximadamente um centímetro ao longo do seu contorno, com o objetivo de evitar a quebra das bordas. Os meios cilindros foram, então, colocados dentro de moldes metálicos para o lançamento do concreto do reforço sobre eles. Portanto, de um CP do concreto das vigas originais foram obtidos dois CP's mistos, que, entretanto, não eram iguais. Isto porque, num deles, imediatamente antes do lançamento do concreto do reforço, a superfície de aderência foi umedecida, enquanto no outro ela foi mantida seca. Tal procedimento tinha como objetivo verificar a influência das condições de umidade do concreto das vigas originais na aderência estudada.

O carregamento foi aplicado por prensa hidráulica com capacidade para 1000 kN, da marca Alfred J. Amsler & Co. - Suíça.

4.2.1.4 - Compressão Diametral

Esses ensaios foram executados de acordo com a NBR-7222 da ABNT [14], em corpos de prova cilíndricos de 15 x 30 cm. O carregamento foi aplicado por prensa hidráulica com capacidade para 1000 kN, da marca Alfred J. Amsler & Co. - Suíça.

4.2.2 - Ensaio Preliminares dos Concretos

O concreto do reforço exigiu um estudo preliminar para a escolha de seu traço, em função da necessidade de compatibilização com as características mecânicas do concreto das vigas a serem reforçadas (concreto das vigas originais) e com o processo de reforço a ser utilizado. Para a pesquisa, a análise das características do concreto de reforço a ser utilizado assumiu importância especial em função da sua solicitação a baixa idade. Não foi definido, a priori, qual seria essa baixa idade. Tinha-se em mente que deveria ser menor do que sete dias, visto que, nessa idade, chega-se a retirar os escoramentos de estruturas novas.

Tendo-se em mente que uma das premissas do trabalho era que todas suas operações e condições fossem facilmente executadas numa situação de campo, iniciou-se a busca do traço do concreto do reforço, solicitando, a um fabricante de concreto pré-misturado - a Central Béton -, a especificação de um concreto com as características seguintes:

- utilizasse cimento CPV-ARI de fabricante específico;
- utilizasse brita zero de calcáreo;
- apresentasse “slump” ≥ 200 mm; e
- apresentasse resistência média à compressão, na idade de 3 dias (f_{c3}), igual a 40 MPa.

A escolha inicial do valor de 40 MPa para f_{c3} foi feita com base no valor da resistência média à compressão apresentada pelo concreto das vigas originais, conforme Tabela 4-2 a seguir. A opção por “slump” ≥ 200 mm se deveu às dificuldades de lançamento e adensamento do concreto em função da geometria da seção do reforço. A escolha de brita zero foi feita a partir da necessidade do concreto ter resistência alta. Com essas premissas, desenvolveram-se, então, os ensaios preliminares para a verificação da adequação do traço especificado. O traço do concreto do reforço analisado tinha as características indicadas na Tabela 4-1.

Tabela 4-1 - Características do Traço do Concreto de Reforço

traço cimento:areia:brita (em peso)	consumo de cimento (kg/m ³)	fator água/cimento (em peso)	plastificante/ cimento (% em peso)	superplastificante/ cimento (% em peso)	slump (mm)
1 : 1,59 : 2,12	468	0,42	0,15	1,50	240

Nesse traço foi empregada areia natural lavada com módulo de finura igual a 2,43. O cimento foi o CP V - ARI, fabricado pela Ciminas - Cimento Nacional de Minas S/A. Os aditivos plastificante (722R) e superplastificante (3000R) foram produzidos pela Reax, sendo ambos retardadores de pega.

As primeiras características a serem avaliadas foram a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade estático secante. Verificaram-se tais propriedades nas idades de 3, 4, 5 e 7 dias. Para cada idade foram ensaiados dois CP's para a determinação da resistência à compressão e dois para o módulo de elasticidade. Para servirem de referência, foram ensaiados quatro CP's do concreto das vigas originais, sendo dois para a resistência à compressão e dois para o módulo de elasticidade. A Tabela 4-2 mostra os valores médios obtidos.

Tabela 4-2 - Ensaio Preliminar
Resistência Média à Compressão e Módulo de Elasticidade Secante Médio

Característica em Estudo	Concreto do Reforço				Concreto das Vigas
	Idade				Idade
	3 dias	4 dias	5 dias	7 dias	410 dias
f_{cm} (MPa)	33,7	42,7	48,0	54,6	42,4
E_{cm} (GPa)	29,8	29,4	27,4	31,4	35,0

Pode-se observar, na Tabela 4-2, que não houve, praticamente, variação no módulo de elasticidade do concreto do reforço nas idades entre 3 e 7 dias, sendo o valor médio de 29,5 GPa, apenas 16% abaixo do apresentado pelo concreto das vigas originais. Pode-se notar também que a resistência média à compressão do concreto das vigas originais (42,4 MPa) só era atingida, pelo concreto do reforço, a partir da idade de 4 dias.

Portanto, das quatro idades estudadas, a de 4 dias era a mais baixa que atendia às especificações relativas à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade. É provável que essas necessidades tivessem sido alcançadas aos 3 dias, não fosse o efeito retardador de pega dos aditivos plastificante e superplastificante. Esse efeito, entretanto, é importante no controle da retração, principalmente quando se usa concreto fabricado com elevado consumo de cimento de alta resistência inicial.

A aderência entre os dois concretos foi, então, investigada, para as idades de 4, 5 e 7 dias, através do ensaio de cisalhamento inclinado (“slant shear test”). Para cada idade foram ensaiados quatro CP’s mistos, sendo dois com a superfície de aderência seca e dois com ela úmida. Também, em cada idade, foram ensaiados à compressão uniaxial dois CP’s do concreto do reforço, para a confirmação da homogeneidade de fabricação do mesmo e como referência de desempenho dos CP’s mistos. A Tabela 4-3 mostra, para as três idades analisadas, os valores médios obtidos. Mostra, também, a razão entre a tensão média de ruptura dos

CP's mistos dos dois grupos e a tensão de ruptura daqueles moldados só com o concreto das vigas originais. Salienta-se que a ruptura dos CP's mistos ocorreu, sempre, na interface dos dois concretos.

Tabela 4-3 - Resultados do Ensaio de Cisalhamento Inclinado

Corpo de Prova	Tensão Média de Ruptura (MPa)					
	4 dias	% CVO	5 dias	% CVO	7 dias	% CVO
concreto do reforço	47,8	-	52,3	-	58,3	-
misto - superfície de aderência seca	26,9	63%	32,0	75%	32,4	76%
misto - superfície de aderência úmida	27,5	65%	28,6	67%	27,0	64%
Concreto das vigas originais: tensão média de ruptura = 42,4 MPa						
% CVO = razão percentual entre a tensão média de ruptura do CP misto e a do Concreto das Vigas Originais						

Verifica-se, na Tabela 4-3, que, nas idades de cinco e sete dias, o grupo onde o concreto das vigas originais estava seco apresentou melhor desempenho do que aquele onde ele se apresentava úmido. Na idade de quatro dias, não houve diferença significativa entre os grupos. Tal fato confirma a conclusão de Clímaco [3], segundo a qual a superfície seca favorece a aderência mais do que a superfície úmida. Observa-se, também, que a variação das razões percentuais com a idade do concreto do reforço foi pequena, principalmente no grupo onde a superfície do concreto das vigas originais estava úmido.

É interessante observar que as resistências à compressão do concreto do reforço, obtidas quando se estudava a aderência entre os concretos (Tabela 4-3) foram, em todas as idades, superiores àquelas atingidas quando se analisava, especificamente, essa resistência (Tabela 4-2). Tal fato é explicado pelo aperfeiçoamento da técnica de amassamento do concreto, fundamentalmente na fixação do tempo de mistura após a adição do superplastificante, o que reduziu a incorporação de ar, implicando em aumento da resistência à compressão.

A despeito das controvérsias citadas no sub-item 4.2.1.3, estimou-se o valor da tensão de aderência entre o concreto das vigas originais e o do reforço,

utilizando-se os resultados acima obtidos. Empregou-se a teoria do Estado Plano de Tensões e o Critério de Ruptura de Coulomb, que, segundo Clímaco [3], pode descrever a resistência última de aderência, quando a ruptura ocorre na junta entre os dois concretos. A Figura 4-2 apresenta a formulação teórica adotada.

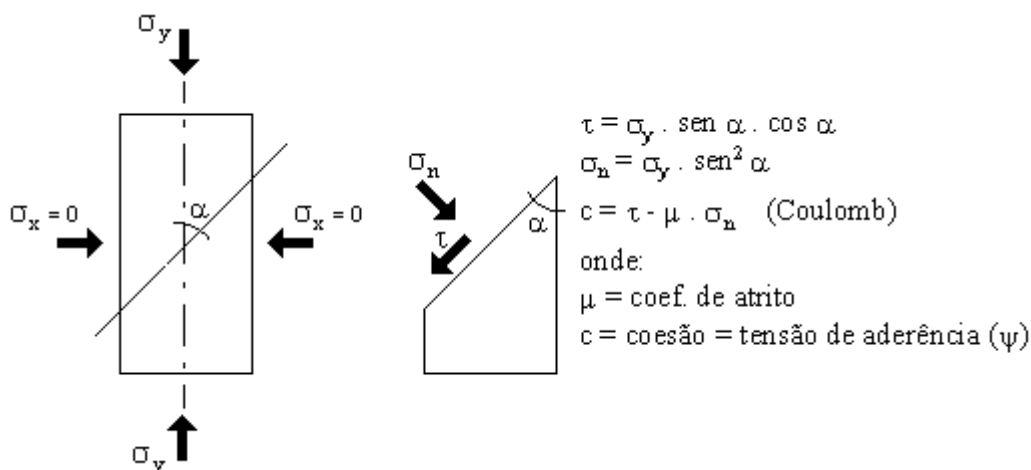


Figura 4-2 - Aderência pelo Ensaio de Cisalhamento Inclinado

Segundo Regan [APUD-3], para seção de cisalhamento com superfície áspera, pode-se adotar $\mu = 1,4$. Com essa condição e lembrando que $\alpha=30^\circ$, a formulação da Figura 4-2, fornece:

$$\psi = 0,08 \cdot \sigma_y \quad (4-1)$$

onde: ψ = tensão de aderência entre os dois concretos;

σ_y = tensão normal à seção transversal do corpo de prova.

Substituindo-se, na equação (4-1), σ_y pelas tensões de ruptura dos ensaios de cisalhamento inclinado, indicadas na Tabela 4-3, estimaram-se as tensões de aderência para as várias idades analisadas e para as duas condições de umidade, conforme mostrado na Tabela 4-4.

Tabela 4-4 - Tensões Médias de Aderência Entre Concretos

Superfície do Concreto das Vigas Originais	Tensão de Aderência (MPa)		
	4 dias	5 dias	7 dias
seca	2,15	2,56	2,59
úmida	2,20	2,29	2,16

Observa-se, pela Tabela 4-4, que a menor tensão encontrada (2,15 MPa), correspondente à idade de 4 dias, era apenas 17% inferior à maior (2,59 MPa), correspondente à idade de 7 dias, ambas para a superfície do concreto seca. Com relação à influência da umidade da superfície do concreto, vale dizer que reduz a tensão última de aderência.

Apesar das características apresentadas pelo concreto do reforço serem pouco melhores, de forma geral, nas idades de 5 e 7 dias, optou-se por solicitá-lo na idade de 4 dias. Isto porque, além dos valores das características do concreto nessa idade já atenderem às necessidades do trabalho, a redução do prazo de execução de um reforço implica em redução de custos. Em função das tensões de aderência serem praticamente iguais, na idade de 4 dias, estando a superfície do concreto das vigas originais seca ou úmida, optou-se pela concretagem do reforço sobre superfície seca.

A opção por superfície seca atendia plenamente à premissa de se adotar procedimentos de fácil reprodução nas obras. Isso porque, além do grau de umedecimento ser de difícil controle, o escoamento total da água que cai dentro das formas fica bastante dificultado pelo fato delas serem estanques. Essa característica das formas é necessária quando são utilizados concretos com alta fluidez, como os que apresentam “slump” maior que 200 mm.

A fim de completar a caracterização preliminar dos concretos, determinou-se, através do ensaio de compressão diametral, a resistência à tração dos mesmos. A Tabela 4.5 mostra os valores médios dessa resistência para os dois concretos.

Tabela 4-5 - Resistência Média à Tração Por Compressão Diametral

Concreto ...	Idade	Resistência Média à Tração ($f_{tm,sp}$)
do Reforço	4 dias	3,99 MPa
das Vigas Originais	> 410 dias	2,76 MPa

Pela Tabela 4-5, observa-se que o concreto do reforço apresentou resistência média à tração, por compressão diametral, 45% maior do que a do concreto das vigas originais.

das formas fica bastante dificultado pelo fato delas serem estanques. Essa característica das formas é necessária quando são utilizados concretos com alta fluidez, como os que apresentam “slump” maior que 200 mm.

A fim de completar a caracterização preliminar dos concretos, determinou-se, através do ensaio de compressão diametral, a resistência à tração dos mesmos. A Tabela 4.5 mostra os valores médios dessa resistência para os dois concretos.

Tabela 4-5 - Resistência Média à Tração Por Compressão Diametral

Concreto ...	Idade	Resistência Média à Tração ($f_{tm,sp}$)
do Reforço	4 dias	3,99 MPa
das Vigas Originais	> 410 dias	2,76 MPa

Pela Tabela 4-5, observa-se que o concreto do reforço apresentou resistência média à tração, por compressão diametral, 45% maior do que a do concreto das vigas originais.

4.2.3 - Ensaio Principais dos Concretos

A seguir, são apresentados os ensaios principais dos concretos, executados nas mesmas datas de teste das vigas.

4.2.3.1 - Concreto das Vigas Originais

As vigas originais das séries 1 a 5 e as vigas da série 6 foram confeccionadas em fábrica de premoldados com um dos tipos de concreto ali utilizados diariamente. Tal concreto, com f_{ck} de 21 MPa, utilizava cimento Portland de alta resistência

inicial (CP V-ARI) com um consumo de 331 kg/m^3 . O fator A/C era de 0,55 e o slump de $55 \pm 10 \text{ mm}$.

Quando as vigas foram ensaiadas até a ruptura, esse concreto apresentava idades compreendidas entre 291 e 668 dias. A Tabela 4-6 mostra essas idades para todas as doze vigas estudadas.

Tabela 4-6 - Concreto das Vigas Originais - Idade na Data do Ensaio de Flexão

VIGA (número)	IDADE (dias)
1	480
2	595
3	309
4	452
5	609
6	668
7	291
8	532
9	455
10	565
R1	462
R2	470

A Tabela 4-7 apresenta os valores das propriedades mecânicas do concreto das vigas originais. Os valores representam a média de todos os ensaios realizados ao longo dos experimentos das doze vigas que compreenderam o estudo. O desvio padrão é também apresentado.

Tabela 4-7 - Concreto das Vigas Originais - Propriedades Mecânicas

Propriedade	Símbolo	Unidade	Média	Desv. Pad.
resistência média à compressão	f_{cm}	MPa	40,4	3,7
resistência média à tração (comp. diam.)	$f_{tm,sp}$	MPa	2,8	0,3
módulo de elasticidade secante médio	E_{cm}	GPa	35,1	2,5

Convém registrar que, para a determinação da resistência à compressão, foi rompido um CP para cada uma das vigas das séries 1 a 5 e dois para as da série 6. Para a caracterização do módulo de elasticidade foram ensaiados dois CP's para cada uma das vigas das seis séries. Em três das vigas analisadas (V1 da série 5 e VR1 e VR2 da série 6), foram rompidos dois CP's para a verificação da resistência à tração.

Na Figura 4-3, estão apresentadas as relações tensão - deformação resultantes dos ensaios de módulo de elasticidade estático secante executados no concreto das vigas originais. Está, também, indicada a curva obtida por regressão polinomial, bem como a equação correspondente, a saber:

$$\sigma_c = 39.483 \varepsilon_c - 8.882.688 \varepsilon_c^2 \quad (4-2)$$

onde: σ_c = tensão normal de compressão no concreto (MPa), e

ε_c = deformação específica do concreto à compressão.

É interessante observar que ao se analisar a equação (4-2), correspondente à regressão parabólica, verifica-se que sua derivada primeira conduz a um módulo de elasticidade tangente na origem (E_{co}) igual a 39,5 GPa. A partir do módulo de elasticidade estático secante médio (E_{cm}) pode-se, segundo a NBR-6118 [2], estimar o módulo de elasticidade tangente na origem, utilizando-se a correlação:

$$E_{co} = E_{cm} / 0,9 \quad (4-3)$$

Aplicando-se o valor de E_{cm} dado na Tabela 4.7, ou seja, 35,1 GPa, na equação (4-3), encontra-se, para E_{co} , um valor igual a 39,0 GPa, praticamente igual ao

módulo de elasticidade definido pela equação da regressão parabólica (39,5 GPa).

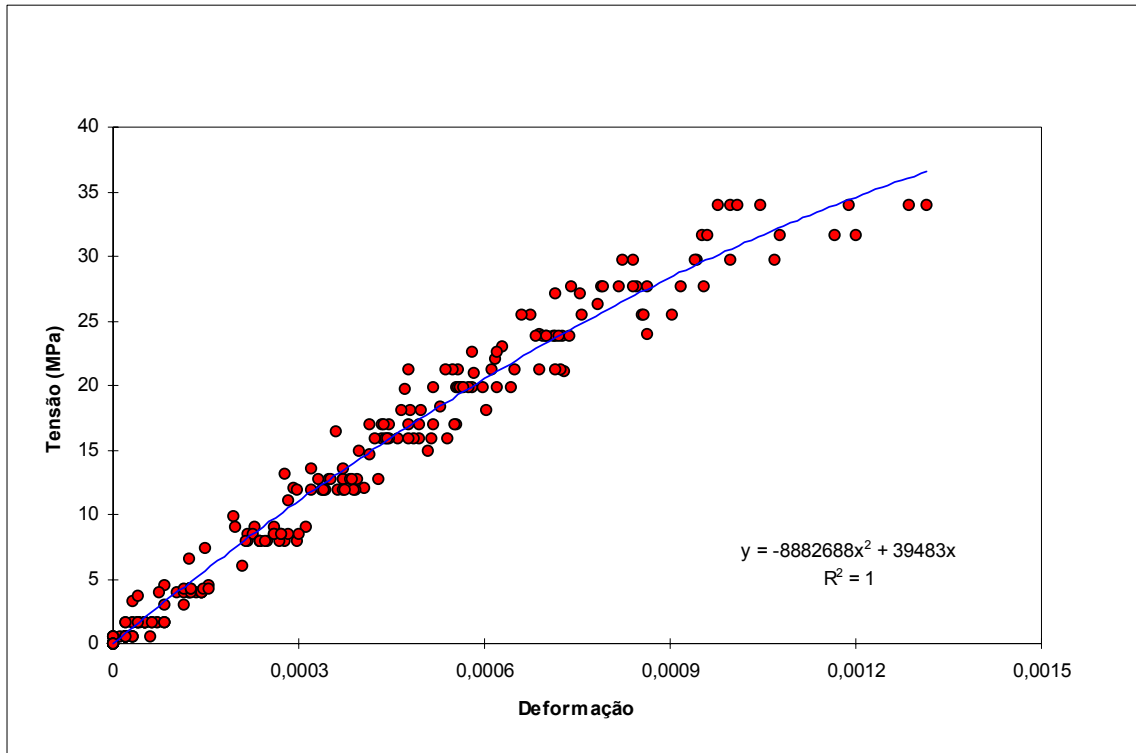


Figura 4-3 - Concreto das Vigas Originais- Diagrama Tensão x Deformação - Dados Experimentais e Regressão Polinomial

A NBR-6118 [2] preconiza, para o trecho curvo ($\epsilon_c \leq 0,002$) do diagrama tensão - deformação do concreto, para dimensionamento na ruptura, a expressão:

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{0,002} \right)^2 \right] \quad (4-4)$$

onde: f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão.

Adaptando-se essa equação, pode-se escrever:

$$\sigma_c = \sigma_{c,0,002} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{0,002} \right)^2 \right] \quad (4-5)$$

onde: $\sigma_{c,0,002}$ = tensão no concreto correspondente à deformação de 0,002.

Fazendo-se $\sigma_{c,0,002}$ da equação (4-5) igual a 43,44 MPa, valor que corresponde à tensão no concreto, dada pela extrapolação da equação (4-2), para uma deformação (ε_c) igual a 0,002, obtém-se a expressão:

$$\sigma_c = 43.440 \varepsilon_c - 10.860.000 \varepsilon_c^2 \quad (4-6)$$

Na Figura 4-4, estão graficamente representadas a equação (4-6) - curva teórica - e a equação (4-2) - curva experimental. Pode-se observar que a curva teórica se aproxima bastante da curva experimental, superestimando, levemente, as tensões.

Considerando-se as prescrições do item 15.1.1 da NBR-6118 [2] e cada um dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial realizados, como a resistência de um exemplar, estimou-se o valor da resistência característica à compressão do concreto das vigas originais ($f_{ck,orig}$), na data dos ensaios, como sendo igual a 34,3 MPa. Pelo prescrito no item 5.2.1.2 da mesma norma, estimou-se o valor da resistência característica à tração do concreto das vigas originais ($f_{tk,orig}$), na data dos ensaios, como sendo 2,4 MPa. Salienta-se que, apesar da NBR-6118 recomendar a transformação da resistência à tração por compressão diametral em resistência à tração axial, isto não foi feito, pelo fato dessa norma não indicar qualquer formulação para tal.

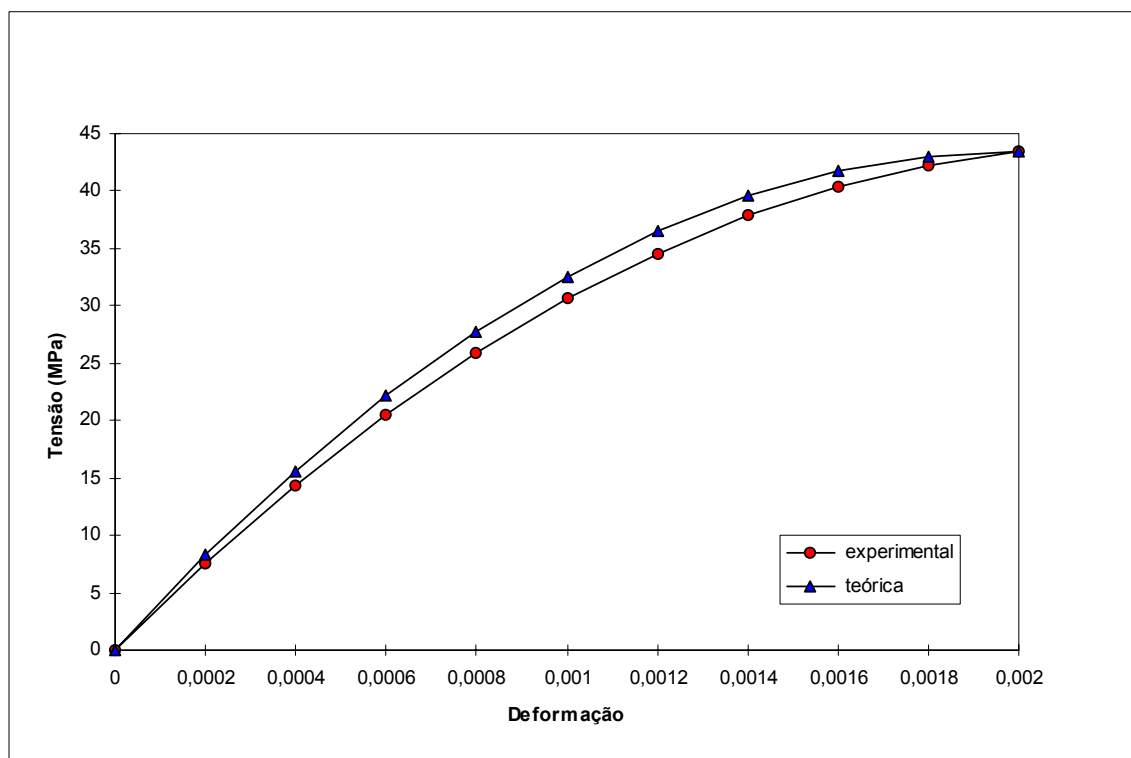


Figura 4-4 - Concreto das Vigas Originais - Diagrama Tensão x Deformação - Curva Experimental e Curva Teórica

4.2.3.2 - Concreto do Reforço

No mesmo dia em que as vigas reforçadas foram ensaiadas, o concreto de reforço, com idade de 4 dias, foi submetido a testes para caracterização de suas propriedades mecânicas. Os valores médios obtidos para as propriedades estudadas, bem como os respectivos desvios padrão estão indicados na Tabela 4-8.

Tabela 4-8 - Concreto do Reforço - Propriedades Mecânicas

Propriedade	Símbolo	Unidade	Média	Desv. Pad.
resistência média à compressão	f_{cm}	MPa	47,8	2,8
resistência média à tração (comp. diam.)	$f_{tm,sp}$	MPa	3,8	0,5
módulo de elasticidade secante médio	E_{cm}	GPa	30,1	2,8

Convém registrar que, tanto para a determinação da resistência à compressão quanto para a caracterização do módulo de elasticidade, foram ensaiados dois CP's para cada uma das vigas das séries 2, 3 e 5, e três para as vigas da série 4, correspondendo, cada um deles, a uma das “betonadas” do preparo do concreto. Em três das vigas analisadas (V5 da série 4 e V1 e V6 da série 5) foram rompidos dois CP's para a verificação da resistência à tração por compressão diametral.

Na Figura 4-5, estão apresentadas as relações tensão - deformação resultantes dos ensaios de módulo de elasticidade estático secante executados no concreto do reforço. Está, também, indicada a curva obtida por regressão polinomial, bem como a equação correspondente, a saber:

$$\sigma_c = 35.902 \varepsilon_c - 8.055.791 \varepsilon_c^2 \quad (4-7)$$

onde: σ_c = tensão normal de compressão no concreto (MPa), e

ε_c = deformação específica do concreto à compressão.

É interessante observar que ao se analisar a equação (4-7), correspondente à regressão parabólica, verifica-se que sua derivada primeira conduz a um módulo de elasticidade tangente na origem (E_{co}) igual a 35,9 GPa. Aplicando-se o valor de E_{cm} dado na Tabela 4-8, ou seja, 30,1 GPa, na equação (4-3), encontra-se, para E_{co} , um valor igual a 33,4 GPa, pouco inferior ao módulo de elasticidade definido pela regressão parabólica (35,9 GPa).

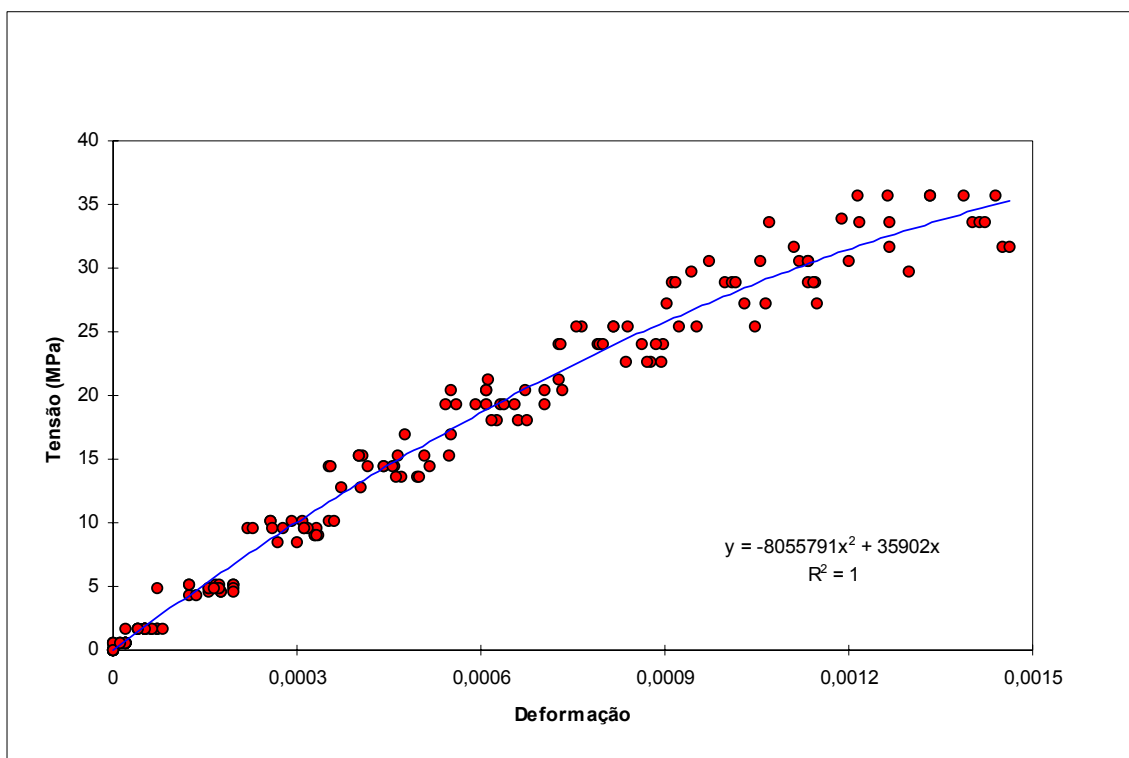


Figura 4-5 - Concreto do Reforço - Diagrama Tensão x Deformação - Dados Experimentais e Regressão Polinomial

Fazendo-se $\sigma_{c,0,002}$ da equação (4-5) igual a 39,58 MPa, valor que corresponde à tensão no concreto, dada pela extrapolação da equação (4-7), para uma deformação (ϵ_c) igual a 0,002, obtém-se a expressão:

$$\sigma_c = 39.580 \epsilon_c - 9.895.000 \epsilon_c^2 \quad (4-8)$$

Na Figura 4-6, estão graficamente representadas a equação (4-8) - curva teórica - e a equação (4-7) - curva experimental. Pode-se observar que a curva teórica se aproxima bastante da curva experimental, superestimando, levemente, as tensões.

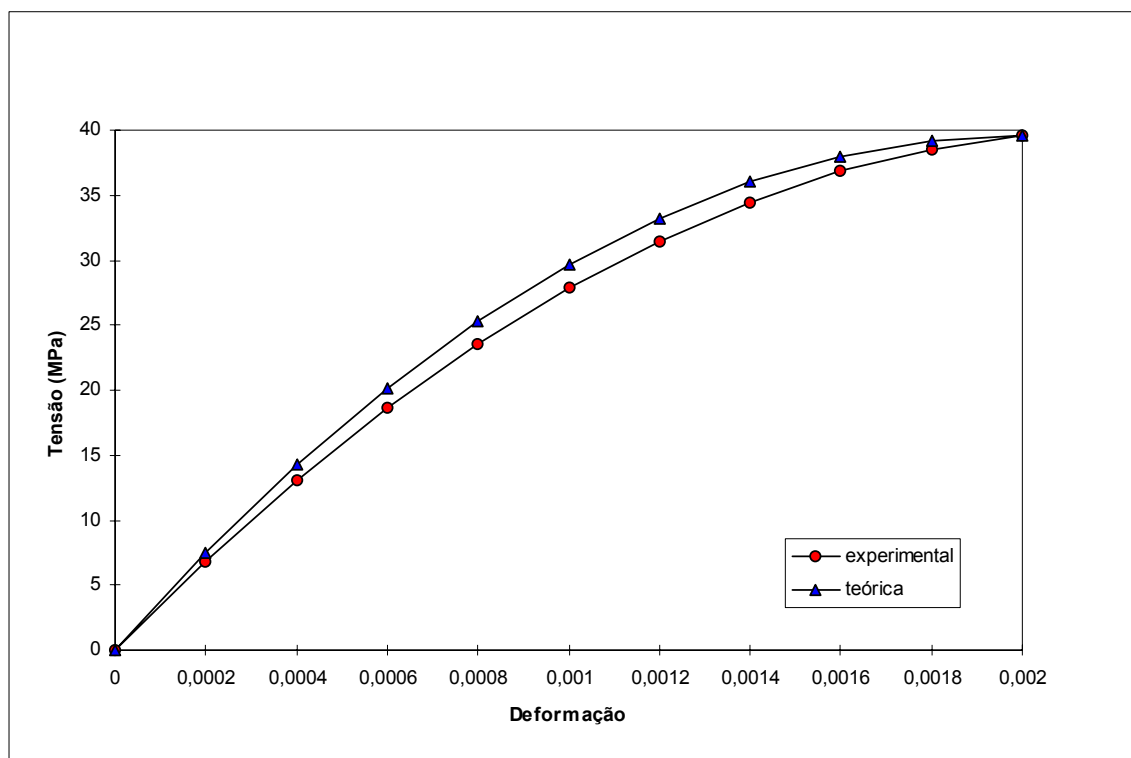


Figura 4-6 - Concreto do Reforço - Diagrama Tensão x Deformação - Curva Experimental e Curva Teórica

Considerando-se as prescrições do item 15.1.1 da NBR-6118 [2] e cada um dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial realizados, como a resistência de um exemplar, estimou-se o valor da resistência característica à compressão do concreto do reforço ($f_{ck,ref}$), na data dos ensaios (idade de quatro dias), como sendo igual a 40,6 MPa. Pelo prescrito no item 5.2.1.2 daquela norma, estimou-se o valor da resistência característica à tração do concreto do reforço ($f_{tk,ref}$), na data dos ensaios (idade de quatro dias), como sendo 3,0 MPa. Como no concreto das vigas originais, não se fez transformação da resistência obtida nos ensaios de compressão diametral para resistência à tração axial.

4.3 - Aços

Nas armaduras de flexão das vigas foram empregados dois tipos de aço. O utilizado nas vigas originais das séries 1 a 5 (posição N1 da Figura 3-1) e na segunda camada das vigas da série 6 (correspondente à posição N1 das vigas originais) foi denominado **aço das vigas originais**. Aquele utilizado na armadura de reforço das séries 2 a 5 (posição N7 das Figuras 3-2 e 3-4) e na primeira camada das vigas da série 6 (correspondente à posição N7 das vigas reforçadas) foi denominado **aço do reforço**. Esses dois aços foram submetidos a ensaios de caracterização de suas propriedades mecânicas e geométricas. A descrição e resultados dos ensaios são apresentados nos sub-itens seguintes. As demais armaduras foram confeccionadas com aço CA-60-B.

4.3.1 - Ensaio de Caracterização dos Aços

As armaduras de flexão foram caracterizadas através de ensaios de tração, executados de acordo com a NBR-7480 da ABNT [15], em máquina universal com capacidade para 100 kN da marca Lousenhausen. É importante ressaltar que quando os ensaios foram realizados estava em vigor a versão de julho/1985 da citada norma.

4.3.2 - Aço das Vigas Originais

Os valores médios das propriedades geométricas e mecânicas investigadas estão indicados na Tabela 4-9.

Tabela 4-9 - Aço das Vigas Originais - Propriedades Geométricas e Mecânicas - Valores Médios

Propriedade	Símbolo	Unidade	Valor
diâmetro	-	mm	10,0
seção real	-	cm ²	0,785
resistência característica de escoamento	f _y	MPa	613,1
limite de resistência	f _{stm}	MPa	900,3
módulo de elasticidade	E _{sm}	GPa	194,6
tipo do diagrama	-	-	B

Na Figura 4-7, estão apresentadas as relações tensão - deformação resultantes dos ensaios de tração executados. Está, também, indicada a curva obtida por regressão polinomial, bem como a equação correspondente, a saber:

$$\begin{aligned} \sigma_s = & 275.884 \varepsilon_s - 45.529.161 \varepsilon_s^2 + 3.690.989.625 \varepsilon_s^3 - 142.356.009.349 \varepsilon_s^4 + \\ & + 2.096.289.937.135 \varepsilon_s^5 \end{aligned} \quad (4-9)$$

onde: σ_s = tensão de tração no aço (MPa); e

ε_s = deformação específica do aço.

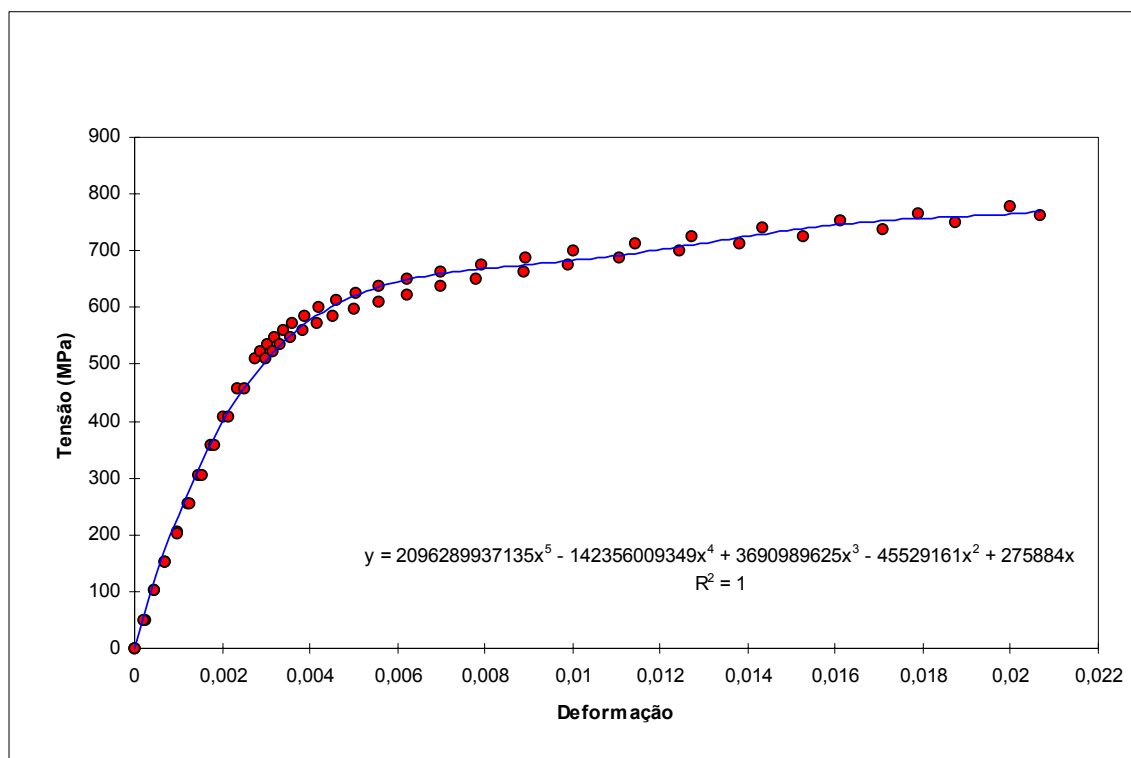


Figura 4-7 - Aço das Vigas Originais - Diagrama Tensão x Deformação - Dados Experimentais e Regressão Polinomial

A Figura 4-8 mostra as mesmas relações, só que até a tensão de 500 MPa, considerada como limite de proporcionalidade. A Figura apresenta também a curva obtida por regressão linear, cuja expressão é dada pela equação (4-10).

$$\sigma_s = 198.799 \varepsilon_s \quad (4-10)$$

onde: σ_s = tensão de tração no aço (MPa); e

ε_s = deformação específica do aço.

Observa-se que a equação (4-10), da regressão linear do trecho elástico, conduz a um módulo de elasticidade de 198,8 GPa, cujo valor está próximo do valor de E_{sm} indicado na Tabela 4-9, ou seja, 194,6 GPa.

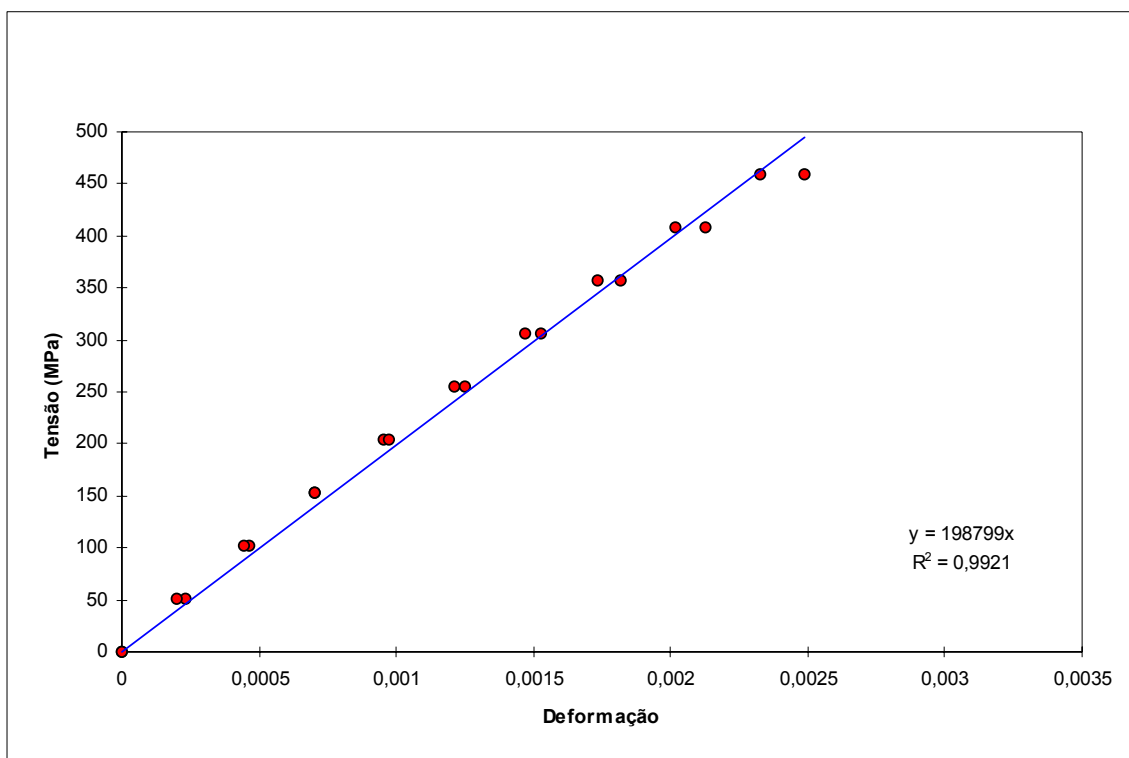


Figura 4-8 - Aço das Vigas Originais - Regressão Linear

Convém registrar que, segundo a NBR-7480 [15], o aço das vigas originais se classificou como CA-60-B.

É importante ressaltar que no cálculo das cargas de ruptura pela NBR-6118 [2], apresentado no Capítulo 6, adotar-se-á para a resistência característica à tração do aço das vigas originais ($f_{yk,orig}$) o valor de 600 MPa, correspondente ao valor mínimo nominal da NBR-7480 [15], conforme o item 7.2 da NBR-6118. Salienta-se que essa é a resistência característica comumente adotada pelos projetistas para este tipo de aço.

4.3.3 - Aço do Reforço

Os valores médios das propriedades geométricas e mecânicas investigadas estão indicados na Tabela 4-10.

Tabela 4-10 - Aço do Reforço - Propriedades Geométricas e Mecânicas - Valores Médios

Propriedade	Símbolo	Unidade	Valor
diâmetro	-	mm	9,3
seção real	-	cm ²	0,676
resistência característica de escoamento	f _y	MPa	574,5
limite de resistência	f _{stm}	MPa	871,1
módulo de elasticidade	E _{sm}	GPa	180,9
tipo do diagrama	-	-	B

Na Figura 4-9, estão apresentadas as relações tensão - deformação resultantes dos ensaios de tração executados. Está, também, indicada a curva obtida por regressão polinomial, bem como a equação correspondente, a saber:

$$\sigma_s = 259.724 \varepsilon_s - 43.306.959 \varepsilon_s^2 + 3.576.730.482 \varepsilon_s^3 - 141.190.387.975 \varepsilon_s^4 + 2.134.248.009.480 \varepsilon_s^5 \quad (4-12)$$

onde: σ_s = tensão de tração no aço (MPa); e

ε_s = deformação específica do aço.

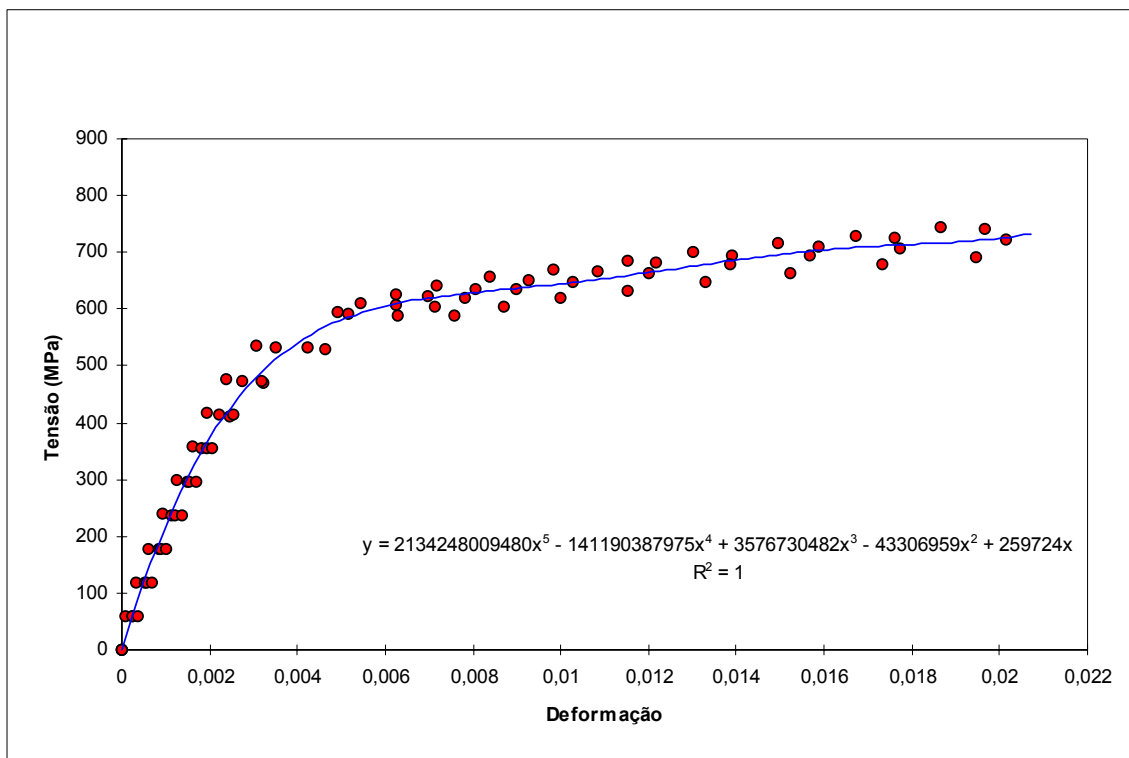


Figura 4-9 - Aço do Reforço - Diagrama Tensão x Deformação - Dados Experimentais e Regressão Polinomial

A Figura 4-10 mostra as mesmas relações, só que até a tensão de 500 MPa, considerada como limite de proporcionalidade. A Figura apresenta também a curva obtida por regressão linear, cuja expressão é dada pela equação (4-13).

$$\sigma_s = 178.841 \varepsilon_s \quad (4-13)$$

onde:

σ_s = tensão de tração no aço (MPa);e

ε_s = deformação específica do aço.

Observa-se que a equação (4-13), da regressão linear do trecho elástico, conduz a um módulo de elasticidade de 178,8 GPa, próximo do valor de E_{sm} indicado na Tabela 4-10, ou seja, 180,9 GPa.

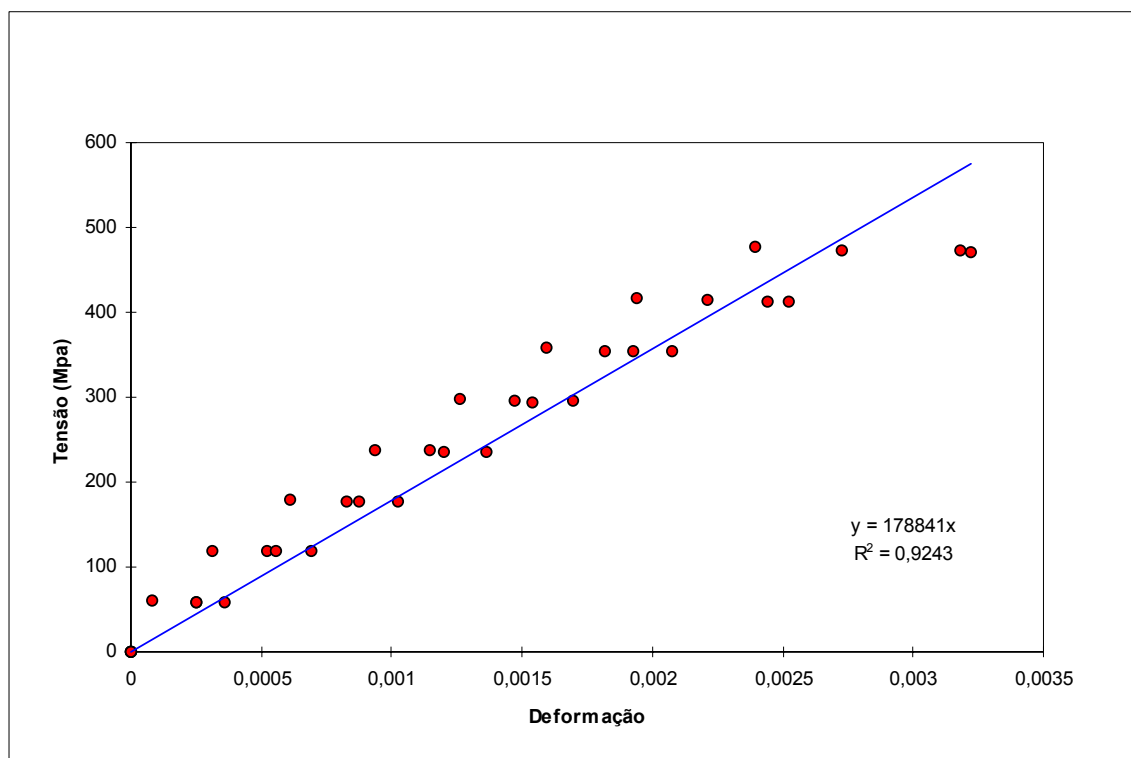


Figura 4-10 - Aço do Reforço - Regressão Linear

Convém registrar que, segundo a NBR-7480[15], o aço do reforço se classificou como CA-50-B.

Como no caso do aço das vigas originais, no cálculo das cargas de ruptura pela NBR-6118 [2], apresentar-se-á para a resistência característica à tração do reforço ($f_{yk,ref}$) o valor de 500 MPa.

CAPÍTULO 5

Procedimentos de Confeção, Reforço e Ensaio das Vigas

Vigas

5.1 - Introdução

5.2 - Confeção das Vigas Originais e das

Monolíticas de Referência

5.3 - Tratamento das Vigas Originais

5.4 - Execução do Reforço

5.5 - Ensaio de Flexão

5.5.1 - Ensaio das Vigas das Séries 1 e 6

5.5.2 - Ensaio das Vigas das Séries 2 a 4

5.5.3 - Ensaio das Vigas da Série 5

5.1 - Introdução

Neste capítulo estão descritos os procedimentos adotados para a confeção das vigas originais e das vigas monolíticas de referência, para a execução dos reforços e para os ensaios de flexão.

5.2 - Confeção das Vigas Originais e Vigas Monolíticas de Referência

As vigas originais das séries 1 a 5 e as monolíticas de referência da série 6 foram confeccionadas pela PREMO - Engenharia, Indústria e Comércio Ltda, em sua fábrica de Pedro Leopoldo. Após o corte, dobramento e montagem das armaduras, passou-se à instalação dos extensômetros elétricos (marca Kiowa; tipo KFC-5-C1-11, 5 mm, 120 Ω) nas barras da armadura de flexão, compreendendo colagem, ligação dos fios, proteção contra umidade através de cera especial e silicone, e proteção mecânica com massa epóxi. Instaladas as armaduras, em formas metálicas, passou-se à concretagem. Em função da geometria dos estribos (posição N3 - Figura 3-1), as vigas tiveram que ser concretadas de cabeça para baixo. Em função disso e, principalmente, das condições de desforma das vigas, foi necessário o acréscimo dos ferros da posição N5, conforme Figura 3-1, que não existiam no projeto original. Isso fez também com que as vigas, no transporte e manuseio, fossem solicitadas de maneira inversa à do ensaio, e, na estocagem, ficassem sem solicitações. Essas situações foram consideradas satisfatórias para o estudo a ser feito.

As vigas foram concretadas uma a uma e receberam, pelo controle de qualidade da fábrica, um número de controle, que foi mantido ao longo de todo o trabalho e pelo qual são referenciadas. Simultaneamente à concretagem de cada viga, foram confeccionados corpos de prova cilíndricos (15x30), para ensaios de caracterização do concreto, sendo três cilindros para cada uma das vigas originais e quatro para as monolíticas de referência. Além desses, foram confeccionados doze cilindros para serem utilizados nos ensaios preliminares dos concretos, já descritos no Capítulo 4.

5.3 - Tratamento das Vigas Originais

Antes de ser posicionada para ensaio, cada uma das vigas originais que seria reforçada, teve a superfície do concreto de sua face inferior (face que seria tracionada no ensaio de flexão) apicoada, com exceção das vigas originais da série 4. Nessas, além da face inferior foram apicoadas as regiões de suas faces laterais que entrariam em contato com o concreto do reforço. O apicoamento foi feito com martelo de bico, de forma leve, com o objetivo de se retirar apenas a nata de cimento superficial. A seguir, a área apicoada foi lavada com jato de água, ficando totalmente isenta de qualquer matéria que prejudicasse a aderência com o concreto do reforço.

5.4 - Execução do Reforço

A execução do reforço foi iniciada com a instalação da armadura de flexão. Os extensômetros elétricos (marca Kiowa; tipo KFG-5-120-C1-11, 5 mm, 120 Ω) já tinham sido previamente instalados em duas de suas três barras, tendo sido seguidos procedimentos já descritos. Após a colagem das duas placas de isopor (Figura 3-1), cuja função era a de evitar que possíveis deslocamentos relativos entre os dois concretos fossem impedidos em função da geometria da viga original, instalou-se as formas. Elas foram confeccionadas em madeira compensada, sendo que a superfície que entraria em contato com o concreto foi totalmente envernizada com resina poliuretânica, no intuito de torná-las impermeáveis. Essa impermeabilidade impedia que as formas absorvessem água do concreto do reforço, facilitando os procedimentos de cura do mesmo. Elas se apoiavam na própria viga a ser reforçada, através de gravatas que as deixavam suspensas, e eram dotadas de cachimbos removíveis que facilitavam as operações de concretagem. A Figura 5-1 ilustra o esquema da forma e do seu escoramento.

Para facilitar a desforma, as faces internas da forma recebiam uma fina camada de óleo mineral. Toda e qualquer fresta existente entre a forma e a viga original foi calafetada com estopa e gêsso, ficando a primeira totalmente estanque.

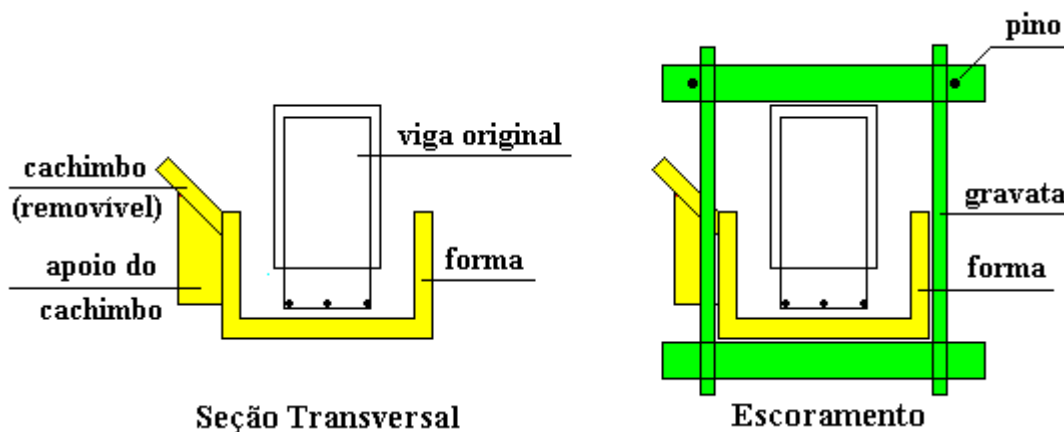


Figura 5-1 - Seção Transversal e Escoramento das Formas

Passou-se, então, às operações de concretagem. O concreto foi preparado, em duas betonadas, com exceção da série 4 - três betonadas, seguindo-se os mesmos procedimentos adotados nos ensaios preliminares dos concretos. Deu-se especial atenção ao tempo de mistura, após a adição do superplastificante, para se evitar excesso de incorporação de ar, que reduz os valores das características mecânicas do concreto. Após cada betonada, apurava-se o valor do “slump”, moldavam-se dois corpos de prova de 15 x 30 cm e lançava-se todo o concreto na forma enquanto o superplastificante permanecia ativo, ou seja, enquanto não houvesse perda significativa de “slump”. O lançamento foi feito por apenas um lado da forma, a fim de se evitar o aprisionamento de ar, e seguido do adensamento por vibração mecânica (vibrador TGM com 3450 RPM e agulha de 25 mm). Apesar do elevado “slump” do concreto (240 mm), que o enquadrava entre os concretos auto-adensáveis, a sua vibração não causou segregação, devido, provavelmente, ao elevado teor de cimento e ao uso de brita zero. Não houve exagerada

exsudação, sendo que a ocorrida foi favorável à aderência dos dois concretos, visto que o concreto da viga original estava seco.

O controle da cura do concreto foi iniciado imediatamente e consistiu na cobertura do concreto exposto ao ar com panos mantidos sempre molhados. Convém lembrar que as formas eram impermeáveis, não sendo, portanto, necessário molhá-las. No terceiro dia as formas foram retiradas e a cura do concreto continuada da mesma maneira, só que para uma área maior. No quarto dia, seis horas antes do ensaio de flexão da viga, o processo de cura do concreto do reforço foi interrompido. A cura dos corpos de prova do concreto do reforço foi feita no mesmo ambiente das vigas reforçadas. Após a moldagem, o concreto que ficava exposto ao ar foi coberto com folha plástica. No terceiro dia após a concretagem, os corpos de prova foram retirados dos moldes para capeamento com enxofre. No quarto dia foram ensaiados, antes do início do ensaio de flexão da viga reforçada, juntamente com os corpos de prova do concreto das vigas originais.

5.5 - Ensaio de Flexão

Os ensaios de flexão das vigas seguiram o esquema de montagem indicado na Figura 5-2.

O carregamento foi aplicado por meio de macaco hidráulico com capacidade de 500 kN da marca Contenco. A leitura do carregamento foi feita através de anel dinamométrico com capacidade de 500 kN, equipado com relógio comparador da marca Mitutoyo com precisão de 0,01 mm e curso de 10 mm. A constante desse anel era de 0,8949 kN/divisão. As flechas foram medidas, através de relógios comparadores (marca Mitutoyo, precisão de 0,01 mm e curso de 50 mm), no

meio e a 1/4 do vão da viga. As deformações no concreto foram obtidas através de quatro extensômetros elétricos (marca Kiowa; tipo KC-70-A1-11, 70 mm, 120 Ω) instalados no meio do vão, dois na face superior das vigas e dois a 3,5 cm abaixo desta, um em cada face lateral. Na armadura de flexão, também no meio do vão, foram obtidas as deformações em duas barras, tanto da armadura de reforço quanto da armadura da viga original. As leituras dos extensômetros foram feitas através de maleta extensométrica de dez canais da marca Sodmex-MDC-10. As fissuras foram marcadas na viga, relacionando-se a sua profundidade, a partir da face inferior da viga, com a carga atuante. Em quatro vigas, a evolução da abertura da primeira fissura com o carregamento foi acompanhada. Um extensômetro foi instalado na superfície de uma peça executada com o mesmo concreto das vigas originais, peça esta sem qualquer solicitação. As leituras desse extensômetro se referiam às possíveis variações de temperatura durante os ensaios.

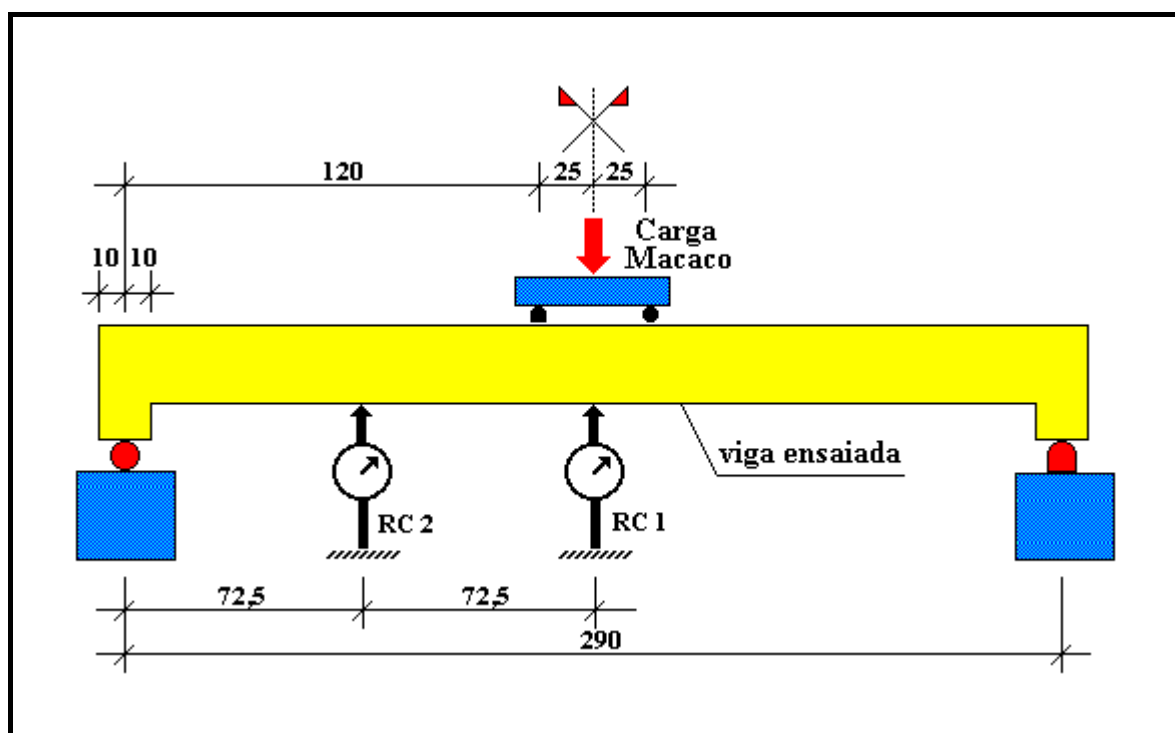


Figura 5-2 - Esquema de Montagem dos Ensaios de Flexão

Os ensaios foram sempre executados com carregamento crescente, ou seja, sem ciclos de carga e descarga, e só eram iniciados após a atuação, por cinco minutos,

de uma pré-carga de 2,68 kN para a acomodação de todo o sistema. Em cada estágio de carregamento eram anotadas as flechas e as deformações em análise e marcadas as fissuras. A data e o horário de início e término dos ensaios foram anotados, bem como a temperatura da sala de ensaios no início e final dos mesmos.

Os sub-itens a seguir mostram as particularidades dos procedimentos de ensaio, correspondentes às diferentes séries analisadas.

5.5.1 - Ensaio das Vigas das Séries 1 e 6

As vigas da série 1 - vigas originais de referência - e as da série 6 - vigas monolíticas de referência, foram ensaiadas numa única etapa. Após a retirada da pré-carga para acomodação do sistema, fez-se a primeira medida de todos os deslocamentos e deformações, valor inicial para todas as demais leituras. Ressalta-se que, antes da primeira medida, o peso próprio da viga já atuava. O ensaio só terminou quando era atingida a ruptura da viga. Neste trabalho, o termo ruptura significa o esgotamento da capacidade resistente da peça, ou seja, a impossibilidade de se aumentar a carga aplicada pelo macaco hidráulico.

5.5.2 - Ensaio das Vigas das Séries 2 a 4

As vigas das séries 2 a 4 foram ensaiadas em duas etapas. Na primeira etapa, denominada **ensaio inicial** de flexão, as vigas originais dessas séries, antes de serem reforçadas, foram solicitadas à flexão para que surgissem deformações, deslocamentos e fissuras, buscando-se, com isto, simular as condições iniciais de vigas submetidas a reforço nos casos reais. Esse ensaio também forneceu dados

que permitiram uma comparação de comportamento e desempenho entre as vigas originais dessas séries e as vigas originais de referência (série 1).

O carregamento máximo desse ensaio foi de 28,63 kN, correspondente a 66,7% da carga de ruptura experimental das vigas originais de referência (série 1). Essa porcentagem foi escolhida por corresponder, aproximadamente, à relação normalmente existente entre carga de serviço e carga de ruptura de vigas sob flexão. Nessa carga as fissuras atingiram aberturas de até 0,65 mm, sendo que, após a descarga, a abertura residual máxima foi de 0,15 mm. Tal fato comprova os elevados graus de sollicitação e de danos impostos às vigas antes do reforço.

O procedimento de ensaio foi análogo ao descrito no sub-item anterior. Ao ser atingido o carregamento máximo citado acima, a viga foi descarregada de forma suave. Após um intervalo de cinco minutos, foi feita a última leitura de todos os deslocamentos e deformações, tendo-se obtido, dessa forma, os valores residuais de todas as grandezas em análise.

A segunda etapa do ensaio, denominada **ensaio final** de flexão, ocorria quatro dias após a execução do reforço. O procedimento de ensaio foi idêntico ao descrito para o ensaio das vigas das séries 1 e 6. Após a retirada da pré-carga, e a primeira medida de todos deslocamentos e deformações, nova referência para as próximas leituras, a peça foi levada à ruptura. Ressalta-se que, antes dessa primeira medida, o peso próprio da viga original e do concreto do reforço já atuavam. Observa-se que, nos gráficos a serem apresentados no Capítulo 7, a letra R anotada após o número da viga significará estar se tratando do ensaio final.

5.5.3 - Ensaio das Vigas da Série 5

As vigas da série 5, como as das séries 2 a 4, foram ensaiadas em duas etapas. O ensaio inicial seguiu os mesmos procedimentos adotados para as séries 2 a 4.

A seguir, novamente, com apenas o peso próprio da viga original atuando, foi feita a medida de todas as grandezas em análise. Foi aplicada, então, uma carga de 17,90 kN, correspondente a, aproximadamente, 60% da carga de ruptura experimental das vigas originais de referência (série 1) dividida por 1,4. Esse percentual corresponde, em muitos casos, ao peso próprio da estrutura. Nessa carga as fissuras atingiram aberturas de até 0,45 mm.

Sob esse carregamento, as armaduras de reforço foram instaladas e a concretagem do talão de reforço executada. A carga foi mantida constante, através do bombeamento do macaco quando ela se reduzia, até 24 horas antes do início do ensaio final de flexão propriamente dito. Durante essas vinte e quatro horas, o macaco continuou aplicando carga, só que sem serem feitas correções para mantê-la constante. Conforme poderá ser visto no item 7.2.5, a carga aplicada aumentou, provavelmente em função da flexão invertida (tração na face superior) da viga provocada pela retração do concreto do reforço. Chegado o momento previsto para a nova solicitação de flexão, foi feita a medida (referência para o ensaio final) da carga aplicada pelo macaco e das deformações e deslocamentos correspondentes. A partir daí iniciou-se uma nova sequência de carregamentos e medidas até ser atingida a ruptura da viga reforçada.

É importante notar que as deformações e os deslocamentos devidos ao peso próprio do concreto do reforço foram, no caso das vigas dessa série, registrados nas medidas feitas, em função dos procedimentos adotados.

CAPÍTULO 6

Apresentação dos Resultados

- 6.1 - Introdução
- 6.2 - Resultados Experimentais
- 6.3 - Resultados Teóricos
 - 6.3.1 - Estádio I - Seção Não Fissurada
 - 6.3.2 - Estádio II - Seção Fissurada
 - 6.3.3 - Estádio III- Limite Último
- 6.4 - Resultados pelos Critérios da NBR-6118
 - 6.4.1 - Estádio I - Seção Não Fissurada
 - 6.4.2 - Estádio II - Seção Fissurada
 - 6.4.3 - Estádio III- Limite Último
 - 6.4.4 - Determinação da Carga de Serviço
- 6.5 - Peso Proprio das Vigas e do Concreto do Reforço

6.1 - Introdução

Este capítulo apresenta os resultados experimentais referentes aos ensaios de flexão, iniciais e finais, descritos no Capítulo 5, das doze vigas que compunham as seis séries estudadas. Apresenta também os resultados dos cálculos teóricos desenvolvidos, bem como aqueles obtidos com a aplicação dos critérios prescritos pela NBR-6118. Ressalta-se que nos cálculos desenvolvidos para as vigas reforçadas não foi considerado o fato delas já estarem fissuradas antes da execução

do reforço. Tal hipótese baseou-se na suposição de que o concreto do reforço, pelo menos enquanto não fissurado, funcionaria como elemento de “costura” de cada fissura, impedindo a sua livre movimentação.

6.2 - Resultados Experimentais

Como descrito no Capítulo 5, nos ensaios de flexão das vigas, em cada estágio de carregamento, foram feitas as seguintes leituras:

- flecha no meio do vão;
- flecha a 1/4 do vão;
- deformações, no meio do vão, das duas barras da armadura de tração das vigas originais;
- deformação de duas barras da armadura do reforço, no meio do vão;
- deformação do concreto, no meio do vão, em dois pontos da face superior das vigas; e
- deformação do concreto, no meio do vão, em cada face lateral das vigas, 3,5 cm abaixo de sua face superior.

Nas Tabelas A-2 até A-21 do Apêndice A deste trabalho, estão apresentados estes resultados. Nas vigas das séries 1 e 6, por terem sido ensaiadas numa única etapa, os resultados estão apresentados em uma tabela, denominada **ensaio único**. Os resultados correspondentes às vigas das séries 2 a 4 estão mostrados em duas tabelas, uma referente ao **ensaio inicial** e a outra ao **ensaio final**, conforme Capítulo 5. Para as vigas da Série 5, foram utilizadas três tabelas. Entre as correspondentes aos ensaios inicial e final, existe a intitulada **procedimento de reforço** que se refere às leituras feitas no início e término das operações de reforço. Salienta-se que, para facilidade de visualização dos resultados de cada fase, as primeiras leituras de cada tabela são, sempre, iguais a zero. Na realidade, numa mesma viga, tais leituras são iguais às últimas leituras da tabela anterior,

caso essa tabela exista. Nas medidas das deformações do concreto, já está computada a influência da variação de temperatura ao longo do ensaio. As tabelas apresentam, também, para as vigas V9 (série 3), V1 (série 5) e VR1 e VR2 (série 6), a evolução da abertura da primeira fissura desenvolvida.

As curvaturas no meio do vão foram calculadas em função da deformação do concreto da face superior da viga, da deformação do aço do reforço, e da distância entre os pontos de medição dessas duas deformações. O fator de ductilidade foi definido como sendo a razão entre a curvatura na ruptura e a curvatura correspondente ao escoamento convencional do aço do reforço ($\epsilon_{s,esc} = 0,0052$).

A Tabela 6-1 mostra a carga correspondente ao surgimento da primeira fissura, a carga de ruptura, o espaçamento médio entre fissuras, e o fator de ductilidade das vigas ensaiadas.

Tabela 6-1 - Vigas Ensaçadas - Cargas de Fissuração e Ruptura, Espaçamento Médio entre Fissuras, e Fator de Ductilidade - Valores Experimentais

Série (nº)	Viga (nº)	Ensaio	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruptura (kN)	Espaçamento Médio entre Fissuras (cm)	Fator de Ductilidade
1	3	único	10,7	43,0	17,5	-
	7	único	8,9	43,0	21,9	-
2	4	inicial	12,5	-	-	-
		final	41,2	102,9	18,0	2,50
	10	inicial	13,4	-	-	-
		final	44,7	108,3	19,0	3,20
3	2	inicial	8,9	-	-	-
		final	44,7	100,2	13,1	2,78
	9	inicial	12,5	-	-	-
		final	43,0	100,2	18,6	3,18
4	5	inicial	8,9	-	-	-
		final	43,0	111,9	17,3	1,77
	8	inicial	8,9	-	-	-
		final	43,0	111,9	18,6	2,54
5	1	inicial	10,7	-	-	-
		final	60,9	109,2	17,1	2,42
	6	inicial	8,9	-	-	-
		final	58,2	109,2	16,8	3,12
6	R1	único	28,6	111,0	20,4	2,23
	R2	único	28,6	105,6	15,5	2,01

6.3 - Resultados Teóricos

Para possibilitar análise comparativa com os resultados experimentais, foram feitos os cálculos teóricos nos Estádios I, II e III para cada uma das seis séries. Foram calculadas: a flecha e a curvatura, ambas no meio do vão, a carga de fissuração e a de ruptura.

Neste trabalho, convencionou-se que tudo que for definido como **teórico**, referir-se-á a este item.

6.3.1 - Estádio I - Seção Não Fissurada

No Estádio I, os cálculos teóricos foram desenvolvidos considerando-se:

- a seção homogeneizada;
- a validade do regime linear elástico nos diagramas tensão-deformação dos concretos e dos aços;
- que as seções transversais permaneciam planas; e
- o concreto trabalhando tanto à compressão quanto à tração.

Foram utilizados os módulos de elasticidade médios experimentais dos concretos e dos aços, apresentados no Capítulo 4 e resumidos na Tabela 6-2 a seguir.

Tabela 6-2 - Módulos de Elasticidade Médios - Experimentais

Material	Módulo de Elasticidade	
	Símbolo	Valor
Concreto das Vigas Originais	$E_{cm,orig}$	35 GPa
Concreto do Reforço	$E_{cm,ref}$	30 GPa
Aço das Vigas Originais	$E_{sm,orig}$	195 GPa
Aço do Reforço	$E_{sm,ref}$	180 GPa

A Figura 6-1 ilustra, para o caso das vigas das séries 2 e 3, as seções transversais real e homogeneizada, bem como os estados de deformação e de tensão utilizados nos cálculos.

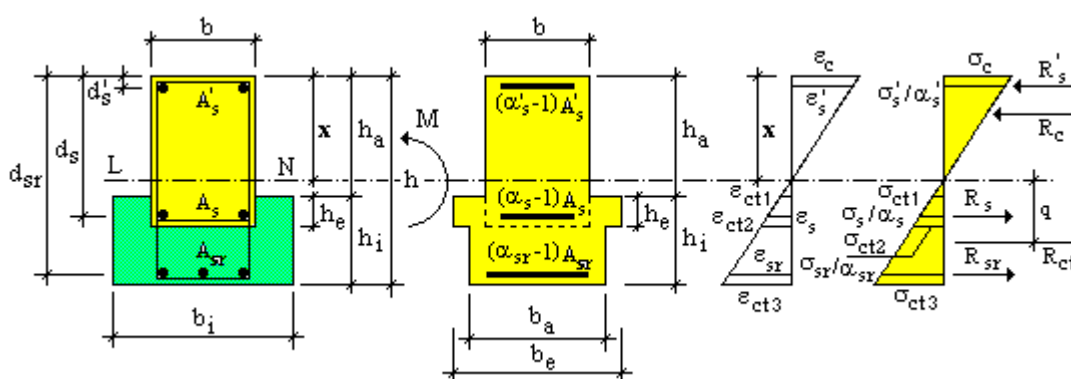


Figura 6-1 - Seção Transversal Real e Homogeneizada - Estados de Deformação e Tensão - Estádio I - Vigas das Séries 2 e 3

Foram utilizadas as seguintes equações auxiliares:

$$\alpha_s = \alpha'_s = E_{sm,orig} / E_{cm,orig} ;$$

$$\alpha_{sr} = E_{sm,ref} / E_{cm,orig} ;$$

$$b_e = b + (b_i - b) \cdot (E_{cm,ref} / E_{cm,orig}) ; e$$

$$b_a = b_i (E_{cm,ref} / E_{cm,orig}) .$$

A linha neutra foi determinada, na seção homogeneizada, igualando-se os momentos estáticos de área em relação a ela. O momento de inércia (I_I) foi calculado em relação à linha neutra da seção homogeneizada. As tensões no concreto foram calculadas utilizando-se as expressões:

$$\sigma_c = M \cdot x / I_I \quad (6-1)$$

$$\sigma_{ct3} = M \cdot (h - x) / I_I \quad (6-2)$$

$$M \text{ (kN.m)} = 0,6 P \text{ (kN)} \quad (6-3)$$

onde: P = carga total atuante na viga, conforme Figura 5-2.

A equação (6-4), que segue a notação dada pela Figura 6-2, fornece a expressão utilizada para o cálculo das flechas.

$$y_1 = \frac{P}{E_{cm,orig} \times I_1} \times \left(\frac{a \times L^2}{16} - \frac{a^3}{12} \right) \quad (6-4)$$

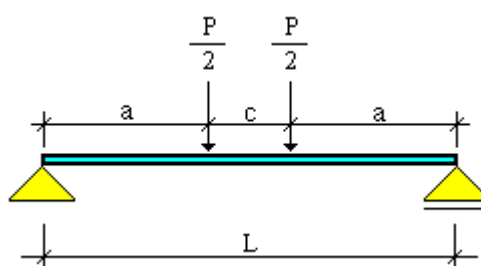


Figura 6-2 - Notação para Cálculo das Flechas Segundo Equação (6-4)

No cálculo da carga de fissuração, utilizou-se para os concretos a resistência média à tração por compressão diametral ($f_{tm,sp}$), apresentada no Capítulo 4.

Na Tabela 6-3 estão indicadas as cargas teóricas de fissuração de todas as séries estudadas.

Tabela 6-3 - Cargas Teóricas de Fissuração

Série	Carga de Fissuração
1	10,1 kN
2 e 3	39,3 kN
4	41,1 kN
5 (viga V1)	59,2 kN
5 (viga V6)	57,7 kN
6	27,6 kN

Na Tabela B-1 do Apêndice B, são mostrados os demais resultados teóricos deste estágio.

6.3.2 - Estádio II - Seção Fissurada

No Estádio II, os cálculos teóricos foram desenvolvidos considerando-se:

- a seção homogeneizada;
- a validade do regime linear elástico nos diagramas tensão-deformação dos concretos e dos aços;
- que as seções transversais permaneciam planas; e
- o concreto trabalhando, somente, à compressão.

Foram utilizados os mesmos módulos de elasticidade adotados no Estádio I, conforme Tabela 6-2.

A Figura 6-3 ilustra, para o caso das vigas das séries 2 e 3, as seções transversais real e homogeneizada, bem como os estados de deformação e de tensão utilizados nos cálculos.

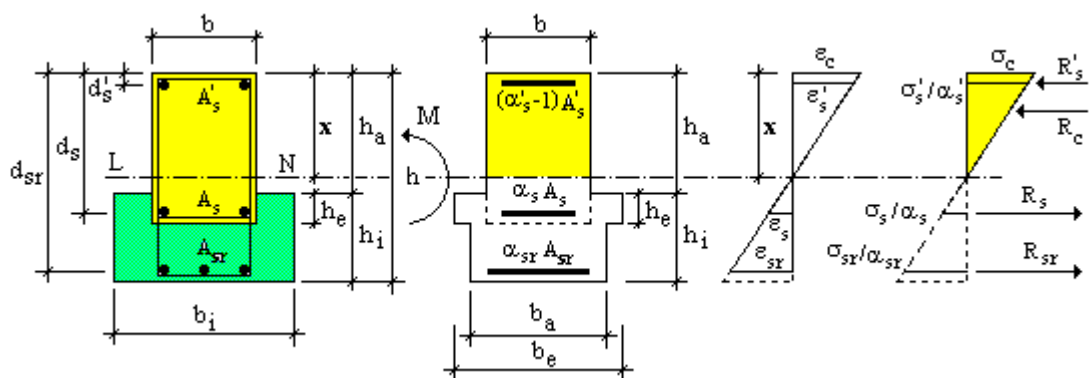


Figura 6-3 - Seção Transversal Real e Homogeneizada - Estados de Deformação e Tensão - Estádio II - Vigas das Séries 2 e 3

Foram utilizadas as seguintes equações auxiliares:

$$\alpha_s = \alpha'_s = E_{sm,orig} / E_{cm,orig} ; e$$

$$\alpha_{sr} = E_{sm,ref} / E_{cm,orig} .$$

A linha neutra foi determinada pela equação:

$$bx^2/2 + (\alpha'_s - 1).A'_s.(x-d'_s) = \alpha_s.A_s.(d_s-x) + \alpha_{sr}.A_{sr}.(d_{sr}-x) \quad (6-5)$$

O momento de inércia foi calculado em relação à linha neutra da seção homogeneizada através da expressão:

$$I_{II} = bx^3/3 + (\alpha'_s - 1)(x-d'_s)^2 A'_s + \alpha_s(d_s-x)^2 A_s + \alpha_{sr}(d_{sr}-x)^2 A_{sr} \quad (6-6)$$

As tensões no concreto e nas armaduras foram calculadas através das equações:

$$\sigma_c = M . x / I_{II} \quad (6-7)$$

$$\sigma_s = M . \alpha_s . (d_s - x) / I_{II} \quad (6-8)$$

$$\sigma_{sr} = M . \alpha_{sr} . (d_{sr} - x) / I_{II} \quad (6-9)$$

$$M \text{ (kN.m)} = 0,6 P \text{ (kN)} \quad (6-10)$$

onde: P = carga total atuante na viga, conforme Figura 5-2.

A equação (6-11), que segue a notação dada pela Figura 6-2, fornece a expressão utilizada para o cálculo das flechas. Foi admitido que todas as seções transversais ao longo da viga tivessem o mesmo momento de inércia, dado pela equação (6-6).

$$y_{II} = \frac{P}{E_{cm,orig} \times I_{II}} \times \left(\frac{a \times L^2}{16} - \frac{a^3}{12} \right) \quad (6-11)$$

Na Tabela B-1 do Apêndice B, são mostrados também os resultados teóricos deste estágio.

6.3.3 - Estádio III - Limite Último

No cálculo da carga de ruptura teórica, considerou-se:

- que as seções transversais permaneciam planas;
- os diagramas experimentais tensão-deformação parabólicos do concreto das vigas originais e dos aços, definidos no Capítulo 4 pelas equações (4-2), (4-9) e (4-12);
- deformação máxima, na ruptura, de 0,015 para a armadura de tração. Esse valor foi escolhido por tratar-se de vigas com seção sub-armada, e por corresponder ao valor médio dessa deformação na ruptura experimental, consideradas todas as vigas ensaiadas; e
- a não aplicação de qualquer coeficiente de minoração de resistência.

A Figura 6-4 ilustra, para o caso das vigas das séries 2 e 3, os estados de deformação e de tensão utilizados nos cálculos.

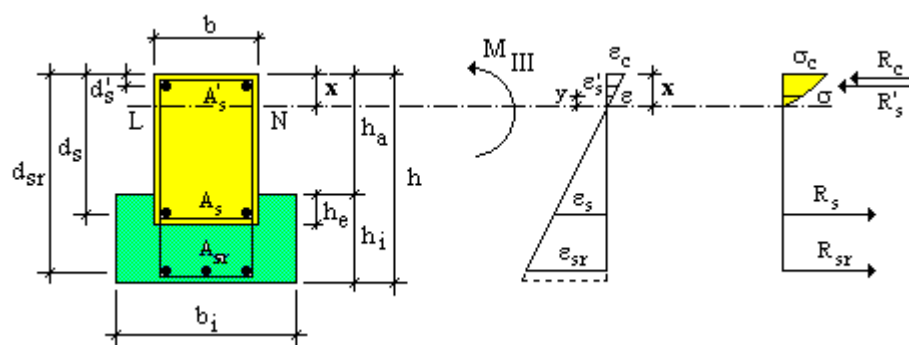


Figura 6-4 - Seção Transversal Real - Estados de Deformação e Tensão - Estádio III - Vigas das Séries 2 e 3

Foram utilizadas as seguintes equações auxiliares:

$$R_c = \int_0^x \sigma \cdot b \cdot dy \quad \text{onde}$$

$$\sigma = 39.483 |\varepsilon| - 8.882.688 \varepsilon^2 \quad (\text{equação 4-2});$$

$$R'_s = \sigma'_s \cdot A'_s ;$$

$$R_s = \sigma_s \cdot A_s ;$$

$$R_{sr} = \sigma_{sr} \cdot A_{sr} ;$$

$$\sigma'_s = f(\varepsilon'_s), \text{ segundo a equação 4-9};$$

$$\sigma_s = f(\varepsilon_s), \text{ segundo a equação 4-9}; \text{ e}$$

$$\sigma_{sr} = f(\varepsilon_{sr} = 0,015), \text{ segundo a equação 4-12.}$$

As duas equações de equilíbrio empregadas foram:

$$\sum N = 0 \Rightarrow R_c + R'_s - R_s - R_{sr} = 0 \quad (6-12)$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_{III} = \int_0^x \sigma \cdot b \cdot y \cdot dy + R'_s (x - d'_s) + R_s (d_s - x) + R_{sr} (d_{sr} - x) \quad (6-13)$$

A equação (6-14) relaciona o momento fletor de ruptura (kN.m) com a carga de ruptura (kN).

$$M_{III} = 0,6 P_{III} \quad (6-14)$$

A Tabela 6-4 mostra, para todas as séries, a carga teórica de ruptura e a profundidade da linha neutra.

Tabela 6-4 - Carga Teórica de Ruptura e Profundidade da Linha Neutra

Série	Carga de Ruptura	Profundidade da LN
1	42,3 kN	2,3 cm
2 e 3	108,4 kN	4,0 cm
4	108,4 kN	4,0 cm
5	108,4 kN	4,0 cm
6	108,4 kN	4,0 cm

Pela profundidade da linha neutra nota-se que, nas vigas de todas as séries, na ruptura, somente o concreto das vigas originais ficou comprimido. Essa situação havia sido idealizada no início da pesquisa.

6.4 - Resultados pelos Critérios da NBR-6118

Com o objetivo de verificar a sua aplicabilidade no projeto de reforços, foram refeitos todos os cálculos anteriores utilizando os critérios de projeto prescritos pela NBR-6118, específicos para estruturas novas. Ao longo deste trabalho, qualquer referência a dados obtidos pelos critérios da **NBR-6118** virá sempre seguida de alusão a essa norma.

6.4.1 - Estádio I - Seção Não Fissurada

As considerações da NBR-6118 para este estágio coincidiram com as adotadas no cálculo do item 6-3-1, a saber:

- seção homogeneizada;
- validade do regime linear elástico nos diagramas tensão-deformação dos concretos e dos aços;
- seções transversais permanecendo planas; e
- concreto trabalhando à compressão e à tração.

Em consonância com o prescrito nos itens 7.2 e 8.2.5 da NBR-6118, foram adotados para os módulos de elasticidade dos concretos e dos aços os valores experimentais apresentados no Capítulo 4 e já resumidos na Tabela 6-2 deste capítulo.

Os estados de deformação e tensão da NBR-6118 para o Estádio I, exceção feita aos utilizados no cálculo da carga de fissuração, coincidiram com os adotados nos cálculos teóricos do item 6-3-1, podendo ser vistos na Figura 6-1. Portanto, no Estádio I, com exceção da carga de fissuração, os cálculos pelos critérios da NBR-6118, conduziram aos mesmos resultados dos cálculos teóricos, mostrados na Tabela B-1 do Apêndice B.

A Figura 6-5 ilustra, para o caso das vigas das séries 2 e 3, os estados de deformação e tensão prescritos pela NBR-6118 para o cálculo da carga de fissuração.

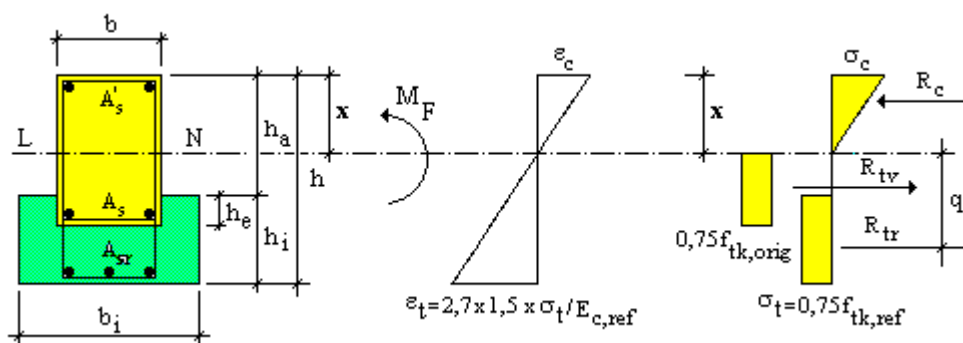


Figura 6-5 - Seção Transversal Real - Estados de Deformação e Tensão - Fissuração pela NBR-6118 - Vigas das Séries 2 e 3

Nos cálculos foram utilizadas as seguintes equações auxiliares:

$$R_c = (\sigma_c/2).b.x ;$$

$$R_{tv} = 0,75.f_{tk,orig}.b.(h_a + h_e - x);$$

$$R_{tr} = F_{tr1} + F_{tr2} ;$$

$$F_{tr1} = 0,75.f_{tk,ref}.(b_i - b).h_e ; e$$

$$F_{tr2} = 0,75.f_{tk,ref}.(h_i - h_e).b_i .$$

As duas equações de equilíbrio empregadas no cálculo foram:

$$\sum N = 0 \Rightarrow R_c - R_{tv} - R_{tr} = 0 \quad (6-15)$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_F = R_c \times \frac{2x}{3} + R_{tv} \left(\frac{h_a + h_e - x}{2} \right) + R_{tr} \times q \quad (6-16)$$

A equação (6-17) relaciona o momento de fissuração (kN.m) com a carga de fissuração (kN).

$$M_F = 0,6 P_F \quad (6-17)$$

A NBR-6118, no item 5.2.1.2, conforme observado no Capítulo 4, preceve que a resistência do concreto à tração deve ser determinada através do ensaio de compressão diametral e devidamente transformada para a resistência à tração axial. O valor característico dessa resistência, continua a norma, deverá ser estimado como a resistência característica à compressão, ou seja, de acordo com seu o item 15. Entretanto, a norma não faz referência à formulação pela qual a resistência à tração por compressão diametral deve ser transformada em resistência por tração axial. Na falta de determinação experimental, a mesma

norma indica formulações que correlacionam a resistência característica à tração com a resistência característica à compressão. No cálculo da carga de fissuração resolveu-se, então, adotar, para a determinação das resistências características dos concretos à tração, o critério experimental da NBR-6118, mas sem corrigir os valores obtidos nos ensaios de compressão diametral realizados e indicados no Capítulo 4. A Tabela 6-5 resume os valores dessa resistência, tanto para o concreto das vigas originais ($f_{tk,orig}$), quanto para o concreto do reforço ($f_{tk,ref}$).

Tabela 6-5 - Resistências Características dos Concretos à Tração

Concreto ...	Resistência Característica à Tração
das Vigas Originais	2,4 MPa
do Reforço	3,0 MPa

A Tabela 6-6 mostra, para todas as séries estudadas, as cargas de fissuração calculadas pelos critérios da NBR-6118.

Tabela 6-6 - Cargas de Fissuração pelos Critérios da NBR-6118

Série	Carga de Fissuração
1	12,5 kN
2 e 3	46,6 kN
4	44,9 kN
5 (viga V1)	66,5 kN
5 (viga V6)	65,0 kN
6	34,7 kN

6.4.2 - Estádio II - Seção Fissurada

As considerações da NBR-6118 para este estágio coincidiram com as adotadas no cálculo teórico do item 6-3-2, a saber:

- seção homogeneizada;

- validade do regime linear elástico nos diagramas tensão-deformação dos concretos;
- seções transversais permanecendo planas; e
- concreto trabalhando, somente, à compressão.

Foram utilizados os mesmos módulos de elasticidade adotados no Estádio I.

Os estados de deformação e tensão da NBR-6118 coincidiram, também, com os adotados nos cálculos teóricos do item 6-3-2, podendo ser vistos na Figura 6-3. Portanto, no Estádio II, os cálculos pelos critérios da NBR-6118 conduziram aos mesmos resultados do cálculo teórico mostrados na Tabela B-1 do Apêndice B.

Para a estimativa das aberturas de fissuras, a NBR-6118 apresenta duas equações, a saber:

$$w_1 = \frac{\phi}{2 \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) \quad (6-18)$$

$$w_2 = \frac{\phi}{2\eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3\sigma_s}{f_{tk}} \quad (6-19)$$

onde: ϕ = diâmetro das barras em milímetros;

σ_s = tensão na armadura correspondente à solicitação de serviço = $M \cdot \alpha_{sr} \cdot (d_{sr} - x) / I_{II}$;

E_s = módulo de deformação longitudinal do aço das barras;

η_b = coeficiente de conformação superficial das barras ($\eta_b = 1,5$);

$\rho_r = \frac{A_s}{A_{cr}}$ = taxa geométrica da armadura; e

$A_{cr} = 0,25 b_w h$, para seção retangular ou T sob flexão.

A abertura estimada corresponde, segundo aquela norma, ao menor valor entre os fornecidos pelas duas equações. Na Tabela B-2 do Apêndice B, são mostrados os resultados dos cálculos desenvolvidos.

6.4.3 - Estádio III - Limite Último

Para o cálculo da carga de ruptura, conforme prescrições da NBR-6118, foi considerado:

- que as seções transversais permaneciam planas;
- diagrama parábola-retângulo para o concreto, conforme item 8.2.4 dessa norma;
- deformação de ruptura do concreto igual a 0,0035;
- diagrama do aço tipo B, conforme item 7.2 da norma;
- deformação de ruptura do aço igual a 0,010; e
- coeficientes de segurança dos materiais conforme item 5.4.1 da referida norma.

Nos cálculos foram utilizadas as resistências características dos materiais determinadas nos itens 4.2.3.1, 4-3-2 e 4-3-3 do Capítulo 4 ($f_{ck,orig} = 34,3$ MPa; $f_{yk,orig} = 600$ MPa; e $f_{yk,ref} = 500$ MPa). Os coeficientes de segurança adotados para esses materiais (concreto, $\gamma_c = 1,4$ e aço, $\gamma_s = 1,15$) foram os prescritos no item 5.4.1 da NBR-6118. Como os ensaios foram de curta duração, não foi considerado, nos cálculos, o coeficiente de minoração 0,85 correspondente ao efeito Rüsçh. Apenas com o intuito de verificar a influência desse coeficiente, os cálculos foram refeitos com a sua consideração. A diferença entre os resultados desses dois cálculos foi inferior a 1%.

A Figura 6-6 ilustra, para o caso das vigas das séries 2 e 3, os estados de deformação e de tensão utilizados nos cálculos.

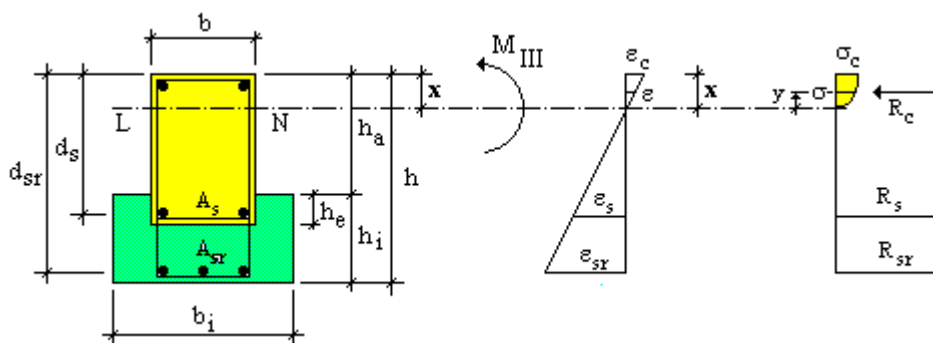


Figura 6-6 - Seção Transversal Real - Estados de Deformação e Tensão - Estado Limite Último da NBR-6118 - Vigas das Séries 2 e 3

Foram utilizadas as seguintes equações auxiliares:

$$R_c = \int_0^x \sigma \cdot b \cdot dy \quad \text{onde}$$

$$\sigma = \frac{f_{ck,orig}}{1,4} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{0,002} \right)^2 \right] \quad \text{.....para } 0 \leq \varepsilon \leq 0,002;$$

$$\sigma = \frac{f_{ck,orig}}{1,4} \quad \text{.....para } 0,002 \leq \varepsilon \leq 0,0035;$$

$$R_s = \sigma_s \cdot A_s ;$$

$$R_{sr} = \sigma_{sr} \cdot A_{sr} ;$$

$$\sigma_s = f(\varepsilon_s), \text{ conforme item 7.2 da NBR-6118; e}$$

$$\sigma_{sr} = f(\varepsilon_{sr}), \text{ conforme item 7.2 da NBR-6118.}$$

As duas equações de equilíbrio empregadas foram:

$$\sum N = 0 \Rightarrow R_c - R_s - R_{sr} = 0 \quad (6-20)$$

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow M_{III} = \int_0^x \sigma \cdot b \cdot y \cdot dy + R_s (ds-x) + R_{sr} (d_{sr}-x) \quad (6-21)$$

A equação (6-22) relaciona o momento fletor de ruptura (kN.m) com a carga de ruptura (kN).

$$M_{III} = 0,6 P_{III} \quad (6-22)$$

A Tabela 6-7 mostra, para as vigas de todas as séries, a carga de ruptura pelos critérios da NBR-6118, bem como a profundidade da linha neutra.

Tabela 6-7 - Carga de Ruptura e Profundidade da Linha Neutra Determinadas pelos Critérios da NBR-6118

Série	Carga de Ruptura	Profundidade da LN
1	29,6 kN	3,04 cm
2 e 3	71,6 kN	5,20 cm
4	71,6 kN	5,20 cm
5	71,6 kN	5,20 cm
6	71,6 kN	5,20 cm

Pela profundidade da linha neutra conclui-se que, nas vigas de todas as séries, na ruptura, praticamente, só o concreto das vigas originais ficou comprimido.

6.4.4 - Determinação da Carga de Serviço

A carga de ruptura e a carga de serviço relacionam-se através de coeficientes de segurança. Com relação a esses coeficientes, a NBR-6118 prescreve:

“5.4.2 Solicitações

Os coeficientes de segurança γ_f das solicitações são os incluídos nas expressões dos dois itens seguintes.

5.4.2.1 Estado limite último

Deverá ser considerado o mais desfavorável dos seguintes valores de cálculo da solicitação:

$$S_d = 1,4 S_{gk} + 1,4S_{qk} + 1,2S_{ek}$$

$$S_d = 0,9 S_{gk} + 1,4S_{qk} + 1,2S_{ek}$$

No caso de estruturas de edifícios poderá ser considerada apenas a primeira dessas expressões.

Quando existirem ações acidentais de diferentes origens com pouca probabilidade de ocorrência simultânea, que causem solicitações $S_{qk1} \geq S_{qk2} \geq S_{qk3} \geq \dots$ poderá S_{qk} nas expressões anteriores ser substituído por:

$$S_{qk1} + 0,8(S_{qk2} + S_{qk3} + \dots)$$

Nos casos a e b do item 6.1.3.1 (referente a pilares - Nota do Autor) e para paredes com espessura inferior a 20 cm o coeficiente 1,4 deverá ser aumentado para 1,8.

5.4.2.2 Estados limites de utilização

Em geral deverá ser considerada a solicitação de cálculo

$$S_d = S_{gk} + \chi S_{qk} + S_{ek}$$

Existindo ações acidentais de diferentes origens com pouca probabilidade de ocorrência simultânea, poderá a solicitação de cálculo ser considerada com a seguinte expressão:

$$S_d = S_{gk} + \chi S_{qk1} + 0,8(\chi S_{qk2} + \chi S_{qk3} + \dots) + S_{ek}$$

O valor do coeficiente χ será 0,7 para as estruturas de edifícios e 0,5 para as demais. Em geral, não é necessário considerar a ação do vento nos estados limites de utilização ($\chi = 0$)”

Comparando-se as expressões dos itens 5.4.2.1 e 5.4.2.2 da NBR-6118, mostradas acima, verifica-se que a razão entre a solicitação no Estado Limite Último (ruptura) e a solicitação no Estado Limite de Utilização (serviço) é, na maioria das vezes, igual ou maior que 1,4. Essa razão poderia ser menor que 1,4 nos casos em que houvesse predominância de solicitações devidas a deformações próprias da peça ou a ela impostas, o que, entretanto, não ocorre em estruturas isostáticas, sendo pouco comum nas hiperestáticas. Nas situações em que a carga permanente provocasse redução nas solicitações o mesmo poderia ocorrer. Todavia essa situação é também pouco comum, a ponto de a própria norma dispensar, para estruturas de edifícios, até a sua análise. Portanto, pode-se concluir que, pela NBR-6118, o coeficiente de segurança que relaciona carga de ruptura com carga de serviço é, normalmente, igual ou superior a 1,4. Neste trabalho, a carga de serviço, pelos critérios da NBR-6118, foi calculada dividindo-se a carga de ruptura por 1,4. A Tabela 6-8 mostra, para as vigas de todas as séries, a carga de serviço pelos critérios da NBR-6118.

Tabela 6-8 - Cargas de Serviço pelos Critérios da NBR-6118

Série	Carga de Serviço
1	21,1 kN
2 e 3	51,1 kN
4	51,1 kN
5	51,1 kN
6	51,1 kN

6.5 - Peso Proprio das Vigas e do Concreto do Reforço

As leituras apresentadas nas tabelas do Apêndice A e representadas nos gráficos do Capítulo 7 correspondem às cargas aplicadas pelo macaco hidráulico. Não estão registrados, portanto, os deslocamentos e deformações devidos ao peso próprio das vigas e ao peso do concreto do reforço, exceção feita às vigas da série 5, onde o efeito do peso do concreto do reforço foi registrado. No Apêndice C, a Tabela C-1 mostra as deformações e deslocamentos calculados teoricamente para esses dois tipos de carregamento. A Tabela C-2 mostra alguns valores dessas grandezas obtidos experimentalmente. Pode-se constatar que essas duas cargas não eram significativas quando comparadas àquelas aplicadas pelo macaco hidráulico. Portanto, a sua não consideração em nada afetou as análises e conclusões deste trabalho.

CAPÍTULO 7

Análise dos Resultados

- 7.1 - Introdução
- 7.2 - Análise das Vigas de Cada Série;
Resultados Experimentais x Resultados Teóricos e
Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118
 - 7.2.1 - Vigas da Série 1 - Vigas Originais de Referência
 - 7.2.2 - Vigas da Série 2
 - 7.2.3 - Vigas da Série 3
 - 7.2.4 - Vigas da Série 4
 - 7.2.5 - Vigas da Série 5
 - 7.2.6 - Vigas da Série 6 - Vigas Monolíticas de Referência
 - 7.2.7 - Abertura de Fissuras
- 7.3 - Vigas da Série 2 x Vigas da Série 3
- 7.4 - Vigas da Série 3 x Vigas da Série 4
- 7.5 - Vigas da Série 3 x Vigas da Série 5
- 7.6 - Vigas das Séries 2, 3, 4, e 5 x Vigas da Série 1
(Ganhos Obtidos com o Reforço)
- 7.7 - Vigas da Série 2 x Vigas da Série 6
(Vigas Reforçadas x Vigas Monolíticas)

7.1 - Introdução

O objetivo deste capítulo é analisar os resultados dos ensaios de flexão realizados ao longo da pesquisa.

Inicialmente é feita a análise dos resultados experimentais das duas vigas que compunham cada uma das seis séries ensaiadas, bem como estudo comparativo entre resultados experimentais e os teóricos calculados conforme descrito no Capítulo 6. Investiga-se, também, nessa etapa, a aplicabilidade dos critérios da NBR-6118 com relação aos estados de utilização e ao estado limite último, no cálculo de reforços. A seguir desenvolve-se análise comparativa de comportamento e desempenho entre as diversas séries de vigas. As vigas da série 2 são comparadas com as da série 3 para se verificar a influência do número de estribos que atravessavam a interface concreto velho - concreto novo. A influência da área de contato entre os dois concretos é avaliada na comparação entre as vigas das séries 3 e 4. A análise entre as séries 3 e 5 é feita para avaliar a influência das condições de carregamento das vigas no momento do reforço. A melhoria de desempenho conseguida com os diferentes reforços é avaliada através da comparação das vigas reforçadas das séries 2 a 5 com as vigas originais da série 1. Finalmente, é feita a análise comparativa entre as vigas reforçadas da série 2 e as vigas monolíticas de referência da série 6.

Para as vigas reforçadas não são considerados, nos itens 7.2 a 7.5, os deslocamentos e deformações residuais, resultantes do ensaio inicial a que foram submetidas antes do reforço, tendo em vista que o que se pretende é a comparação entre comportamentos e desempenhos de vigas após o reforço. O mesmo é feito, no item 7.7, por se querer comparar o comportamento e desempenho de vigas após o reforço com os de vigas monolíticas. Os valores residuais estão considerados no item 7.6, onde é avaliada a melhoria de desempenho, em relação às vigas originais de referência, obtida com os diferentes reforços.

É importante ressaltar que, no desenvolvimento desta pesquisa, não houve preocupação em atender a limites impostos por normas técnicas com relação a flechas ou abertura de fissuras. Isso porque os objetivos do trabalho eram: observar

e comparar comportamentos e desempenhos de reforços, comparar resultados experimentais com resultados teóricos, e verificar a aplicabilidade das formulações de cálculo da NBR-6118 em projetos de reforço.

Convém lembrar que os cálculos, tanto teórico quanto pelos critérios da NBR-6118, desenvolvidos no Capítulo 6 para o Estádio II supunham que todas as seções ao longo das vigas estivessem fissuradas. Isso não corresponde à realidade, visto que o concreto entre fissuras continua trabalhando. Entretanto, tal premissa é a mais adotada entre os projetistas de concreto armado.

Para a verificação da aplicabilidade das formulações da NBR-6118 referentes às aberturas das fissuras, estuda-se apenas a evolução da abertura da primeira fissura ocorrida, comparando-se valores obtidos experimentalmente com valores estimados pela NBR-6118. A comparação é feita nas duas vigas monolíticas de referência da série 6, e em duas vigas reforçadas, sendo uma da série 3 (V9) e outra da série 5 (V1). Não houve preocupação em monitorar vigas reforçadas de uma mesma série, visto que, a nível de abertura de fissuras, essas vigas podiam ser englobadas num único lote de amostras.

Nos gráficos a serem apresentados, a solicitação das vigas será representada ou pela carga aplicada pelo macaco hidráulico ou pelo momento fletor no meio do vão. Convém, portanto, registrar que, de acordo com o esquema de ensaio mostrado na Figura 5-2, esse momento fletor (kN.m) era igual àquela carga (kN) multiplicada por 0,60 m.

7.2 - Análise das Vigas de Cada Série; Resultados Experimentais x Resultados Teóricos Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118

Neste item, como já citado, é feita a análise dos resultados dos ensaios das duas vigas de cada série, bem como análise comparativa entre os resultados experimentais e os resultados teóricos nos Estádios I, II e III. Da mesma forma, são comparados resultados experimentais com resultados da NBR-6118.

7.2.1 - Vigas da Série 1 - Vigas Originais de Referência

Esta série, composta pelas vigas V3 e V7, tem seus valores de deslocamentos e deformações experimentais representados através dos gráficos carga versus flecha no meio do vão e momento versus curvatura no meio do vão, conforme Figuras 7-1 e 7-2. Na Figura 7-1 estão mostradas, também, as flechas calculadas teoricamente e pela NBR-6118, tanto no Estádio I quanto no Estádio II, as cargas de ruptura experimental e teórica, além das cargas de ruptura e de serviço calculadas pela NBR-6118. Relembra-se que, como visto no Capítulo 6, as flechas teóricas e as calculadas pela NBR-6118 apresentavam os mesmos valores, tanto no Estádio I quanto no Estádio II.

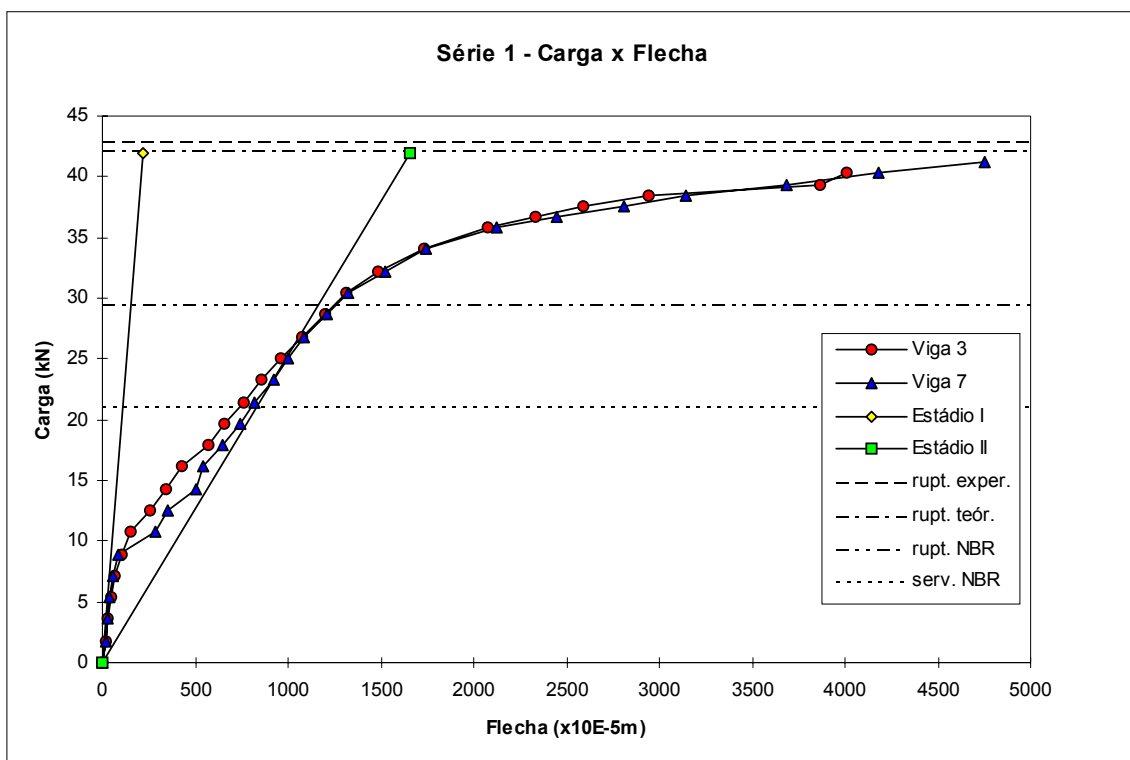


Figura 7-1 - Série 1 - Carga x Flecha no Meio do Vão

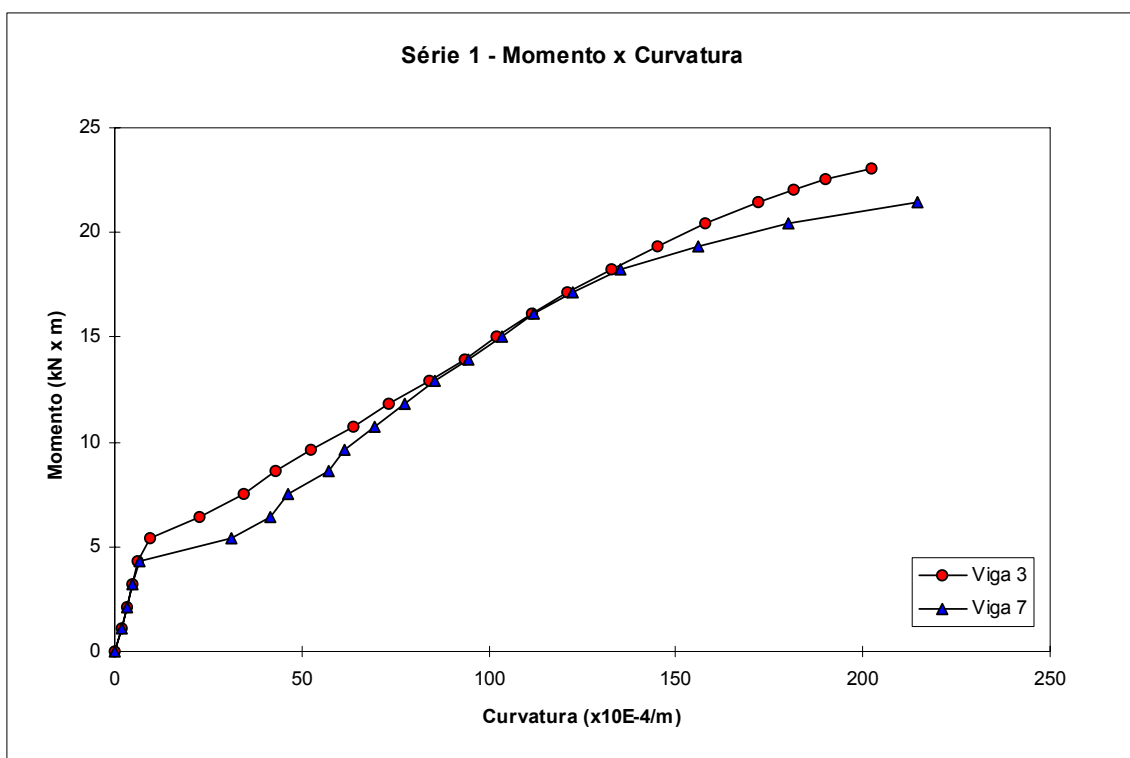


Figura 7-2 - Série 1 - Momento x Curvatura no Meio do Vão

7.2.1.1 - Análise dos Resultados Experimentais

A primeira fissura no concreto ocorreu, na viga V3, com uma carga de 10,7 kN (momento = 6,4 kN.m) e, na viga V7, com 8,9 kN (5,3 kN.m) - 16,8% menor do que a da viga V3. O processo de fissuração foi análogo nas duas vigas, com as fissuras surgindo alternadamente em relação ao centro do vão da peça e apresentando, aproximadamente, o mesmo número de cada lado deste. O espaçamento médio entre as fissuras foi de 17,5 cm para a viga V3 e de 21,9 cm para a viga V7.

Pela Figura 7-1 pode-se observar que a evolução das flechas das duas vigas foram equivalentes. O mesmo se constata, na Figura 7-2, em relação à evolução das curvaturas.

O carregamento de ruptura foi de 43,0 kN (momento = 25,8 kN.m) para as duas vigas, correspondendo a deformação no concreto pouco superior a 0,0011 (caracterizando uma seção sub-armada), uma flecha superior a 50 mm (limite em que o relógio comparador foi retirado), e deformação no aço bem superior a 0,005 (máximo valor lido pelos extensômetros).

O fator de ductilidade não pôde ser calculado por não ter sido possível determinar a curvatura de ruptura das vigas, em função dos extensômetros instalados nas armaduras não terem registrado a deformação de ruptura.

7.2.1.2 - Resultados Experimentais x Resultados Teóricos

A carga teórica de fissuração foi igual a 10,1 kN (momento = 6,1 kN.m), por conseguinte 5,6% menor do que o valor experimental correspondente à viga V3 e 13,5% maior do que o correspondente à viga V7. **A razão média entre a carga de fissuração teórica e a experimental foi de 1,03.**

A carga teórica de ruptura foi de 42,3 kN (momento = 25,4 kN.m), portanto 1,6% menor do que a experimental. **A razão entre a carga de ruptura teórica e a experimental foi de 0,98.**

Na Figura 7-1, pode-se observar que o cálculo teórico, para a seção não fissurada (Estádio I), conduziu a valores de flechas pouco inferiores aos experimentais para um mesmo carregamento. Observa-se, também, que o cálculo teórico para a seção fissurada (Estádio II) foi válido até a carga correspondente ao ponto de interseção da curva experimental com a curva teórica do Estádio II. Esta carga convencionou-se chamar **carga limite do Estádio II**. Corresponde ao limite de validade do regime linear dos materiais para a seção fissurada do cálculo teórico. Para as vigas V3 e V7, ela correspondeu a 26,2 kN (momento = 15,7 kN.m) e a 23,2 kN (13,9 kN.m), respectivamente.

À razão entre a carga limite do Estádio II e a carga de ruptura teórica convencionou-se chamar **coeficiente de validade do Estádio II teórico**. Tal coeficiente indica a qual fração da carga de ruptura teórica corresponde a carga limite do Estádio II. Ele foi igual a 0,62 para a viga V3 e a 0,55 para a viga V7. Portanto, **o coeficiente de validade do Estádio II teórico médio foi de 0,58.**

Pela análise acima, pode-se observar, com relação ao cálculo teórico, que:

- no Estádio I, as flechas foram, levemente, subestimadas; já a carga de fissuração foi, em média, superestimada em 3%;
- no Estádio II, o cálculo foi válido até uma carga, em média, igual à 58% da carga de ruptura teórica; e
- a carga de ruptura foi estimada com boa precisão, correspondendo a 98% da carga de ruptura experimental.

Portanto, os resultados teóricos, em todos os estádios, tiveram boa correlação com o comportamento observado nas vigas desta série.

7.2.1.3 - Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118

A carga de fissuração pela NBR-6118 foi igual a 12,5 kN (momento = 7,5 kN.m), sendo 16,8% maior do que o valor experimental correspondente à viga V3 e 40,4% maior do que o correspondente à viga V7. **A razão média entre a carga de fissuração da NBR-6118 e a experimental foi de 1,28.**

A carga de ruptura pela NBR-6118 foi de 29,6 kN (momento = 17,8 kN.m), portanto 31,2% menor do que a experimental. **A razão entre a carga de ruptura pela NBR-6118 e a experimental foi de 0,69.**

Com relação às flechas, nos Estádios I e II, como os cálculos pela NBR-6118 coincidiram com os cálculos teóricos, valem as mesmas observações feitas para o cálculo teórico do sub-item anterior. A carga limite do Estádio II, com a definição dada naquele sub-item, apresentou, portanto, o mesmo valor para cada uma das duas vigas, ou seja: 26,2 kN (momento = 15,7kN.m) para V3 e 23,2 kN (13,9 kN.m) para V7.

À razão entre a carga limite do Estádio II e a carga de ruptura da NBR-6118 convencionou-se chamar **coeficiente de validade do Estádio II da NBR-6118**. Tal coeficiente indica a qual fração da carga de ruptura da NBR-6118 corresponde a carga limite do Estádio II. Foi igual a 0,89 para a viga V3 e a 0,78 para a viga V7. Portanto, **o coeficiente de validade do Estádio II da NBR-6118 médio foi de 0,83**.

Pode-se constatar, pela Figura 7-1, que a carga limite de Estádio II, para as duas vigas, se encontravam, em média, 17,1% (24,2% no caso da viga V3 e 10,0% no da V7) acima da carga de serviço da NBR-6118 (21,1 kN), calculada conforme descrito no Capítulo 6.

Pela análise acima, pode-se verificar, com relação aos cálculos pelos critérios da NBR-6118, que:

- no Estádio I, as flechas foram, levemente, subestimadas; já a carga de fissuração foi, exageradamente, superestimada, tendo sido o erro médio igual a 28%;
- no Estádio II, o cálculo foi válido até uma carga, em média, 17,1% acima da carga de serviço da NBR-6118, e correspondente, também em média, a 83% da carga de ruptura dessa norma; e
- a carga de ruptura foi subestimada, correspondendo a 69% da carga de ruptura experimental.

7.2.2 - Vigas da Série 2

Esta série, composta pelas vigas V4 e V10, tem seus valores de deslocamentos e deformações experimentais representados através dos gráficos carga versus flecha no meio do vão e momento versus curvatura no meio do vão, conforme Figuras 7-3 e 7-4. Na Figura 7-3 estão mostradas, também, as flechas calculadas teoricamente e pela NBR-6118, tanto no Estádio I quanto no Estádio II, as cargas de ruptura experimental e teórica, além das cargas de ruptura e de serviço calculadas pela NBR-6118. Na Figura 7-4 está indicada, também, a curvatura correspondente ao escoamento do aço do reforço.

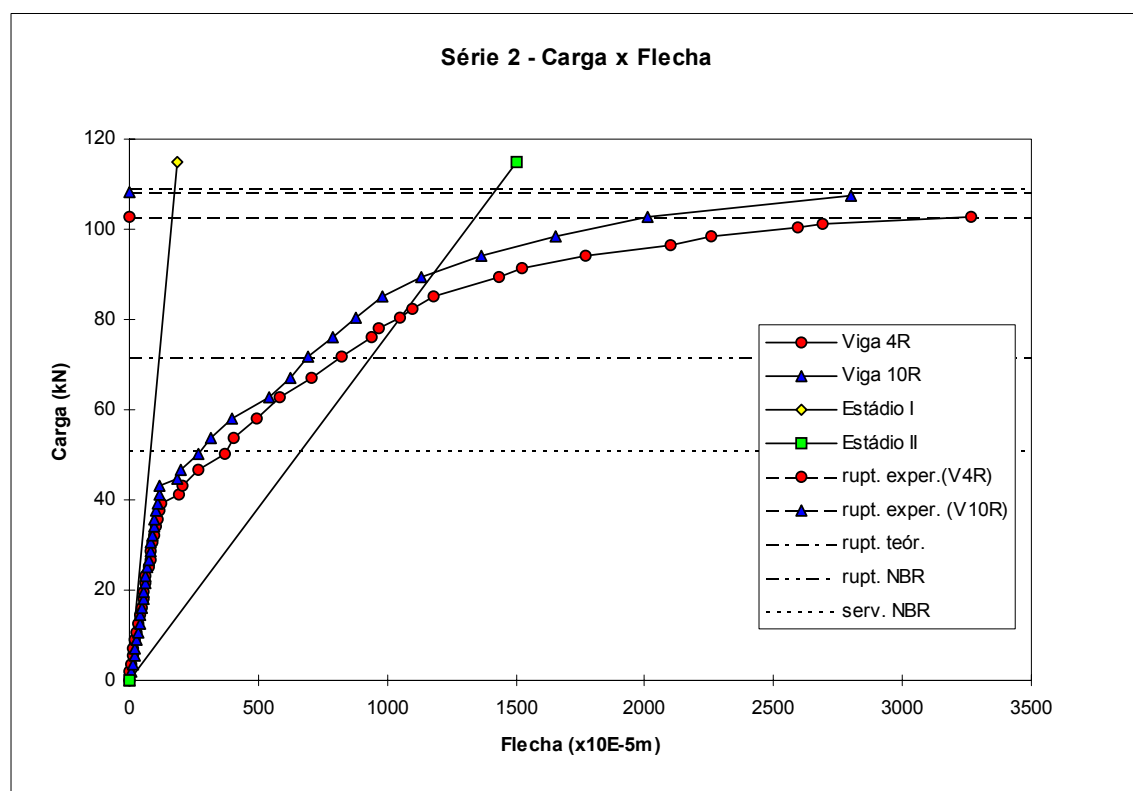


Figura 7-3 - Série 2 - Carga x Flecha no Meio do Vão

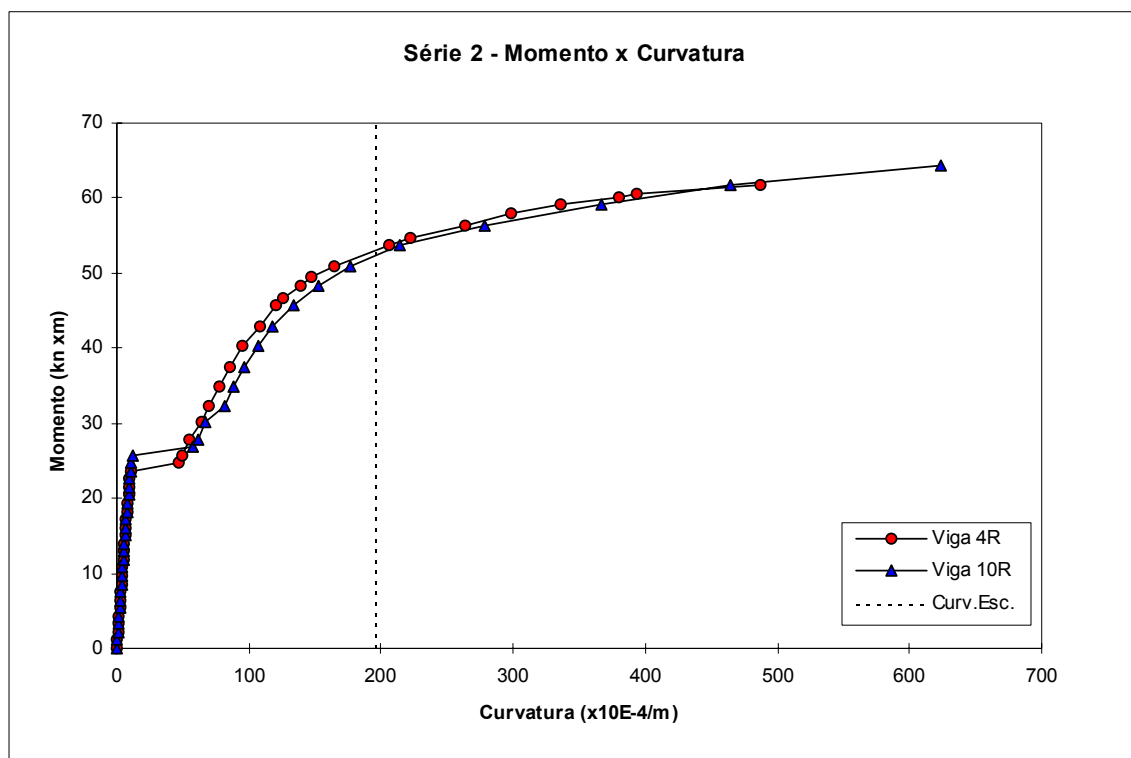


Figura 7-4 - Série 2 - Momento x Curvatura no Meio do Vão

Convém lembrar que no ensaio inicial das vigas originais desta série, assim como no de todas as demais séries reforçadas (séries 3, 4 e 5), a carga máxima (28,63 kN) correspondia a 66,7% da carga de ruptura experimental das vigas originais de referência (série 1). Correspondia, também, a 96,7% da carga de ruptura pela NBR-6118 daquelas vigas. Naquela carga, aberturas de fissuras atingiram 0,65 mm, sendo que, após a descarga, aberturas residuais chegaram a 0,15 mm.

7.2.2.1 - Análise dos Resultados Experimentais

A primeira fissura no concreto ocorreu, na viga V4, com uma carga de 41,2 kN (momento = 24,7 kN.m) e, na viga V10, com 44,7 kN (26,8 kN.m) - 8,5% maior do que a da viga V4. O processo de fissuração foi análogo nas duas vigas, com as fissuras surgindo alternadamente em relação ao centro do vão da peça e

apresentando, aproximadamente, o mesmo número de cada lado deste. O espaçamento médio entre as fissuras foi praticamente o mesmo nas duas vigas. Para a viga V4, ele foi igual a 18,0 cm, e para a viga V10, igual a 19,0 cm.

Pela Figura 7-3 observa-se que as flechas da viga V4, no estágio II, foram pouco superiores às da viga V10. Através da Figura 7-4, pode-se constatar que a evolução das curvaturas das duas vigas foi semelhante.

O carregamento de ruptura foi de 102,9 kN (momento = 61,7 kN.m) para a viga V4 e de 108,3 kN (65,0 kN.m) para a viga V10 - 5,2% maior do que a da viga V4. Corresponderam a ele, uma deformação no concreto pouco superior a 0,0017 para a viga V4 e de 0,0019 para a viga V10 (caracterizando uma seção sub-armada), uma flecha de 33 mm para a viga V4 e pouco superior a 28 mm para a viga V10, e uma deformação na armadura de reforço de 0,0131 para a viga V4 e de 0,0175 para a viga V10.

O fator de ductilidade, calculado através das curvaturas, conforme Capítulo 6, foi igual a 2,50 para a viga V4, e a 3,20 para a viga V10 - 28% maior que o da primeira. Portanto, **o fator de ductilidade médio foi igual a 2,85**, caracterizando uma seção sub-armada.

7.2.2.2 - Resultados Experimentais x Resultados Teóricos

A carga teórica de fissuração foi igual a 39,3 kN (momento = 23,6 kN.m), por conseguinte 4,6% menor do que a carga experimental correspondente à viga V4 e 12,1% menor do que a correspondente à viga V10. **A razão média entre a carga de fissuração teórica e a experimental foi de 0,91.**

A carga teórica de ruptura foi de 108,4 kN (momento = 65,0 kN.m), portanto 5,3% maior do que a carga experimental correspondente à viga V4 e igual à correspondente à viga V10. **A razão média entre a carga de ruptura teórica e a experimental foi de 1,03.**

Na Figura 7-3, pode-se observar que o cálculo teórico, para a seção não fissurada (Estádio I), conduziu a valores de flechas pouco inferiores aos experimentais para um mesmo carregamento.

A carga limite do Estádio II, definida no item 7.2.1.2, foi igual a 81,4 kN (momento = 48,8 kN.m) para a viga V4 e a 90,5 kN (54,3 kN.m) para a viga V10. O coeficiente de validade do Estádio II teórico, definido também naquele item, foi igual a 0,75 para a viga V4 e igual a 0,83 para a viga V10. Portanto, **o coeficiente de validade do Estádio II teórico médio foi igual a 0,79.**

Pela análise acima, observa-se, com relação ao cálculo teórico, que:

- no Estádio I, as flechas foram, levemente, subestimadas e a carga de fissuração subestimada, em média, 9%;
- no Estádio II, o cálculo foi válido até uma carga, em média, igual a 79% da carga de ruptura teórica; e
- a carga de ruptura foi estimada com boa aproximação, correspondendo, em média, a 103 % da carga de ruptura experimental.

Portanto, o cálculo teórico, em todos os estádios, avaliou bem o comportamento observado nas vigas desta série.

Observa-se que Cheong [9] e Correia [10] também concluíram que o cálculo teórico superestimava as flechas, mas não definiram o limite de validade desse cálculo. Souza [11] concluiu o oposto, atribuindo o fato ao fator de escala do modelo reduzido de suas vigas.

7.2.2.3 - Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118

A carga de fissuração pelos critérios da NBR-6118 foi igual a 46,6 kN (momento = 28,0 kN.m), sendo 13,1% maior do que a carga experimental correspondente à viga V4 e 4,3% maior do que a correspondente à viga V10. **A razão média entre a carga de fissuração da NBR-6118 e a experimental foi de 1,08.**

A carga de ruptura pela NBR-6118 foi de 71,6 kN (43,0 kN.m), portanto 30,4% menor do que a carga experimental correspondente à viga V4 e 33,9% menor do que a correspondente à viga V10. **A razão média entre a carga de ruptura pela NBR-6118 e a experimental foi de 0,68.**

Com relação às flechas, tanto no Estádio I quanto no Estádio II, são válidas as mesmas observações feitas para o cálculo teórico, por ser ele igual ao cálculo da NBR-6118. Por conseguinte as cargas limites do Estádio II foram iguais às daquele cálculo, ou seja: 81,4 kN (momento = 48,8 kN.m) para a viga V4 e 90,5 kN (54,3 kN.m) para a viga V10. Pode-se constatar, pela Figura 7-3, que essa carga limite, para as duas vigas, se encontrava, em média, 68,2% (59,3% no caso da viga V4 e 77,1% no da V10) acima da carga de serviço da NBR-6118 (51,1 kN), calculada conforme descrito no Capítulo 6, sendo, inclusive, maior que a carga de ruptura da NBR-6118.

O coeficiente de validade do Estádio II da NBR-6118, definido no item 7.2.1.3, foi igual a 1,14 para a viga V4 e igual a 1,26 para a viga V10. Portanto, **o coeficiente de validade do Estádio II da NBR-6118 médio foi de 1,20.**

Pela análise acima, verifica-se, com relação aos cálculos pelos critérios da NBR-6118, que:

- no Estádio I, as flechas foram subestimadas levemente; já a carga de fissuração superestimada, em média, 8%;
- no Estádio II, o cálculo foi válido até uma carga, em média, 68,2% acima da carga de serviço da NBR-6118, bem como 20% acima da carga de ruptura dessa norma; e
- a carga de ruptura foi subestimada, correspondendo, em média, a 68% da carga de ruptura experimental.

Portanto, o cálculo pelos critérios da NBR-6118 avaliou com segurança o comportamento das vigas reforçadas desta série, tanto no estado de serviço quanto no de ruptura. Exceção ocorreu com relação à carga de fissuração que foi superestimada, fato que já havia sido constatado, até com mais intensidade, na série 1.

É oportuno registrar que em momento algum ao longo dos ensaios pôde-se observar qualquer indício de deslizamento na interface dos dois concretos das vigas dessa série. Após os ensaios, alguns pontos dessa interface foram inspecionados, tendo-se verificado que se apresentava íntegra.

7.2.3 - Vigas da Série 3

Esta série, composta pelas vigas V2 e V9, tem seus valores de deslocamentos e deformações experimentais representados através dos gráficos carga versus flecha no meio do vão e momento versus curvatura no meio do vão, conforme Figuras 7-5 e 7-6. Na Figura 7-5 estão mostradas, também, as flechas calculadas teóricamente e pela NBR-6118, tanto no Estádio I quanto no Estádio II, as cargas de ruptura experimental e teórica, além das cargas de ruptura e de serviço calculadas pela NBR-6118. Na Figura 7-6 está indicada também a curvatura correspondente ao escoamento do aço.

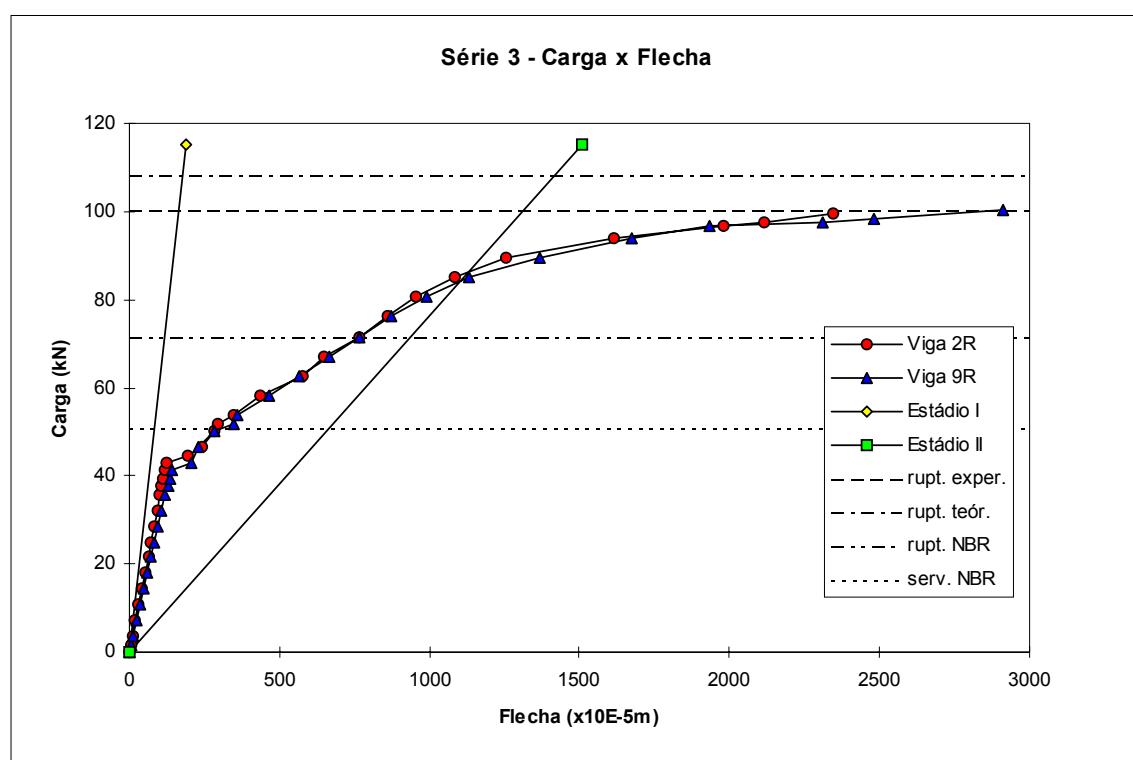


Figura 7-5 - Série 3 - Carga x Flecha no Meio do Vão

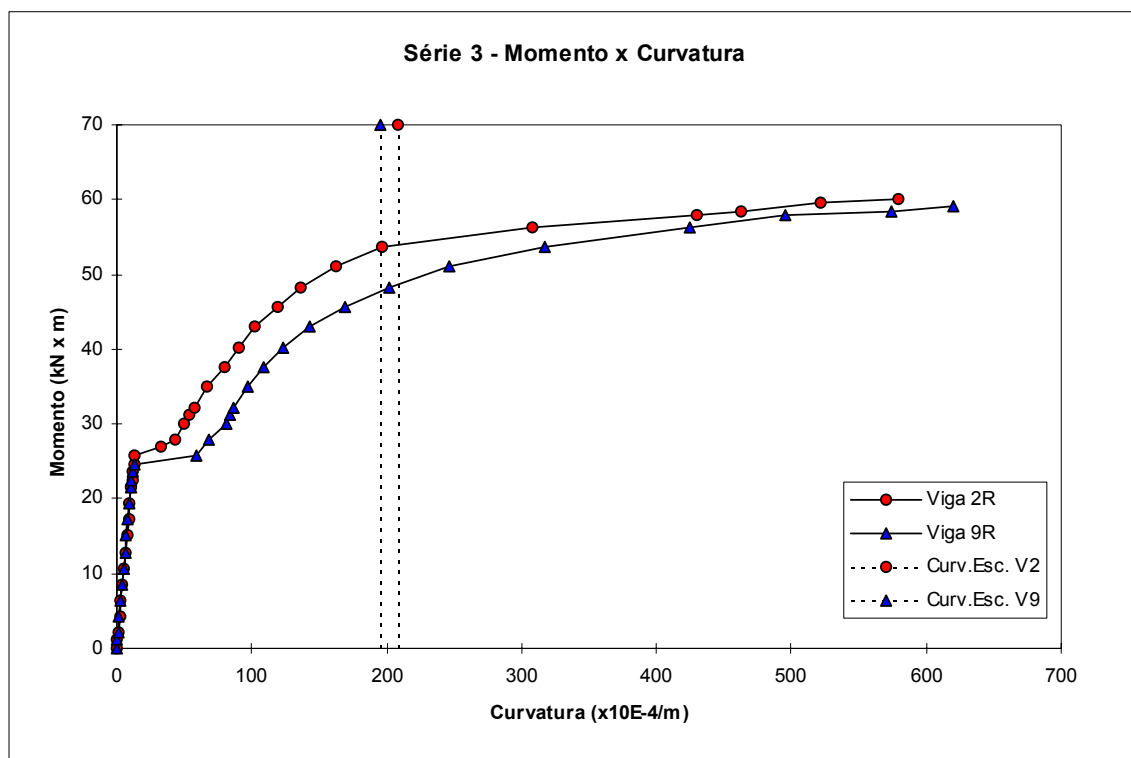


Figura 7-6 - Série 3 - Momento x Curvatura no Meio do Vão

7.2.3.1 - Análise dos Resultados Experimentais

A primeira fissura no concreto ocorreu, na viga V2, com uma carga de 44,7 kN (momento = 26,8 kN.m) e, na viga V9, com 43,0 kN (25,8 kN.m) - 3,8% menor do que a da viga V2. O processo de fissuração foi análogo nas duas vigas, com as fissuras surgindo alternadamente em relação ao centro do vão da peça e apresentando o mesmo número de cada lado deste. O espaçamento médio entre as fissuras foi de 13,1 cm para a viga V2 e de 18,6 cm para a viga V9. Na viga V9, a abertura da primeira fissura foi acompanhada durante o ensaio final de flexão. A Figura 7-7, do item 7.2.3.3 a seguir, mostra o gráfico momento versus abertura dessa fissura.

Pela Figura 7-5 pode-se observar que a evolução das flechas das duas vigas foi praticamente igual. Através da Figura 7-4, constata-se que a evolução das curvaturas foi equivalente.

O carregamento de ruptura foi de 100,2 kN (momento = 60,1 kN.m) para as duas vigas, correspondendo uma deformação no concreto de 0,0025 para a viga V2 e pouco superior a 0,0016 para a viga V9 (caracterizando uma seção sub-armada), uma flecha pouco superior a 23 mm para a viga V2 e de 29 mm para a viga V9, e uma deformação na armadura de reforço de 0,0155 para a viga V2 e pouco superior a 0,0176 para a viga V9.

O fator de ductilidade, calculado através das curvaturas, conforme Capítulo 6, foi igual a 2,78 para a viga V2, e a 3,18 para a viga V9 - 14% maior que o da primeira. Portanto, **o fator de ductilidade médio foi igual a 2,98**, caracterizando uma seção sub-armada.

7.2.3.2 - Resultados Experimentais x Resultados Teóricos

A carga teórica de fissuração foi igual a 39,3 kN (momento = 23,6 kN.m), por conseguinte 12,1% menor do que a carga experimental correspondente à viga V2 e 8,6% menor do que a correspondente à viga V9. **A razão média entre a carga de fissuração teórica e a experimental foi de 0,90.**

A carga teórica de ruptura foi de 108,4 kN (momento = 65,0 kN.m), portanto 8,2% maior do que a carga experimental das duas vigas.. **A razão entre a carga de ruptura teórica e a experimental foi de 1,08.**

Na Figura 7-5, pode-se observar que o cálculo teórico, para a seção não fissurada (Estádio I), conduziu a valores de flechas pouco inferiores aos experimentais para um mesmo carregamento.

A carga limite do Estádio II, definida no item 7.2.1.2, foi igual a 86,0 kN (momento = 51,6 kN.m) para a viga V2 e a 84,1 kN (50,5 kN.m) para a viga V9. O coeficiente de validade do Estádio II teórico, definido também naquele item, foi igual a 0,79 para a viga V2 e igual a 0,78 para a viga V9. Portanto, **o coeficiente de validade do Estádio II teórico médio foi igual a 0,79.**

Pela análise acima, pode-se observar, com relação ao cálculo teórico, que:

- no Estádio I, as flechas foram, levemente, subestimadas e a carga de fissuração subestimada, em média, 10%;
- no Estádio II, o cálculo foi válido até uma carga, em média, igual a 79% da carga de ruptura teórica; e
- a carga de ruptura foi superestimada, correspondendo, em média, a 108 % da carga de ruptura experimental.

Portanto, o cálculo teórico, nos estádios I e II, avaliou razoavelmente o comportamento das vigas desta série. Na ruptura, houve pequeno erro contra a segurança.

7.2.3.3 - Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118

A carga de fissuração pelos critérios da NBR-6118 foi igual a 46,6 kN (momento = 28,0 kN.m), sendo 4,3% maior do que a carga experimental correspondente à viga V2 e 8,4% maior do que a correspondente à viga V9. **A razão média entre a carga de fissuração da NBR-6118 e a experimental foi de 1,06.**

Com relação às aberturas das fissuras, a Figura 7-7 mostra as duas curvas obtidas através do cálculo pelos critérios da NBR-6118, conforme descrito no Capítulo 6, e correspondentes à abertura máxima prevista para as fissuras. Mostra, também, a evolução da abertura da primeira fissura desenvolvida no ensaio final de flexão e que se localizava no trecho entre os dois pontos de aplicação de carga - trecho de momento máximo.

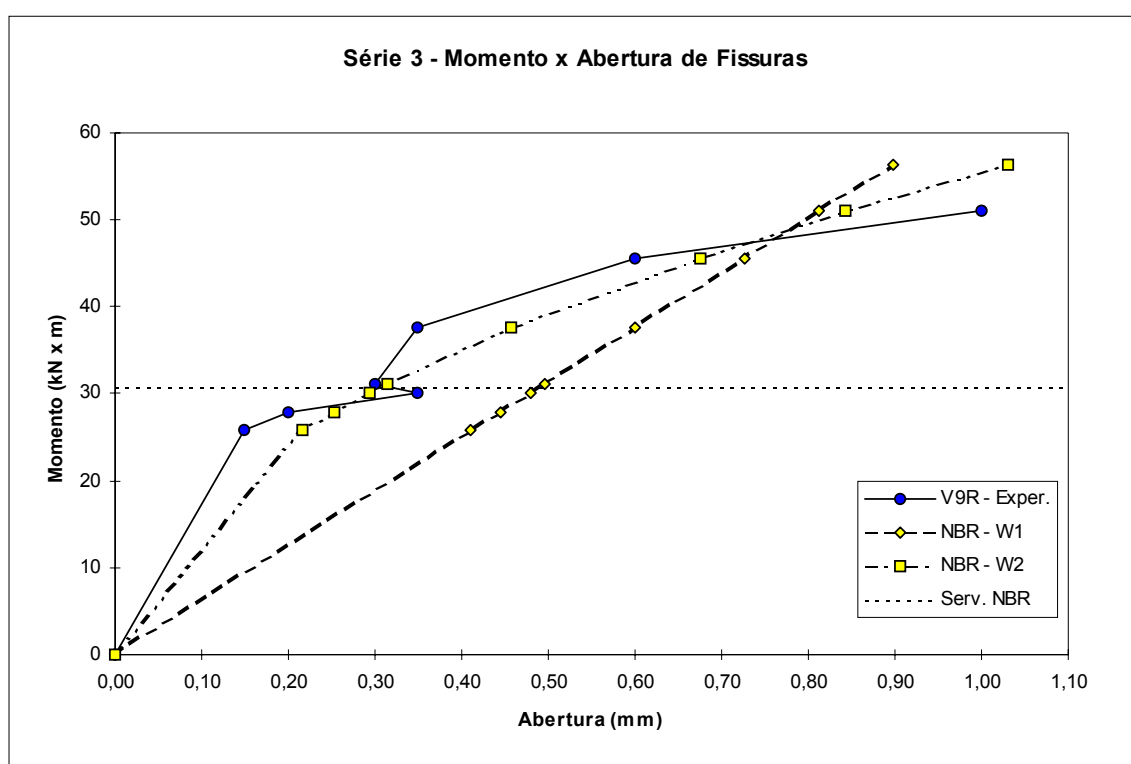


Figura 7-7 - Momento x Abertura de Fissura

Pela Figura 7-7, pode-se observar que o cálculo pela NBR-6118 superestimou a abertura da fissura. Próximo do momento de serviço, a abertura medida foi maior do que a calculada, mas logo a seguir voltou a ser menor em função do surgimento de uma nova fissura. Convém lembrar que, pela NBR-6118, a abertura estimada para a fissura corresponde ao menor valor entre os fornecidos pelas duas curvas.

A carga de ruptura pela NBR-6118 foi de 71,6 kN (43,0 kN.m), portanto 28,5% menor do que a carga experimental das duas vigas. **A razão entre a carga de ruptura pela NBR-6118 e a experimental foi de 0,71.**

Com relação às flechas, tanto no Estádio I quanto no Estádio II, são válidas as mesmas observações feitas para o cálculo teórico, por ser igual ao cálculo da NBR-6118. Por conseguinte, as cargas limites do Estádio II foram iguais às daquele cálculo, ou seja: 86,0 kN (momento = 51,6 kN.m) para a viga V2 e a 84,1 kN (50,5 kN.m) para a viga V9. Pode-se constatar, pela Figura 7-5, que essa carga limite, para as duas vigas, se encontrava, em média, 66,5% (68,3% no caso da viga V2 e 64,6% no da V9) acima da carga de serviço da NBR-6118 (51,1 kN), calculada conforme descrito no Capítulo 6, sendo, inclusive, maior do que a carga de ruptura da NBR-6118.

O coeficiente de validade do Estádio II da NBR-6118, definido no item 7.2.1.3, foi igual a 1,20 para a viga V2 e igual a 1,17 para a viga V9. Portanto, **o coeficiente de validade do Estádio II da NBR-6118 médio foi de 1,19.**

Pela análise acima, pode-se verificar, com relação aos cálculos pelos critérios da NBR-6118, que:

- no Estádio I, as flechas foram, levemente, subestimadas e a carga de fissuração superestimada, em média, 6%;
- no Estádio II, o cálculo foi válido até uma carga, em média, 66,5% acima da carga de serviço da NBR-6118, bem como 19% acima da carga de ruptura dessa norma. A abertura de fissura foi, em média, superestimada, mas bem avaliada próximo à carga de serviço; e
- a carga de ruptura foi subestimada, correspondendo a 71% da carga de ruptura experimental.

norma. A abertura de fissura foi, em média, superestimada, mas bem avaliada próximo à carga de serviço; e

- a carga de ruptura foi subestimada, correspondendo a 71% da carga de ruptura experimental.

Portanto, o cálculo pelos critérios da NBR-6118 avaliou com segurança o comportamento das vigas reforçadas desta série, tanto no estado de serviço quanto no de ruptura. Exceção ocorreu com relação à carga de fissuração que foi superestimada, fato que já havia sido constatado nas séries 1 e 2.

É oportuno registrar que, também nesta série, em momento algum ao longo dos ensaios pôde-se observar qualquer indício de deslizamento na interface dos dois concretos das vigas dessa série. Após os ensaios, alguns pontos da interface foram inspecionados, tendo-se verificado que se apresentava íntegra.

7.2.4 - Vigas da Série 4

Esta série, composta pelas vigas V5 e V8, tem seus valores de deslocamentos e deformações experimentais representados através dos gráficos carga versus flecha no meio do vão e momento versus curvatura no meio do vão, conforme Figuras 7-8 e 7-9. Na Figura 7-8 estão mostradas, também, as flechas calculadas teóricamente e pela NBR-6118, tanto no Estádio I quanto no Estádio II, as cargas de ruptura experimental e teórica, além das cargas de ruptura e de serviço calculadas pela NBR-6118. Na Figura 7-9 está indicada, também, a curvatura correspondente ao escoamento do aço do reforço.

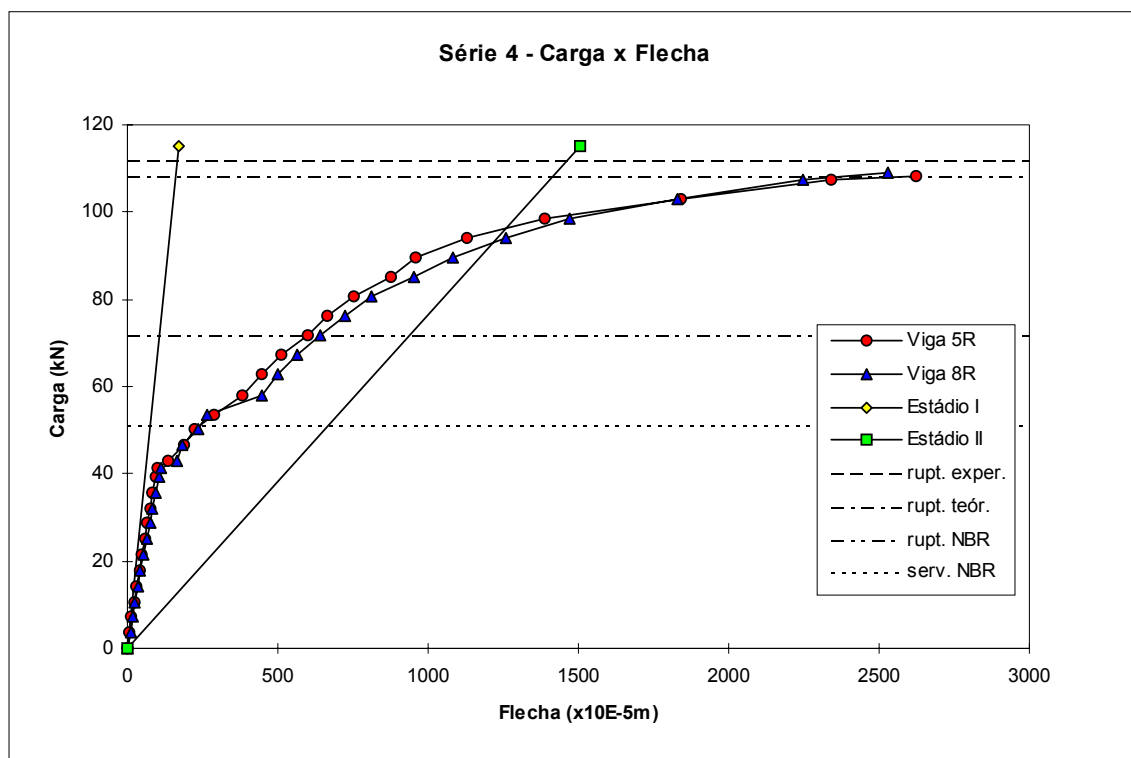


Figura 7-8 - Série 4 - Carga x Flecha no Meio do Vão

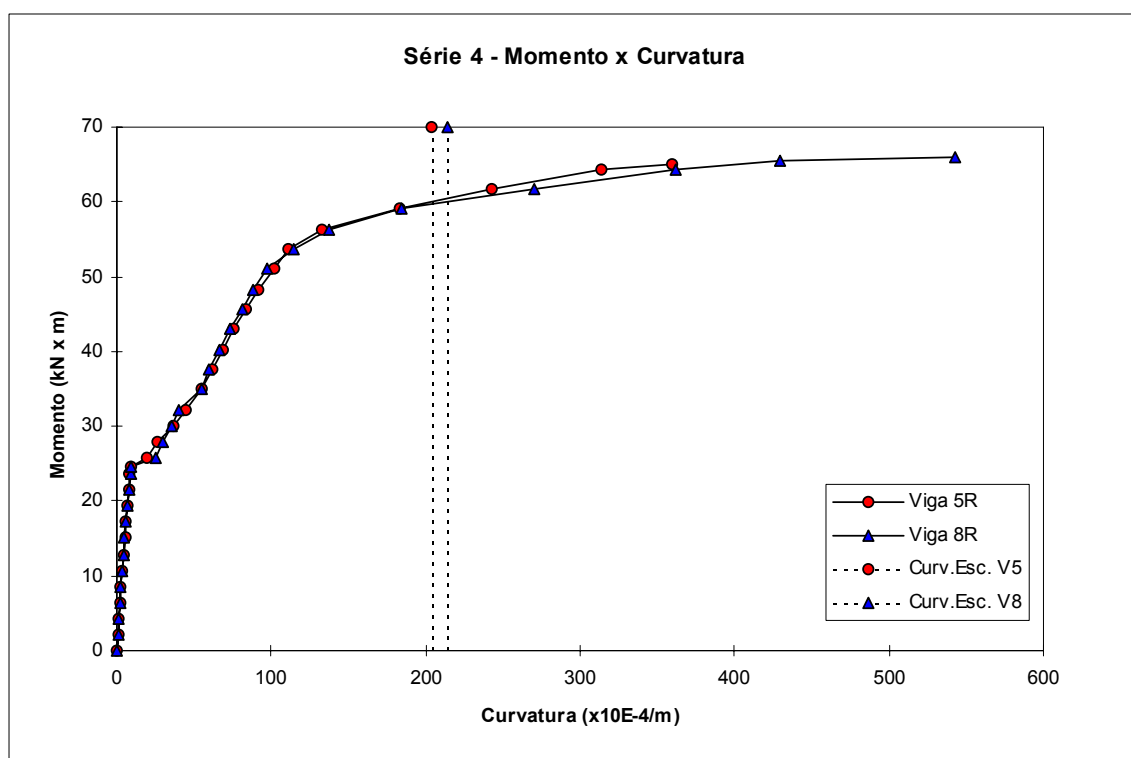


Figura 7-9 - Série 4 - Momento x Curvatura no Meio do Vão

7.2.4.1 - Análise dos Resultados Experimentais

A primeira fissura no concreto ocorreu, nas duas vigas, com uma carga de 43,0 kN (momento = 25,8 kN.m). O processo de fissuração foi análogo nas duas vigas, com as fissuras surgindo alternadamente em relação ao centro do vão da peça e apresentando o mesmo número de cada lado deste. O espaçamento médio entre as fissuras foi, praticamente, o mesmo nas duas vigas. Para a viga V5, ele foi igual a 17,3 cm e para a viga V8, igual a 18,6 cm.

Pela Figura 7-8 pode-se observar que a evolução das flechas das duas vigas foi equivalente. Através da Figura 7-9, constata-se que a evolução das curvaturas foi praticamente igual.

O carregamento de ruptura foi de 111,9 kN (momento = 67,1 kN.m) para as duas vigas, correspondendo a deformação no concreto superior a 0,0016 para a viga V5 e pouco superior a 0,0019 para a viga V8 (caracterizando uma seção sub-armada), uma flecha superior a 26,3 mm para a viga V5 e superior a 25,3 mm para a viga V8, e uma deformação na armadura de reforço superior a 0,0098 para a viga V5 e pouco superior a 0,0147 para a viga V8.

O fator de ductilidade, calculado através das curvaturas, conforme Capítulo 6, foi igual a 1,77 para a viga V5, e a 2,54 para a viga V8 - 43,5% maior que o da primeira. Portanto, **o fator de ductilidade médio foi igual a 2,16**, caracterizando uma seção sub-armada.

7.2.4.2 - Resultados Experimentais x Resultados Teóricos

A carga teórica de fissuração foi igual a 41,1 kN (momento = 24,7 kN.m), por conseguinte 4,4% menor do que a experimental. **A razão entre a carga de fissuração teórica e a experimental foi de 0,96.**

A carga teórica de ruptura foi de 108,4 kN (momento = 65,0 kN.m), portanto 3,0% menor do que a experimental. **A razão entre a carga de ruptura teórica e a experimental foi de 0,97.**

Na Figura 7-8, pode-se observar que o cálculo teórico, para a seção não fissurada (Estádio I), conduziu a valores de flechas pouco inferiores aos experimentais para um mesmo carregamento.

A carga limite do Estádio II, definida no item 7.2.1.2, foi igual a 96,0 kN (momento = 57,6 kN.m) para a viga V5 e a 92,5 kN (55,5 kN.m) para a viga V8. O coeficiente de validade do Estádio II teórico, definido também naquele item, foi igual a 0,89 para a viga V5 e igual a 0,85 para a viga V8. Portanto, **o coeficiente de validade do Estádio II teórico médio foi igual a 0,87.**

Pela análise acima, observa-se, com relação ao cálculo teórico, que:

- no Estádio I, as flechas e a carga de fissuração foram levemente subestimadas, sendo a última com uma diferença de 4%;
- no Estádio II, o cálculo foi válido até uma carga, em média, igual a 87% da carga de ruptura teórica; e
- a carga de ruptura foi estimada com boa precisão, correspondendo a 97% da carga de ruptura experimental.

Portanto, os resultados teóricos tiveram, em todos os estádios, boa correlação com o comportamento observado nas vigas desta série.

7.2.4.3 - Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118

A carga de fissuração pelos critérios da NBR-6118 foi igual a 44,9 kN (momento = 26,9 kN.m), sendo 4,4% maior do que a experimental. **A razão entre a carga de fissuração da NBR-6118 e a experimental foi de 1,04.**

A carga de ruptura pela NBR-6118 foi de 71,6 kN (43,0 kN.m), portanto 36,0% menor do que a experimental. **A razão entre a carga de ruptura pela NBR-6118 e a experimental foi de 0,64.**

Com relação às flechas, tanto no Estádio I quanto no Estádio II, são válidas as mesmas observações feitas para o cálculo teórico, por ser igual ao cálculo da NBR-6118. Por conseguinte as cargas limites do Estádio II foram iguais às daquele cálculo, ou seja: 96,0 kN (momento = 57,6 kN.m) para a viga V5 e a 92,5 kN (55,5 kN.m) para a viga V8. Pode-se constatar, pela Figura 7-8, que essa carga limite, para as duas vigas, se encontrava, em média, 84,5% (87,9% no caso da viga V5 e 81,0% no da V8) acima da carga de serviço da NBR-6118 (51,1 kN), calculada conforme descrito no Capítulo 6 sendo, inclusive, maior que a carga de ruptura da NBR-6118.

O coeficiente de validade do Estádio II da NBR-6118, definido no item 7.2.1.3, foi igual a 1,34 para a viga V5 e igual a 1,29 para a viga V8. Portanto, **o coeficiente de validade do Estádio II da NBR-6118 médio foi de 1,32.**

Pela análise acima, verifica-se, com relação aos cálculos pelos critérios da NBR-6118, que:

- no Estádio I, as flechas foram subestimadas levemente; já a carga de fissuração foi superestimada, com erro igual a 4%;
- no Estádio II, o cálculo foi válido até uma carga, em média, 84,5% acima da carga de serviço da NBR-6118, bem como 32% acima da carga de ruptura dessa norma; e
- a carga de ruptura foi subestimada, correspondendo a 64% da carga de ruptura experimental.

Portanto, o cálculo pelos critérios da NBR-6118 avaliou com segurança o comportamento das vigas reforçadas desta série, tanto no estado de serviço quanto no de ruptura. Exceção ocorreu com relação à carga de fissuração, que foi superestimada, fato ocorrido, também, nas séries 1 a 3.

Como nas séries 2 e 3, em momento algum ao longo dos ensaios pôde-se observar qualquer indício de deslizamento na interface dos dois concretos das vigas dessa série. Após os ensaios, alguns pontos dessa interface foram inspecionados, tendo-se verificado que se apresentava íntegra.

7.2.5 - Vigas da Série 5

Esta série, composta pelas vigas V1 e V6, tem seus valores de deslocamentos e deformações experimentais representados através dos gráficos carga versus flecha no meio do vão e momento versus curvatura no meio do vão, conforme Figuras 7-10 e 7-11. Na Figura 7-10 estão mostradas, também, as flechas calculadas teóricamente e pela NBR-6118, tanto no Estádio I quanto no Estádio II, as cargas de ruptura experimental e teórica, além das cargas de ruptura e de serviço calculadas pela NBR-6118. Na Figura 7-11 está indicada também a curvatura correspondente ao escoamento do aço do reforço.

Convém lembrar que as vigas originais desta série, no momento da concretagem do reforço, já estavam sob carga. Na viga V1, ela era de 19,9 kN (momento = 11,9 kN.m) e na viga V6 de 18,4 kN (11,0 kN.m). Tais cargas correspondiam, em média, a 45% da carga de ruptura experimental das vigas originais de referência (série 1). Correspondiam, também, em média, a 91% da carga de serviço da NBR-6118 daquelas vigas.

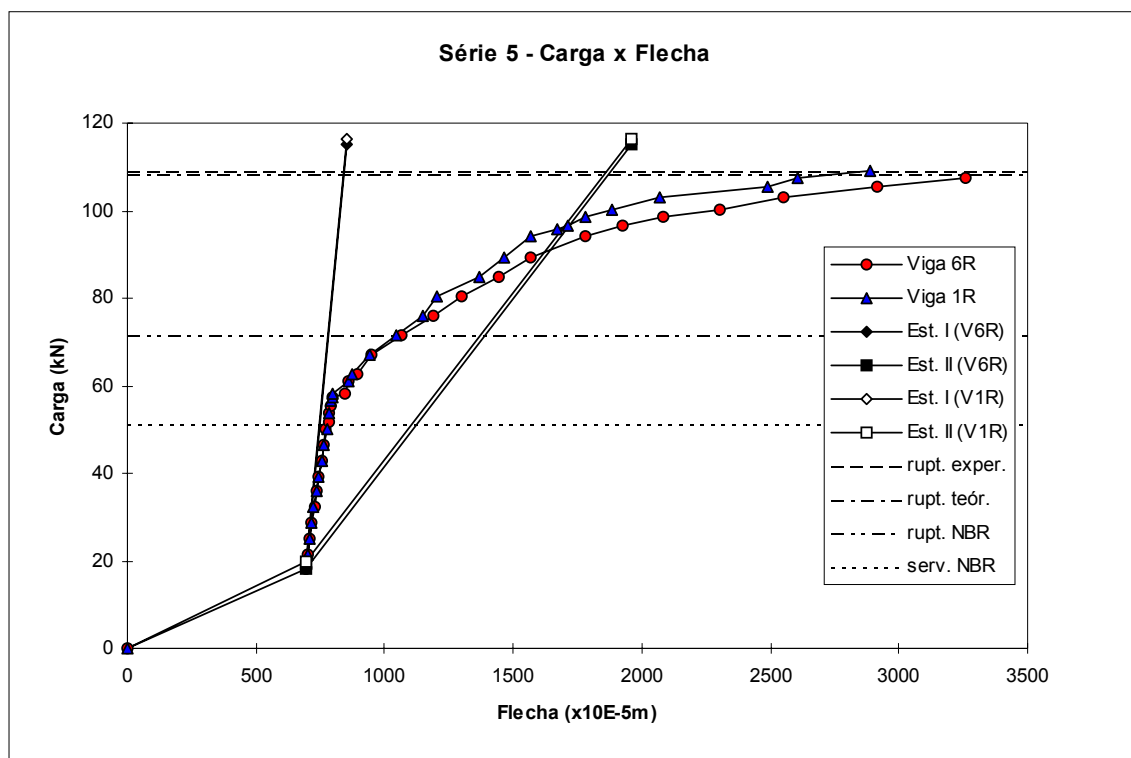


Figura 7-10 - Série 5 - Carga x Flecha no Meio do Vão

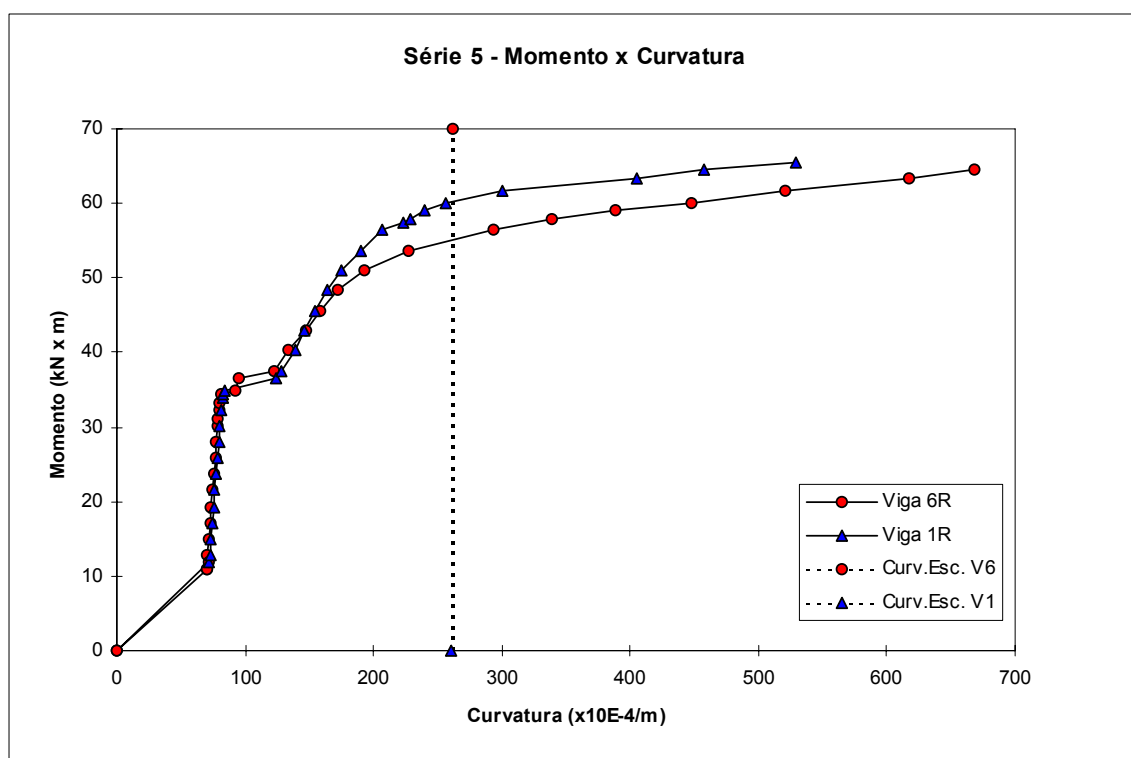


Figura 7-11 - Série 5 - Momento x Curvatura no Meio do Vão

7.2.5.1 - Análise dos Resultados Experimentais

A primeira fissura no concreto ocorreu, na viga V1, com uma carga de 60,9 kN (momento = 36,5 kN.m) e, na viga V6, com 58,2 kN (34,9 kN.m) - 4,4% menor do que a da viga V1. O processo de fissuração foi análogo nas duas vigas, com as fissuras surgindo alternadamente em relação ao centro do vão da peça e apresentando, aproximadamente, o mesmo número de cada lado deste. O espaçamento médio entre as fissuras foi, praticamente, o mesmo nas duas vigas. Para a viga V1, ele foi igual a 17,1 cm e para a viga V6, igual a 16,8 cm.

Pela Figura 7-10 pode-se observar que a evolução das flechas das duas vigas foi equivalente. Através da Figura 7-11, constata-se que as curvaturas das duas vigas foram semelhantes até momento fletor igual a 50 kN.m. A partir daí, as curvaturas da viga V6 foram maiores que as da viga V1.

O carregamento de ruptura foi de 109,2 kN (momento = 65,5 kN.m) para as duas vigas, correspondendo uma deformação no concreto de 0,0014 para a viga V1 e pouco superior a 0,0020 para a viga V6 (caracterizando uma seção sub-armada), uma flecha de 29 mm para a viga V1 e pouco superior a 33 mm para a viga V6, e uma deformação na armadura de reforço de 0,0133 para a viga V1 e de 0,0187 para a viga V6.

O fator de ductilidade, calculado através das curvaturas, conforme Capítulo 6, foi igual a 2,42 para a viga V1, e a 3,12 para a viga V6 - 29% maior que o da primeira. Portanto, **o fator de ductilidade médio foi igual a 2,77**, caracterizando, também, uma seção sub-armada.

7.2.5.2 - Resultados Experimentais x Resultados Teóricos

A carga teórica de fissuração foi igual a 59,2 kN (momento = 35,5 kN.m) para a viga V1 e a 57,7 kN (34,6 kN.m) para a viga V6, por conseguinte 2,8% e 0,9% menores do que as cargas experimentais correspondentes. **A razão média entre a carga de fissuração teórica e a experimental foi de 0,98.**

Convém recordar que, conforme citado no Capítulo 6, o cálculo teórico da carga de fissuração das vigas reforçadas desconsiderou o fato da viga original já estar fissurada. Não levou em conta, também, no caso das vigas dessa série, o fato do concreto entre fissuras estar tracionado no momento do reforço. Pelos resultados acima, observa-se que tais hipóteses se mostraram plausíveis.

A carga teórica de ruptura foi de 108,4 kN (momento = 65,0 kN.m), portanto 0,7% menor do que a carga experimental. **A razão entre a carga de ruptura teórica e a experimental foi de 0,99.**

Na Figura 7-10, pode-se observar que o cálculo teórico, para a seção não fissurada (Estádio I), conduziu a valores de flechas pouco inferiores aos experimentais para um mesmo carregamento.

A carga limite do Estádio II, definida no item 7.2.1.2, foi igual a 96,4 kN (momento = 57,8 kN.m) para a viga V1 e a 91,3 kN (54,8 kN.m) para a viga V6. O coeficiente de validade do Estádio II teórico, definido também naquele item, foi igual a 0,89 para a viga V1 e igual a 0,84 para a viga V6. Portanto, **o coeficiente de validade do Estádio II teórico médio foi igual a 0,87.**

Pela análise acima, pode-se observar, com relação ao cálculo teórico, que:

- no Estádio I, as flechas e a carga de fissuração foram levemente subestimadas, sendo a última com uma diferença de 2%;
- no Estádio II, o cálculo foi válido até uma carga, em média, igual a 87% da carga de ruptura teórica; e
- a carga de ruptura foi estimada com muito boa aproximação, correspondendo a 99% da carga de ruptura experimental.

Portanto, o cálculo teórico, em todos os estádios, avaliou muito bem o comportamento observado nas vigas desta série.

7.2.5.3 - Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118

A carga de fissuração pelos critérios da NBR-6118 foi igual a 66,5 kN (momento = 39,9 kN.m) para a viga V1 e a 65,0 kN (39,0 kN.m) para a viga V6, sendo 9,2% e 11,7% maior do que as cargas experimentais correspondentes. **A razão média entre a carga de fissuração da NBR-6118 e a experimental foi de 1,10.**

Com relação às aberturas das fissuras, a Figura 7-12 mostra as duas curvas obtidas através do cálculo pelos critérios da NBR-6118, conforme descrito no Capítulo 6, e correspondentes à abertura máxima prevista para as fissuras. Mostra, também, a evolução da abertura da primeira fissura ocorrida no ensaio final de flexão e que se localizava no trecho entre os dois pontos de aplicação de carga - trecho de momento máximo. Para facilitar a comparação, no gráfico não foi considerado o momento ao qual a viga V1 estava submetida ao se iniciar o seu ensaio final (11,9 kN.m).

Pela Figura 7-12, pode-se observar que o cálculo pela NBR-6118 fez boa avaliação da abertura da fissura. Imediatamente acima do momento de serviço, a

abertura medida ficou pouco maior do que a calculada, mas logo a seguir voltou a ficar menor, com a abertura de outras novas fissuras.

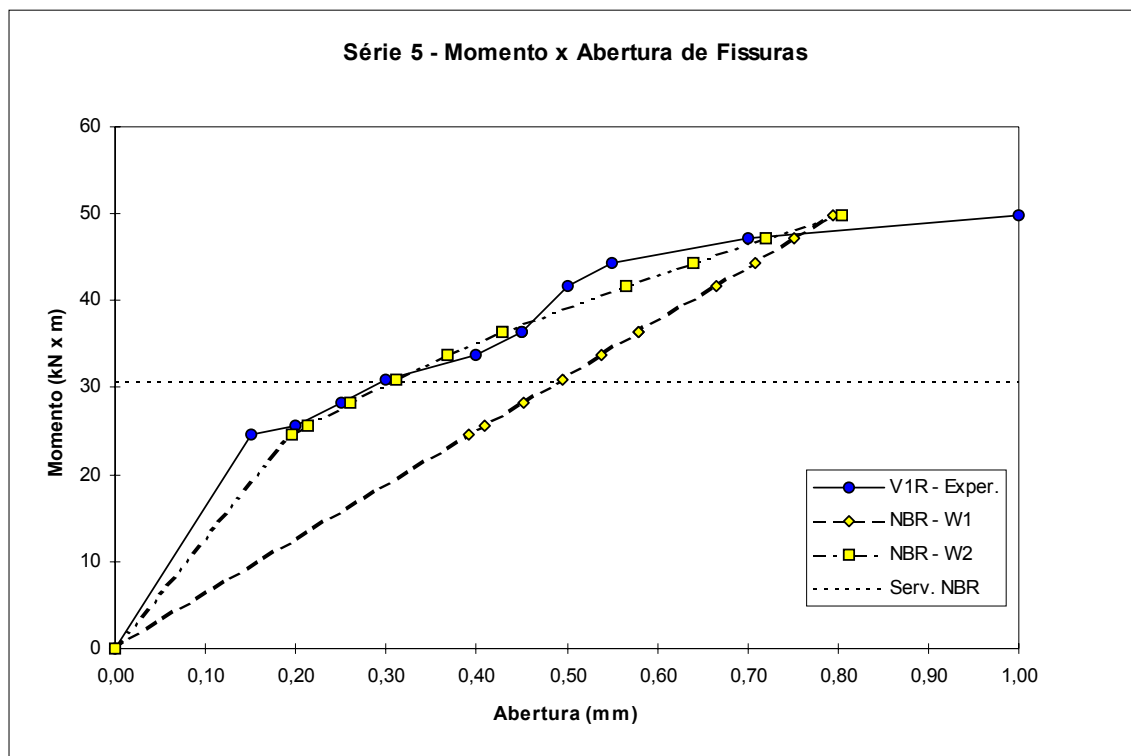


Figura 7-12 - Momento x Abertura de Fissura

A carga de ruptura pela NBR-6118 foi de 71,6 kN (43,0 kN.m), portanto 34,4% menor do que a carga experimental. **A razão entre a carga de ruptura pela NBR-6118 e a experimental foi de 0,66.**

Com relação às flechas, tanto no Estádio I quanto no Estádio II, são válidas as mesmas observações feitas para o cálculo teórico, por ser igual ao cálculo da NBR-6118. Por conseguinte as cargas limites do Estádio II foram iguais às daquele cálculo, ou seja: 96,4 kN (momento = 57,8 kN.m) para a viga V1 e 91,3 kN (54,8 kN.m) para a viga V6. Pode-se constatar pela Figura 7-10 que essa carga limite, para as duas vigas, se encontrava, em média, 83,7% (88,6% no caso da viga V1 e 78,7% no da V6) acima da carga de serviço da NBR-6118 (51,1

kN), calculada conforme descrito no Capítulo 6 sendo, inclusive, maior que a carga de ruptura da NBR-6118.

O coeficiente de validade do Estádio II da NBR-6118, definido no item 7.2.2.3, foi igual a 1,35 para a viga V1 e igual a 1,28 para a viga V6. Portanto, **o coeficiente de validade do Estádio II da NBR-6118 médio foi de 1,32.**

Pela análise acima, pode-se verificar, com relação aos cálculos pelos critérios da NBR-6118, que:

- no Estádio I, as flechas foram, levemente, subestimadas e a carga de fissuração superestimada, em média, 10%;
- no Estádio II, o cálculo foi válido até uma carga, em média, 83,7% acima da carga de serviço da NBR-6118, bem como 32% acima da carga de ruptura dessa norma. A abertura de fissura foi bem avaliada; e
- a carga de ruptura foi subestimada, correspondendo a 66% da carga de ruptura experimental.

Portanto, o cálculo pelos critérios da NBR-6118 avaliou com segurança o comportamento das vigas reforçadas desta série, tanto no estado de serviço quanto no de ruptura. Exceção ocorreu com relação à carga de fissuração que foi superestimada, fato que ocorreu, também, nas séries 1 a 4.

Também nesta série, em momento algum ao longo dos ensaios pôde-se observar qualquer indício de deslizamento na interface dos dois concretos das vigas dessa série. Após os ensaios, alguns pontos dessa interface foram inspecionados, tendo-se verificado que se apresentava íntegra.

7.2.6 - Vigas da Série 6 - Vigas Monolíticas de Referência

Esta série, composta pelas vigas VR1 e VR2, tem seus valores de deslocamentos e deformações experimentais representados através dos gráficos carga versus flecha no meio do vão e momento versus curvatura no meio do vão, conforme Figuras 7-13 e 7-14. Na Figura 7-13 estão mostradas, também, as flechas calculadas teóricamente e pela NBR-6118, tanto no Estádio I quanto no Estádio II, as cargas de ruptura experimental e teórica, além das cargas de ruptura e de serviço calculadas pela NBR-6118. Na Figura 7-14 está indicada também a curvatura correspondente ao escoamento do aço da primeira camada (correspondente ao aço do reforço das vigas das séries 2 a 5).

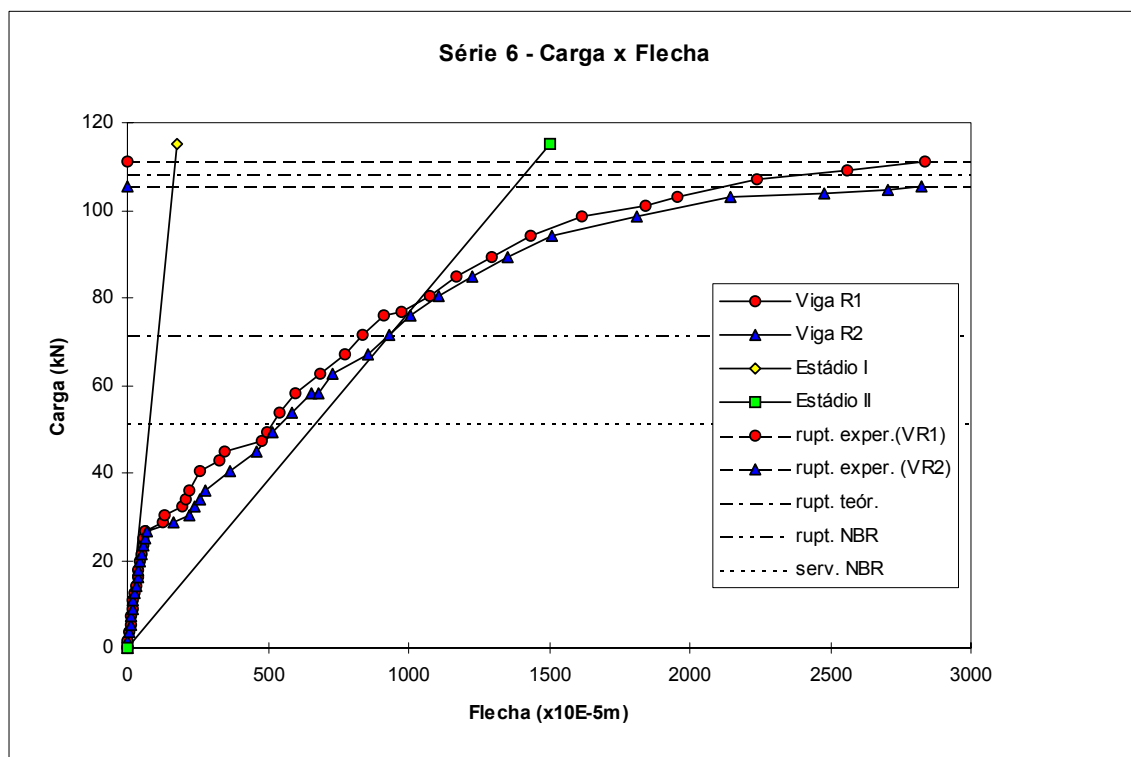


Figura 7-13 - Série 6 - Carga x Flecha no Meio do Vão

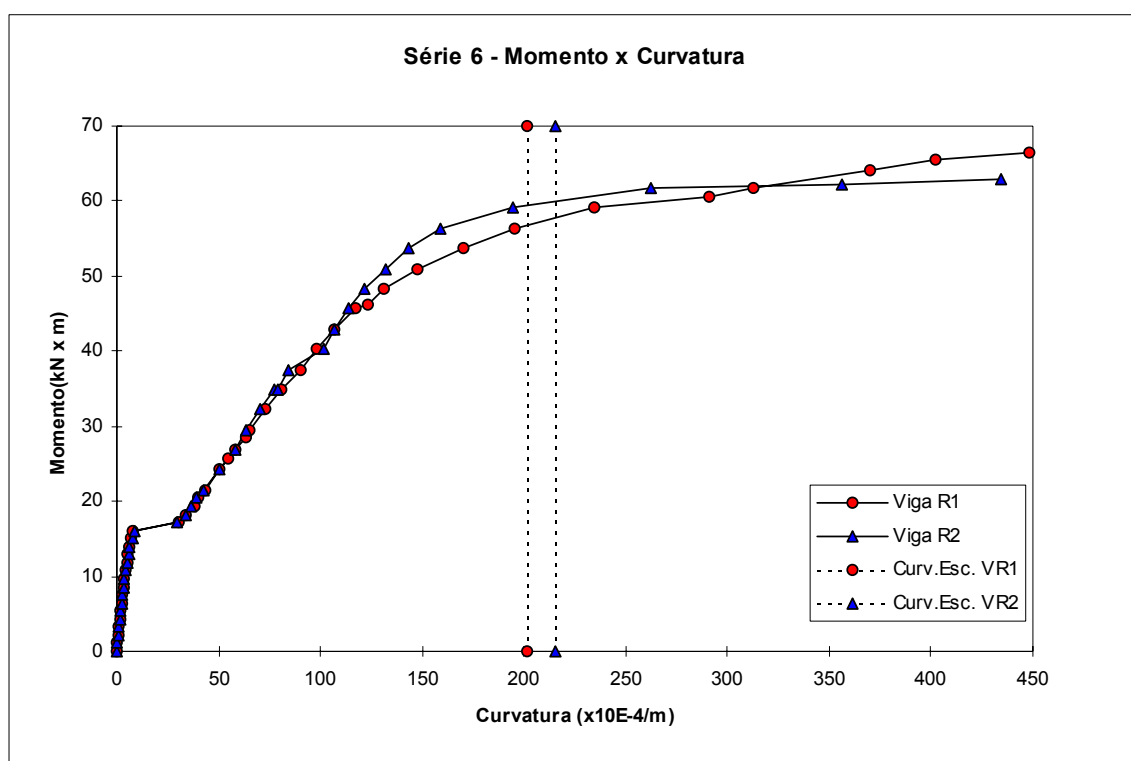


Figura 7-14 - Série 6 - Momento x Curvatura no Meio do Vão

7.2.6.1 - Análise dos Resultados Experimentais

A primeira fissura no concreto ocorreu, nas duas vigas, com uma carga de 28,6 kN (momento = 17,2 kN.m). O processo de fissuração foi análogo nas duas vigas, com as fissuras surgindo alternadamente em relação ao centro do vão da peça e apresentando, aproximadamente, o mesmo número de cada lado deste. O espaçamento médio entre as fissuras foi de 20,4 cm para a viga VR1 e de 15,5 cm para a viga VR2.

Pela Figura 7-13 pode-se observar que a evolução das flechas das duas vigas foi equivalente. Através da Figura 7-14, constata-se que as curvaturas das duas vigas foram semelhantes até momento fletor igual a 45 kN.m. A partir daí, as curvaturas da viga VR1 foram maiores que as da viga VR2. Próximo da ruptura,

a situação se inverteu, ficando as curvaturas da viga VR2 maiores do que as da viga VR1.

O carregamento de ruptura foi de 111,0 kN (momento = 66,6 kN.m) para a viga VR1 e de 105,6 kN (63,4 kN.m) para a viga VR2 - 4,9% menor do que a da viga VR1. Corresponderam a ele, deformação no concreto de 0,0020 para a viga VR1 e pouco superior a 0,0021 para a viga VR2 (caracterizando uma seção sub-armada), uma flecha de 28 mm para as duas vigas, e uma deformação na armadura de reforço de 0,0121 para a viga VR1, e pouco superior a 0,0114 para a viga VR2.

O fator de ductilidade, calculado através das curvaturas, conforme Capítulo 6, foi igual a 2,23 para a viga VR1, e a 2,01 para a viga VR2 - 10% menor que o da primeira. Portanto, **o fator de ductilidade médio foi igual a 2,12**, caracterizando, também, uma seção sub-armada.

7.2.6.2 - Resultados Experimentais x Resultados Teóricos

A carga teórica de fissuração foi igual a 27,6 kN (momento = 16,6 kN.m), por conseguinte 3,5% menor do que a carga experimental. **A razão entre a carga de fissuração teórica e a experimental foi de 0,97.**

A carga teórica de ruptura foi de 108,4 kN (momento = 65,0 kN.m), portanto 2,3% menor do que a carga experimental correspondente à viga VR1 e 2,7% maior que a correspondente à viga VR2. **A razão média entre a carga de ruptura teórica e a experimental foi de 1,00.**

Na Figura 7-13, pode-se observar que o cálculo teórico, para a seção não fissurada (Estádio I), conduziu a valores de flechas praticamente iguais aos experimentais para um mesmo carregamento.

A carga limite do Estádio II, definida no item 7.2.1.2, foi igual a 79,4 kN (momento = 47,6 kN.m) para a viga VR1 e a 74,0 kN (44,4 kN.m) para a viga VR2. O coeficiente de validade do Estádio II teórico, definido também naquele item, foi igual a 0,73 para a viga VR1 e igual a 0,68 para a viga VR2. Portanto, **o coeficiente de validade do Estádio II teórico médio foi igual a 0,71.**

Pela análise acima, observa-se, com relação ao cálculo teórico, que:

- no Estádio I, as flechas foram bem avaliadas (ligeiramente subestimadas), e a carga de fissuração subestimada, em média, 3%;
- no Estádio II, o cálculo foi válido até uma carga, em média, igual a 71% da carga de ruptura teórica; e
- a carga de ruptura foi muito bem avaliada, sendo, em média, igual à carga de ruptura experimental.

Portanto, os resultados teóricos tiveram, em todos os estádios, muito boa correlação com o comportamento observado nas vigas desta série.

7.2.6.3 - Resultados Experimentais x Resultados da NBR-6118

A carga de fissuração pelos critérios da NBR-6118 foi igual a 34,7 kN (momento = 20,8 kN.m), sendo 21,3% maior do que a carga experimental. **A razão entre a carga de fissuração da NBR-6118 e a experimental foi de 1,21.**

Com relação às aberturas das fissuras, a Figura 7-15 mostra as duas curvas obtidas através do cálculo pelos critérios da NBR-6118, conforme descrito no Capítulo 6, e correspondentes à abertura máxima prevista para as fissuras. Mostra, também, para as duas vigas da série, a evolução da abertura da primeira fissura ocorrida no ensaio de flexão e que se localizava no trecho entre os dois pontos de aplicação de carga - trecho de momento máximo.

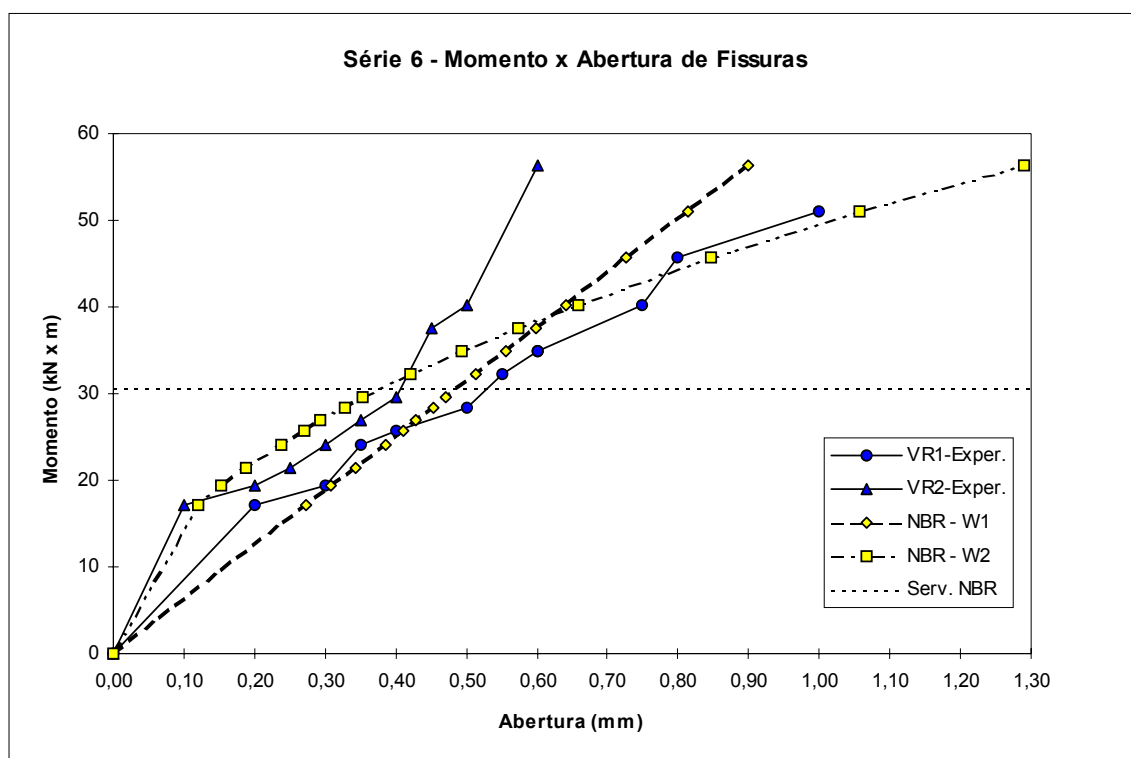


Figura 7-15 - Momento x Abertura de Fissura

Pela Figura 7-15, pode-se observar que o cálculo pela NBR-6118 subestimou a abertura da fissura nas duas vigas, exceto no caso da viga VR2 para cargas acima da carga de serviço.

A carga de ruptura pela NBR-6118 foi de 71,6 kN (43,0 kN.m), portanto 35,5% menor do que a carga experimental correspondente à viga VR1 e 32,2% menor do que a correspondente à viga VR2. **A razão média entre a carga de ruptura pela NBR-6118 e a experimental foi de 0,66.**

Com relação às flechas, tanto no Estádio I quanto no Estádio II, são válidas as mesmas observações feitas para o cálculo teórico, por ser igual ao cálculo da NBR-6118. Por conseguinte as cargas limites do Estádio II foram iguais às daquele cálculo, ou seja: 79,4 kN (momento = 47,6 kN.m) para a viga VR1 e a 74,0 kN (44,4 kN.m) para a viga VR2. Pode-se constatar, pela Figura 7-13, que a carga limite de Estádio II, para as duas vigas, se encontrava, em média, 50,1% (55,4% no caso da viga VR1 e 44,8% no da VR2) acima da carga de serviço da NBR-6118 (51,1 kN), calculada conforme descrito no Capítulo 6, sendo, inclusive, maior do que a carga de ruptura da NBR-6118.

O coeficiente de validade do Estádio II da NBR-6118, definido no item 7.2.1.3, foi igual a 1,11 para a viga VR1 e igual a 1,03 para a viga VR2. Portanto, **o coeficiente de validade do Estádio II da NBR-6118 médio foi de 1,07.**

Pela análise acima, verifica-se, com relação aos cálculos pelos critérios da NBR-6118, que:

- no Estádio I, as flechas foram bem avaliadas (ligeiramente sub-estimadas); já a carga de fissuração foi superestimada exageradamente, tendo sido, o erro médio, igual a 21%;
- no Estádio II, o cálculo foi válido até uma carga, em média, 50,1% acima da carga de serviço da NBR-6118, bem como 7% acima da carga de ruptura dessa norma. A abertura de fissura foi subestimada; e
- a carga de ruptura foi subestimada, correspondendo, em média, a 66% da carga de ruptura experimental.

7.2.7 - Abertura de Fissuras

As aberturas de fissuras e as flechas das vigas precisam ter seus valores máximos limitados, devido a questões funcionais e de durabilidade da edificação, bem como em função do conforto psicológico de seus usuários. Entretanto, uma excessiva abertura de fissuras é um problema ainda contornável, mesmo após a execução da estrutura. Já ao contrário, flechas excessivas numa estrutura pronta implicam em soluções trabalhosas e caras, como o reposicionamento e reforço da peça.

No caso das aberturas de fissuras, o problema pode ser sanado, a posteriori, com a obturação (injeção) ou simples vedação das mesmas através do uso de diversos materiais e processos. No caso de vigas reforçadas, muitas vezes, essa intervenção se torna necessária, independentemente de todo cuidado que se possa ter nas fases de projeto e execução, em função das condições e necessidades impostas, principalmente, pela obra, destacando-se a fissuração devida à retração e à variação de temperatura.

Observa-se, ainda, que o reforço com o aumento da seção transversal da viga através de concretagem convencional costuma exigir, por questões estéticas, a aplicação de uma pintura para uniformização de textura e cor, o que já propicia, dependendo do material especificado, substancial redução na abertura das fissuras - às vezes sua total vedação - e melhoria considerável da impermeabilidade do concreto - importante fator na durabilidade das estruturas de concreto.

Um dos objetivos perseguidos no presente trabalho foi a verificação da aplicabilidade das prescrições da NBR-6118 no cálculo de reforços. Em sub-itens anteriores, foi analisada tal aplicabilidade. Para tanto, verificou-se, em todas as

séries, se os cálculos pelos critérios da NBR-6118 avaliavam satisfatoriamente: a carga de fissuração, as flechas no meio do vão e a carga de ruptura. A verificação da satisfatória estimativa das aberturas de fissuras pelos critérios dessa norma foi feita na análise individual das séries 3, 5 e 6.

O objetivo deste sub-ítem é, simplesmente, sintetizar as análises feitas naquelas séries, com relação à aplicabilidade das prescrições da NBR-6118, quanto ao cálculo das aberturas de fissuras, no projeto de reforços. Sob esse aspecto, a síntese propicia uma comparação entre o comportamento de vigas reforçadas e vigas monolíticas.

A Figura 7-16 reapresenta, para as séries reforçadas 3 e 5, as duas curvas correspondentes à abertura máxima prevista para as fissuras, obtidas através do cálculo pela NBR-6118, conforme descrito no Capítulo 6. Mostra ainda, para as duas séries, a evolução da abertura da primeira fissura ocorrida no ensaio de flexão. A Figura 7-17, da mesma forma, reapresenta os resultados experimentais e segundo a NBR-6118 das duas vigas monolíticas da série 6.

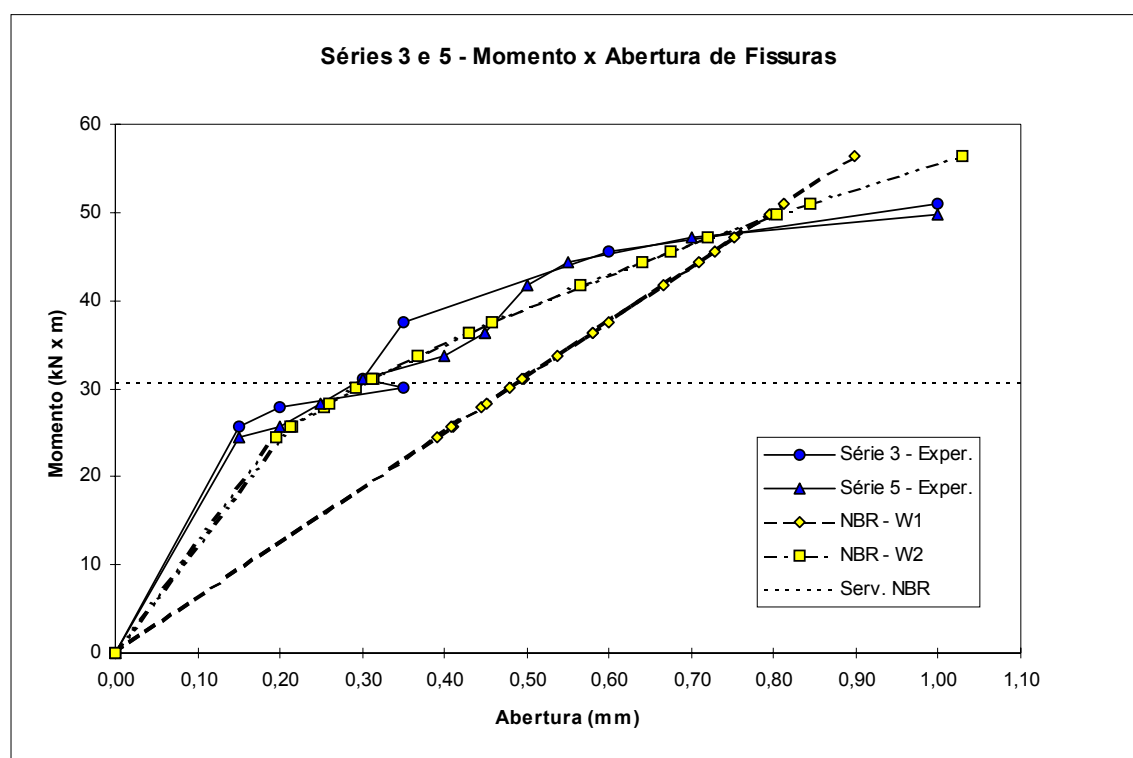
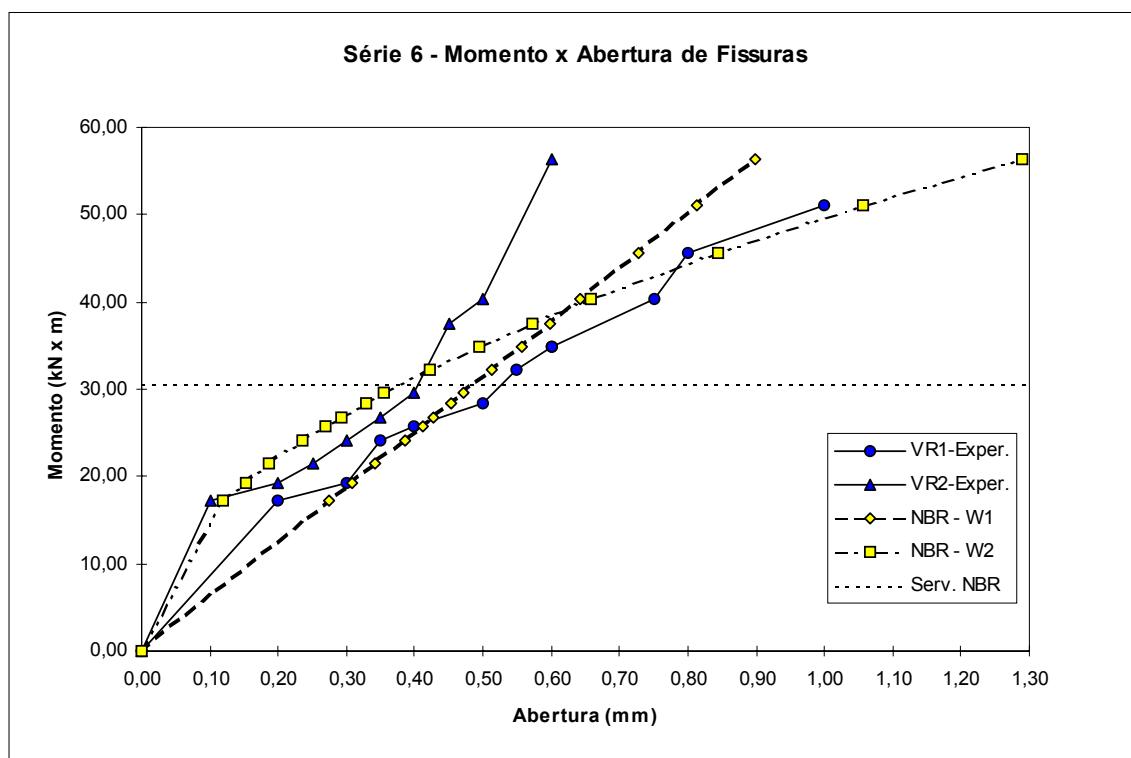


Figura 7-16 - Séries 3 e 5 - Momento x Abertura da Primeira Fissura**Figura 7-17 - Série 6 - Momento x Abertura da Primeira Fissura**

Pela Figura 7-16, constata-se que os cálculos pela NBR-6118, em média, superestimaram as aberturas de fissura das vigas reforçadas no estado de serviço. Próximo do momento de serviço, a abertura da fissura medida na viga da série 3 ficou maior do que a calculada, mas logo a seguir voltou a ser menor em função do surgimento de uma nova fissura. Na Figura 7-17, pode-se observar que os cálculos pela NBR-6118 subestimaram as aberturas de fissura das vigas monolíticas no estado de serviço.

Portanto, os critérios da NBR-6118 avaliaram com boa precisão e segurança as aberturas de fissura das vigas reforçadas. O mesmo não aconteceu com as vigas monolíticas, cujas aberturas foram subestimadas. Tal fato pode ter ocorrido em função de possível incompatibilidade entre a formulação da NBR-6118 e as idades do concreto tracionado das duas vigas (monolíticas ≥ 290 dias; reforçadas

= 4 dias). A posição de concretagem das vigas (monolíticas de cabeça para baixo, ou seja, concreto que seria tracionado em contato com o ar) e o processo diferenciado de cura dos concretos nos dois tipos de viga (mais controlado no caso do concreto do reforço) podem ter também influído.

7.3 - Vigas da Série 2 x Vigas da Série 3

7.3.1 - Preâmbulo

Neste item é feita a análise comparativa entre as vigas da série 2 (V4 e V10) e as da série 3 (V2 e V9). Esta análise visa verificar a influência do número de estribos que atravessavam a interface entre o concreto da viga original e o concreto do reforço. Esses estribos funcionavam como pinos, resistindo, como a aderência entre os dois concretos, à tendência de deslizamento relativo dos mesmos. Nas vigas da série 2, todos os estribos da viga original foram prolongados, tendo-se, portanto, 26 estribos (52 pinos) atravessando aquela seção ao longo de todo o vão das vigas, conforme mostra a Figura 3-2 do Capítulo 3. Nas vigas da série 3, foram prolongados apenas 10 estribos (20 pinos), distribuídos de maneira não uniforme ao longo das vigas, conforme mostra a Figura 3-3.

7.3.2 - Análise Comparativa

A Figura 7-18 mostra o gráfico carga x flecha no meio do vão correspondente ao ensaio inicial a que foram submetidas as vigas originais dessas duas séries. Pode-se observar que as vigas tiveram comportamento semelhante. As flechas das vigas V4, V10 (série 2) e V9 (série 3), após a fissuração, foram equivalentes e menores do que as da viga V2 (série 3).

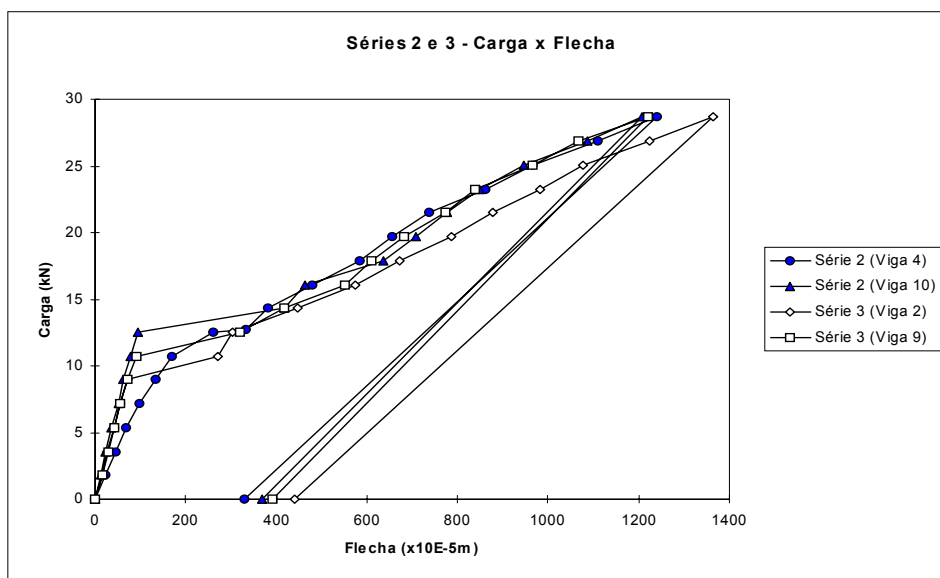


Figura 7-18 - Vigas Originais das Séries 2 e 3 - Carga x Flecha no Meio do Vão

A Figura 7-19 mostra o gráfico carga versus flecha no meio do vão das vigas reforçadas das duas séries. Mostra, ainda, como orientação, a carga de ruptura teórica e as de ruptura e serviço pela NBR-6118, iguais para as duas séries.

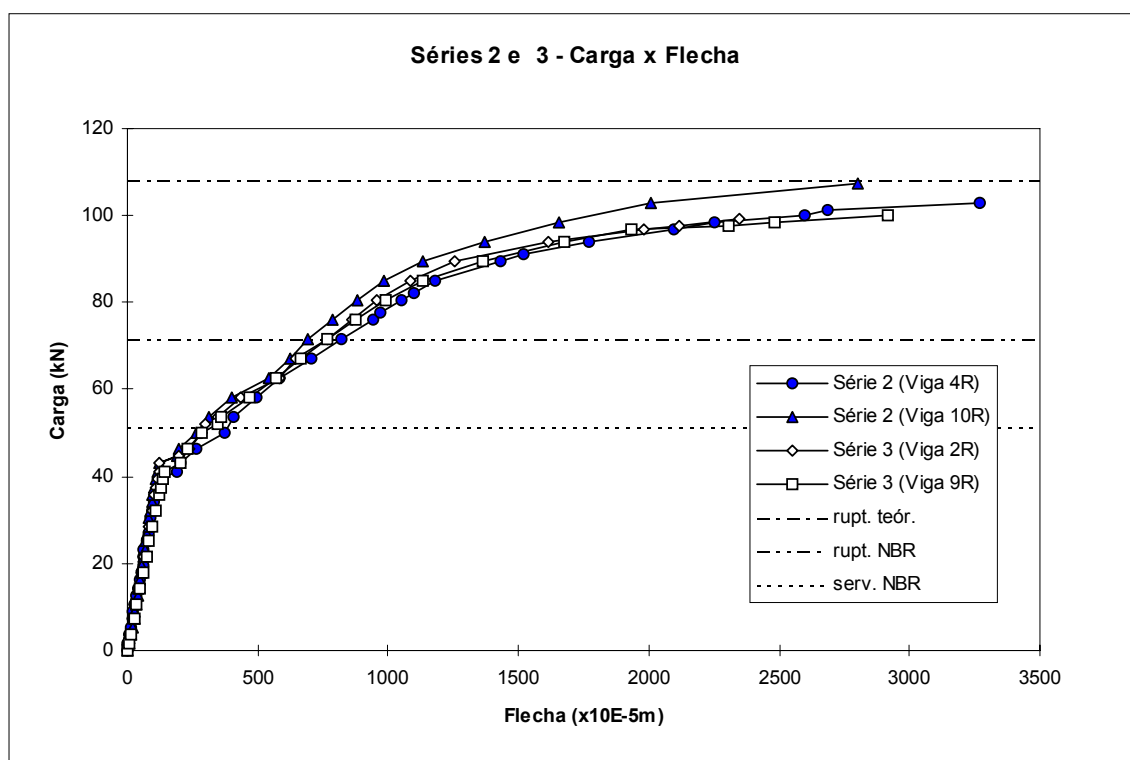


Figura 7-19 - Séries 2 e 3 - Carga x Flecha no Meio do Vão

Pela figura, pode-se observar que as vigas das duas séries tiveram comportamento semelhante, não tendo havido diferença significativa entre os valores das flechas. As vigas da série 3 apresentaram valores de flechas entre os das vigas da série 2. Não fica caracterizada, portanto, em função de flechas, qualquer tendência de melhor performance de uma série sobre outra.

A Figura 7-20 mostra o gráfico momento versus curvatura no meio do vão. Mostra ainda, a título de orientação, o momento equivalente à media das cargas limite do estágio II, definida no item 7.2.1.2, das quatro vigas (51,4 kN.m).

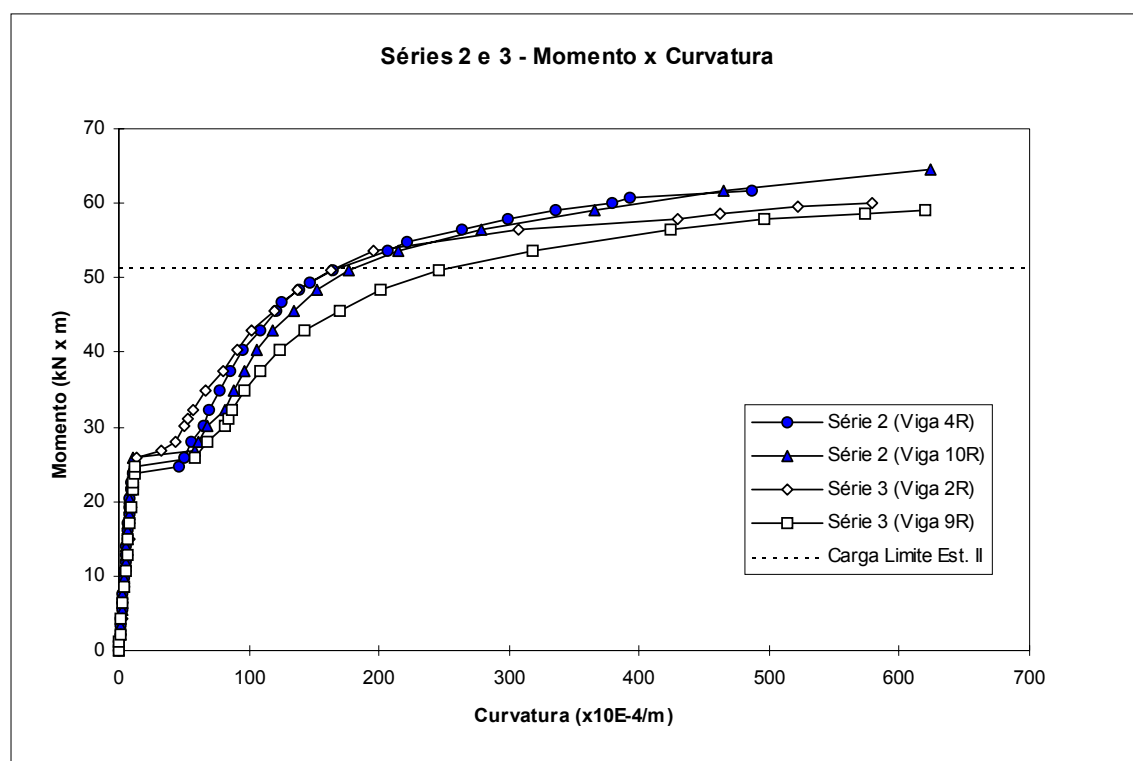


Figura 7-20 - Séries 2 e 3 - Momento x Curvatura no Meio do Vão

Pela figura, vê-se que a evolução da curvatura foi semelhante em todas as vigas. Na seção não fissurada, as curvaturas foram iguais. Na seção fissurada, até o momento fletor de 55 kN.m (89% do momento médio de ruptura experimental - 61,7 kN.m), as vigas da série 2 apresentaram valores de curvatura entre os apresentados pelas da série 3. Somente após tal valor, as vigas da série 2

apresentaram, simultaneamente, para uma mesma curvatura, momentos maiores do que as da série 3. Entretanto, tal fato não é significativo, nem caracteriza tendência de comportamento, visto que a curvatura, calculada em função das deformações do concreto e do aço, é bastante influenciada pela posição relativa entre as fissuras desenvolvidas e os extensômetros das armaduras. Nas vigas da série 3 surgiu uma fissura exatamente na posição do extensômetro (meio do vão). No caso da viga V9, tal fissura foi a primeira a se desenvolver (momento = 25,8 kN.m), enquanto na viga V2, surgiu mais tarde, com um momento de 45,6 kN.m. Nas duas vigas da série 2, a primeira fissura desenvolvida (momento = 24,7 kN.m na viga V4 e 26,8 kN.m na V10) ocorreu a pequena distância do extensômetro (8 cm na viga V4 e 1 cm na V10), mas não sobre ele. Tais fatos explicam as diferenças na evolução das curvaturas das quatro vigas após a fissuração.

A Tabela 7-1 resume, para as vigas das duas séries: a carga de fissuração e de ruptura, o espaçamento médio entre fissuras e o fator de ductilidade.

Tabela 7-1 - Grandezas das Duas Séries - Valores Experimentais

GRANDEZAS	SÉRIE 2			SÉRIE 3		
	Viga V4	Viga V10	Média	Viga V2	Viga V9	Média
Carga de Fissuração (kN)	41,2	44,7	43,0	44,7	43,0	43,9
Espaçamento Médio das Fissuras (cm)	18,0	19,0	18,5	13,1	18,6	15,9
Carga de Ruptura (kN)	102,9	108,3	105,6	100,2	100,2	100,2
Fator de ductilidade	2,50	3,20	2,85	2,78	3,18	2,98

Pela Tabela 7-1 observa-se que:

- na série 2 a carga média de fissuração foi 2,0 % menor do que na série 3;
 - o espaçamento médio entre as fissuras foi, na série 2, 16,4% maior do que na série 3;
 - a carga média de ruptura foi, na série 2, 5,4 % maior do que na série 3.
- Entretanto, a carga de ruptura mínima da série 2, correspondente à viga V4, foi apenas 2,7 % superior às da série 3; e

- o fator de ductilidade foi, na série 2, 4,4% menor do que na série 3.

Como nos casos das flechas e curvaturas, as diferenças acima também não chegam a caracterizar um melhor desempenho de uma série sobre outra.

É importante lembrar que durante os ensaios das vigas das duas séries não se observou qualquer indício de deslocamento relativo entre os dois concretos, nem depois de seu término, quando alguns pontos das vigas foram rompidos para essa verificação. Quanto a se pensar que, mesmo sendo poucos, os estribos das vigas da série 3 teriam sido suficientes para impedir os deslocamentos entre os dois concretos, convém lembrar que aqueles estribos não eram uniformemente distribuídos, havendo, por conseguinte, trechos de contato dos dois concretos, entre fissuras, que não eram atravessados por nenhum deles.

Observa-se, portanto, que as duas séries tiveram o mesmo comportamento e desempenho equivalentes. Pode-se, então, concluir que o número de estribos que atravessava a interface dos dois concretos não teve influência significativa no desempenho das vigas das duas séries. A aderência entre os dois concretos foi suficiente para impedir o deslizamento relativo dos mesmos.

7.4 - Vigas da Série 3 x Vigas da Série 4

7.4.1 - Preâmbulo

Neste item é feita a análise comparativa entre as vigas da série 3 (V2 e V9) e as da série 4 (V5 e V8). A análise visa verificar a influência da área de aderência entre o concreto das vigas originais e o concreto do reforço no desempenho do reforço. A Figura 7-21 mostra a seção transversal das vigas das duas séries com a indicação dos trechos considerados como de aderência (que foram apicoados e receberam demais tratamentos, como descrito no Capítulo 5).

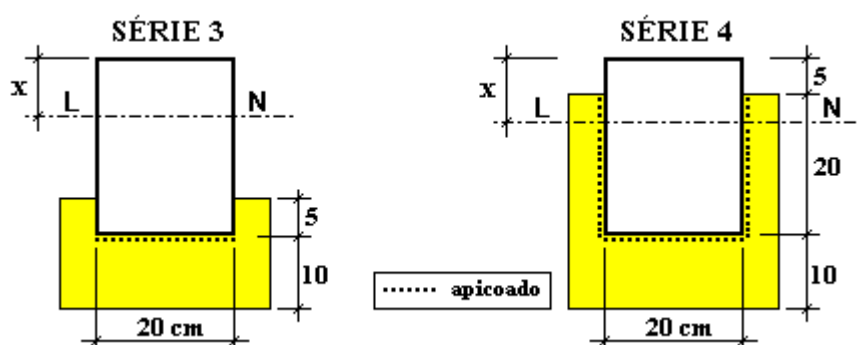


Figura 7-21 - Trechos de Aderência -Seção Transversal

Nas vigas da série 3, a extensão transversal do trecho de aderência foi de 20 cm, enquanto na série 4 foi de 60 cm. Longitudinalmente, nas duas séries, a área de aderência tinha um comprimento de 268 cm. Portanto, as vigas da série 4 tinham área de aderência entre os concretos três vezes maior.

A Tabela 7-2 apresenta, para as duas séries, e para os estádios I e II, a posição da linha neutra e o momento de inércia. Os valores apresentados são experimentais e correspondem à seção do meio do vão.

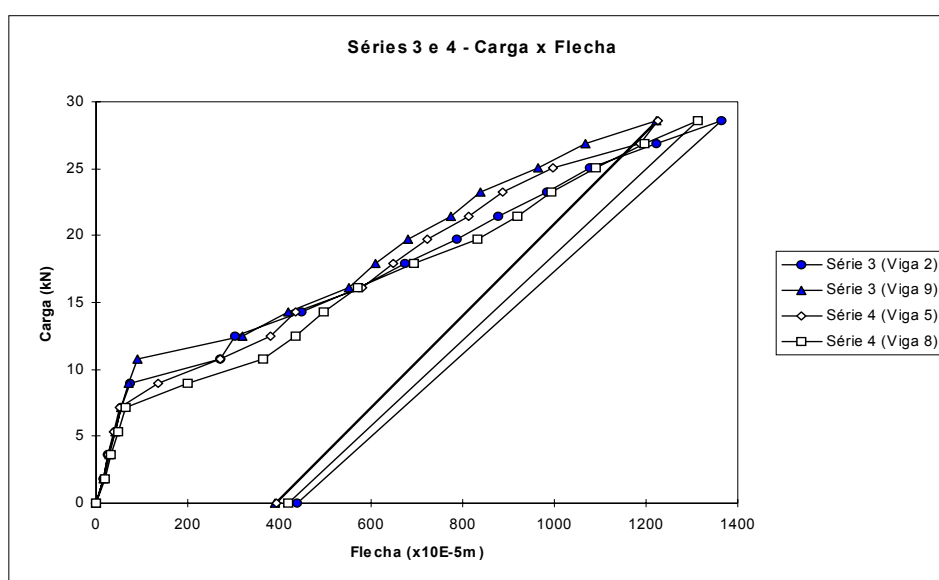
Tabela 7-2 - Linha Neutra e Momento de Inércia - Valores Experimentais

Grandeza		Série 3		Série 4	
		Estádio I	Estádio II	Estádio I	Estádio II
Profundidade da LN (cm)	experimental	21,1	7,2	18,1	9,1
Momento de Inércia (cm ⁴)	experimental	88586	10739	93616	12129

Pela tabela pode-se verificar que, no estágio I, o momento de inércia das vigas da série 4 era 6% maior do que o das vigas da série 3. No estágio II, essa diferença passava a ser de 13%.

7.4.2 - Análise Comparativa

A Figura 7-22 mostra o gráfico carga versus flecha no meio do vão correspondente ao ensaio inicial a que foram submetidas as vigas originais dessas duas séries. Pode-se observar que essas vigas tiveram comportamento semelhante, sendo as flechas de todas as vigas equivalentes.

**Figura 7-22 - Vigas Originais das Séries 3 e 4 - Carga x Flecha no Meio do Vão**

A Figura 7-23 mostra o gráfico carga versus flecha no meio do vão para as vigas reforçadas das duas séries. Mostra, ainda, apenas para orientação, a carga de ruptura teórica e as de ruptura e de serviço pela NBR-6118, iguais para as duas séries.

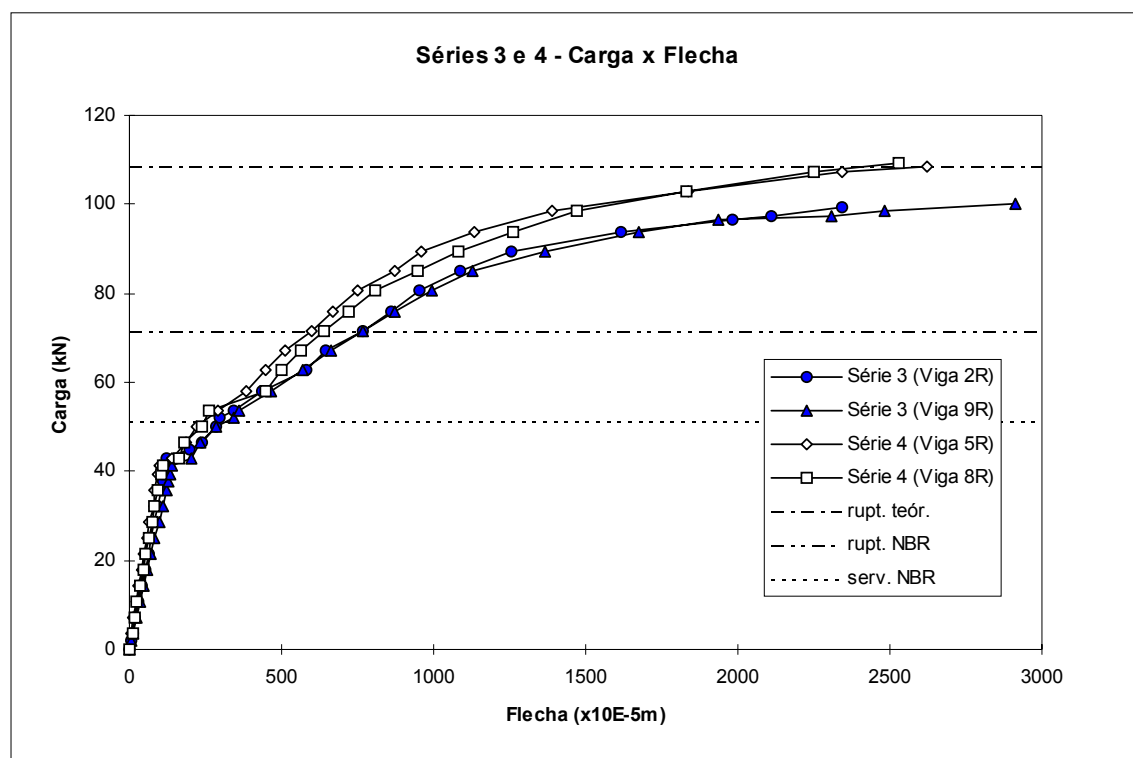


Figura 7-23 - Séries 3 e 4 - Carga x Flecha no Meio do Vão

Pela figura, pode-se observar que as vigas das duas séries tiveram comportamento semelhante enquanto não fissuradas. Depois de fissurarem, o melhor desempenho das vigas da série 4, caracterizado por menores valores de flecha para uma mesma carga, se fez notar. Essa vantagem de desempenho ocorreu, entretanto, em função da maior inércia apresentada pelas vigas daquela série.

Convém registrar que, para as duas séries, e para a seção do meio do vão, os momentos de inércia experimentais foram, nos dois estádios, maiores que os

calculados e apresentados na Tabela B-1 do Apêndice B, destacadamente os correspondentes ao Estádio I da série 3 e ao Estádio II da série 4.

A Figura 7-24 mostra o gráfico momento versus curvatura no meio do vão para as duas séries. Mostra, ainda, apenas para orientação, o momento fletor equivalente à média das cargas limite do estágio II, definida no item 7.2.1.2, das quatro vigas (53,9 kN.m).

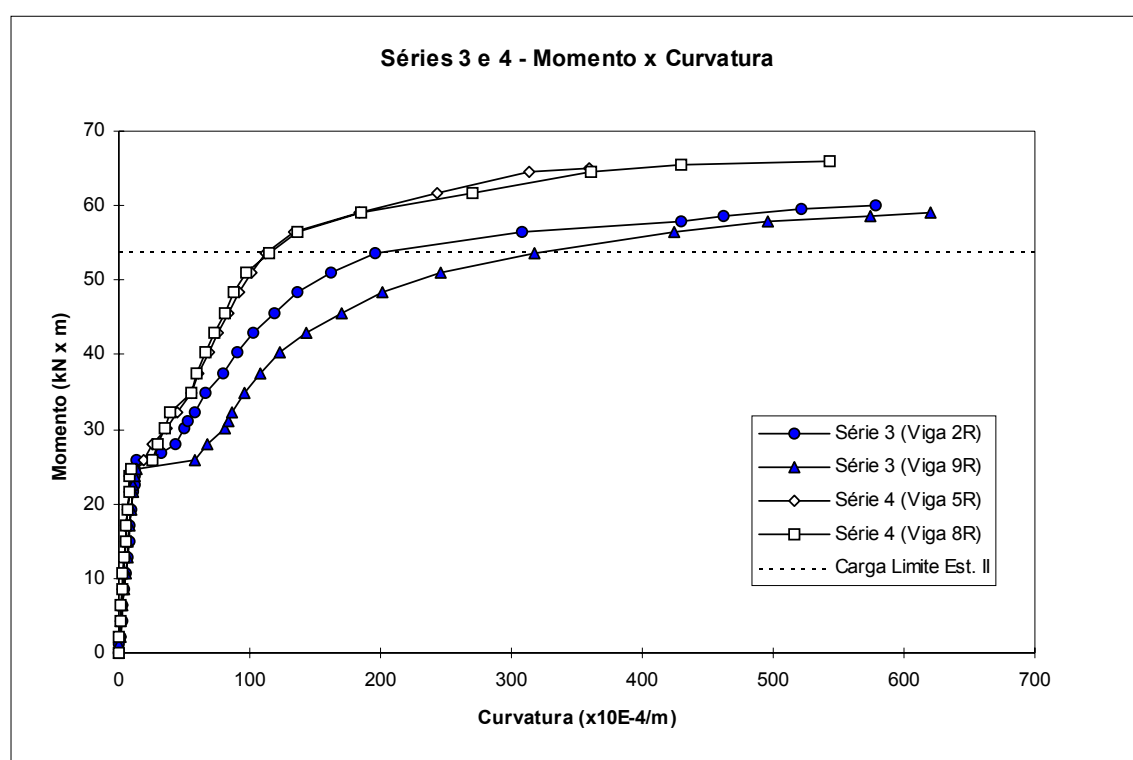


Figura 7-24 - Séries 3 e 4 - Momento x Curvatura no Meio do Vão

Pela figura, percebe-se, como no caso das flechas, o melhor desempenho das vigas da série 4. A justificativa, também, como naquele caso, se prende à maior inércia das vigas daquela série.

A Tabela 7-3 resume, para as vigas das duas séries: a carga de fissuração e de ruptura, o espaçamento médio entre fissuras e o fator de ductilidade.

Tabela 7-3 - Grandezas das Duas Séries - Valores Experimentais

GRANDEZAS	SÉRIE 3			SÉRIE 4		
	Viga V2	Viga V9	Média	Viga V5	Viga V8	Média
Carga de Fissuração (kN)	44,7	43,0	43,9	43,0	43,0	43,0
Espaçamento Médio das Fissuras (cm)	13,1	18,6	15,9	17,3	18,6	18,0
Carga de Ruptura (kN)	100,2	100,2	100,2	111,9	111,9	111,9
Fator de ductilidade	2,78	3,18	2,98	1,77	2,54	2,16

Pela Tabela 7-3 observa-se que:

- na série 3 a carga média de fissuração foi 2,1 % maior do que na série 4;
- o espaçamento médio entre as fissuras foi, na série 3, 11,7% menor do que na série 4;
- a carga média de ruptura foi, na série 3, 10,5 % menor do que na série 4; e
- o fator de ductilidade foi, na série 3, 38,0% maior do que na série 4.

Nas grandezas comparadas, observa-se uma maior carga de ruptura para as vigas da série 4, mas com significativa redução do fator de ductilidade.

Convém lembrar que durante os ensaios das vigas das duas séries não se observou qualquer indício de deslocamento relativo entre os dois concretos, nem depois de seu término, quando alguns pontos das vigas foram rompidos para essa verificação.

Portanto, pode-se concluir, que o aumento da área de contato entre o concreto das vigas originais e o concreto do reforço, ocorrida nas vigas da série 4, não alterou a eficiência da ligação entre os dois concretos, por ter sido ela, já satisfatória, nas vigas da série 3. Entretanto, tal aumento influenciou favoravelmente no desempenho do reforço, principalmente após a fissuração, no tocante a deslocamentos e resistência última.

7.5 - Vigas da Série 3 x Vigas da Série 5

7.5.1 - Preâmbulo

Neste item é feita a análise comparativa entre as vigas da série 3 (V2 e V9) e as da série 5 (V1 e V6). A análise visa verificar a influência do estado de carregamento, ou de solicitação, da viga no momento do reforço. As vigas da série 3, naquele momento, estavam solicitadas pelo peso próprio da viga original e do concreto do reforço. Nas vigas da série 5, além desse carregamento, atuava carga equivalente, na média, a 45 % da carga de ruptura experimental das vigas originais de referência, mais especificamente, 19,9 kN (momento = 11,9 kN.m) na viga V1 e 18,4 kN (11,0 kN.m) na viga V6.

7.5.2 - Análise Comparativa

A Figura 7-25 mostra o gráfico carga x flecha no meio do vão correspondente ao ensaio inicial a que foram submetidas as vigas originais dessas duas séries. Pode-se observar que essas vigas tiveram comportamento semelhante.

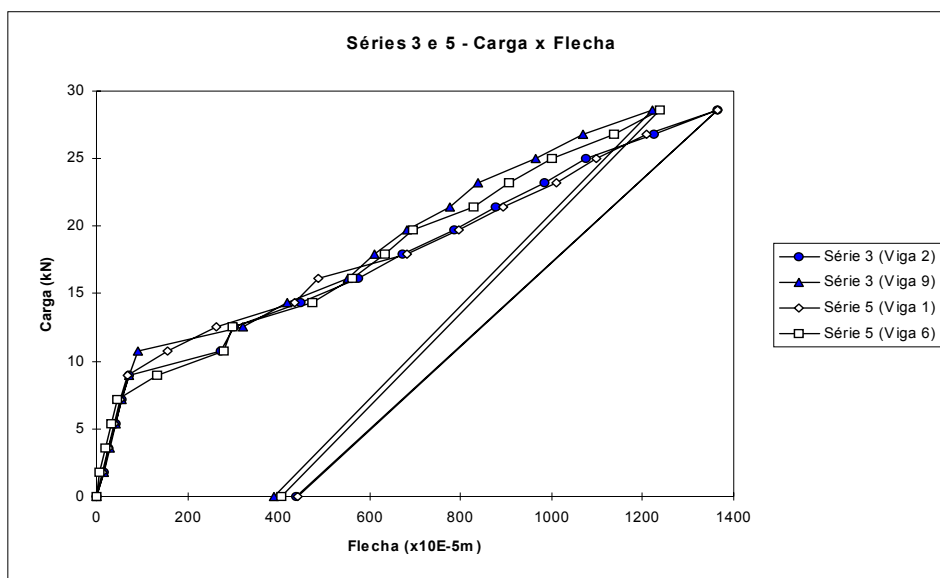


Figura 7-25 - Vigas Originais das Séries 3 e 5 - Carga x Flecha no Meio do Vão

A Figura 7-26 mostra o gráfico carga versus flecha no meio do vão para as vigas reforçadas das duas séries. Mostra, ainda, como orientação, a carga de ruptura teórica e as de ruptura e serviço pela NBR-6118, iguais para as duas séries.

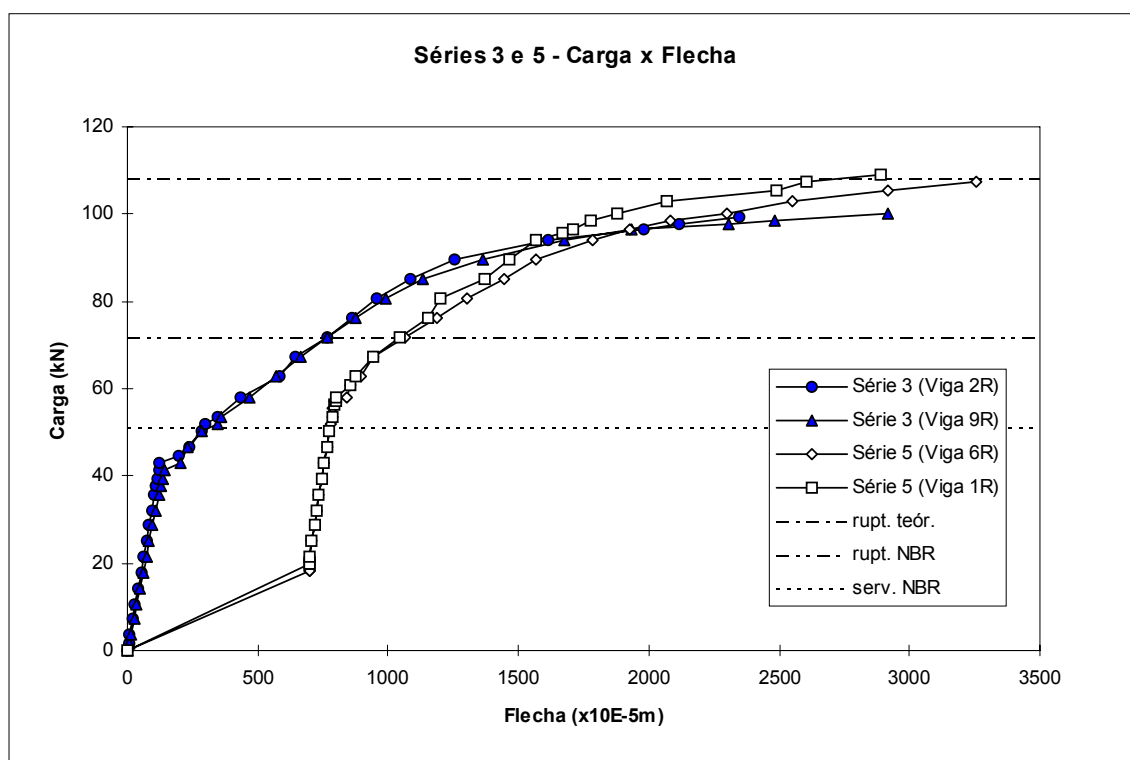


Figura 7-26 - Séries 3 e 5 - Carga x Flecha no Meio do Vão

A Figura 7-27 mostra o gráfico momento versus curvatura no meio do vão para as vigas reforçadas das duas séries. Indica, ainda, a título de orientação, o momento equivalente à média das cargas limite do Estádio II, definida no item 7.2.1.2, das quatro vigas (53,7 kN.m).

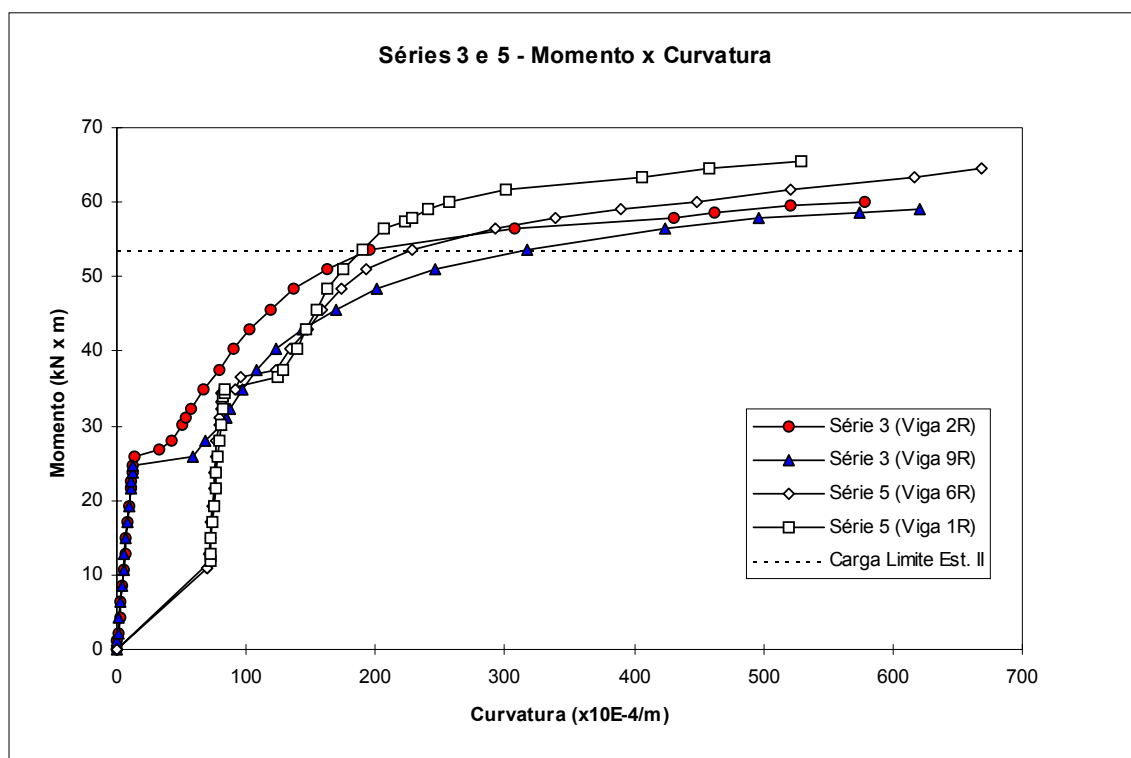


Figura 7-27 - Séries 3 e 5 - Momento x Curvatura no Meio do Vão

Pelas Figuras 7-26 e 7-27, pode-se notar que, apesar das diferenças de comportamento impostas pelas diferentes condições de solitação inicial, as curvas, tanto referentes a flechas quanto a curvaturas, apresentaram o mesmo aspecto. Tal fato sugere a ocorrência, em serviço, de um comportamento análogo das duas séries caso ele seja considerado apenas após o reforço, isto é, caso se elimine os carregamentos iniciais das vigas da série 5.

Para que se possa fazer melhor comparação do comportamento em serviço, são apresentados, nas Figuras 7-28 e 7-29, a seguir, gráficos análogos aos mostrados nas Figuras 7-26 e 7-27, mas que não levam em conta, nas vigas da série 5, as

leituras iniciais correspondentes à carga atuante no instante do reforço. Não se deve esquecer, portanto, que esses gráficos foram feitos para a análise no estado de serviço, não tendo nenhum sentido comparações no estado de ruptura.

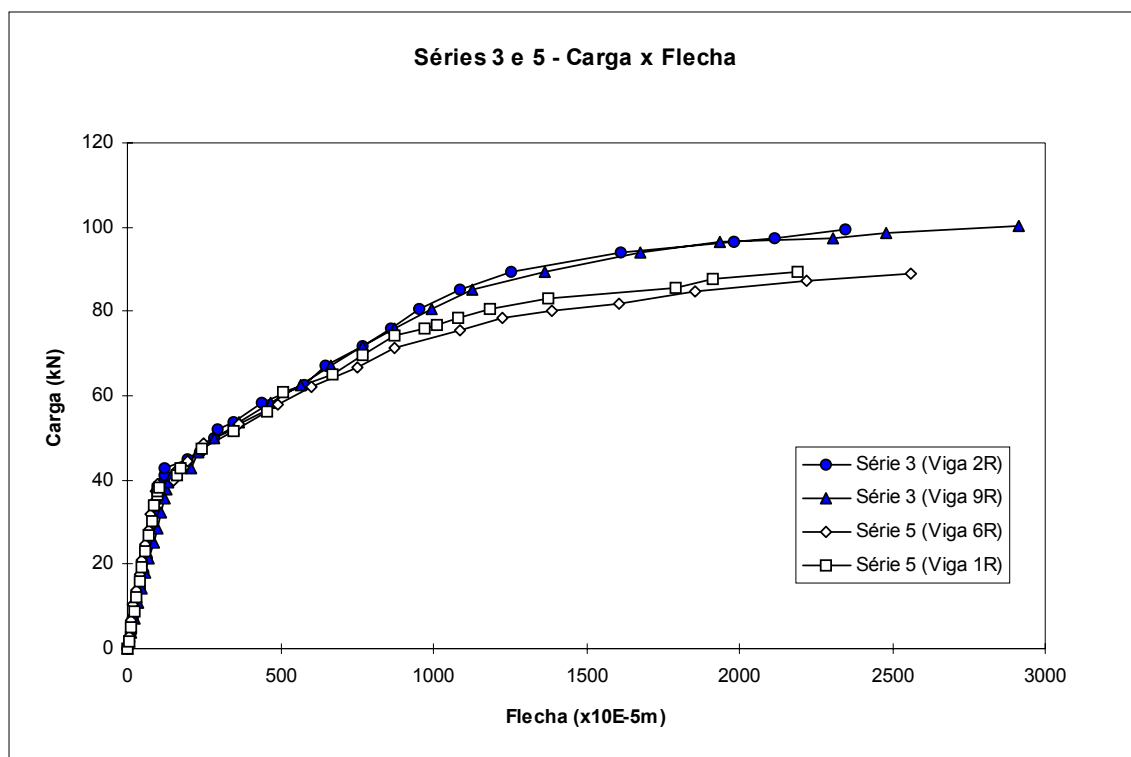


Figura 7-28 - Séries 3 e 5 (Sem Leitura Inicial) - Carga x Flecha no Meio do Vão

Pelo gráfico da Figura 7-28, pode-se observar que as curvas das quatro vigas são equivalentes até uma carga de aproximadamente 74 kN (correspondente a 70% da carga média de ruptura experimental - 104,7 kN). Assim, em termos de flechas, não fica caracterizada tendência de melhor performance do reforço de uma série sobre a outra.

Obviamente, conforme mostra a Figura 7-26, as flechas das vigas da série 5 são, em estado de serviço, maiores do que as da série 3, em função da flecha já existente no instante do reforço.

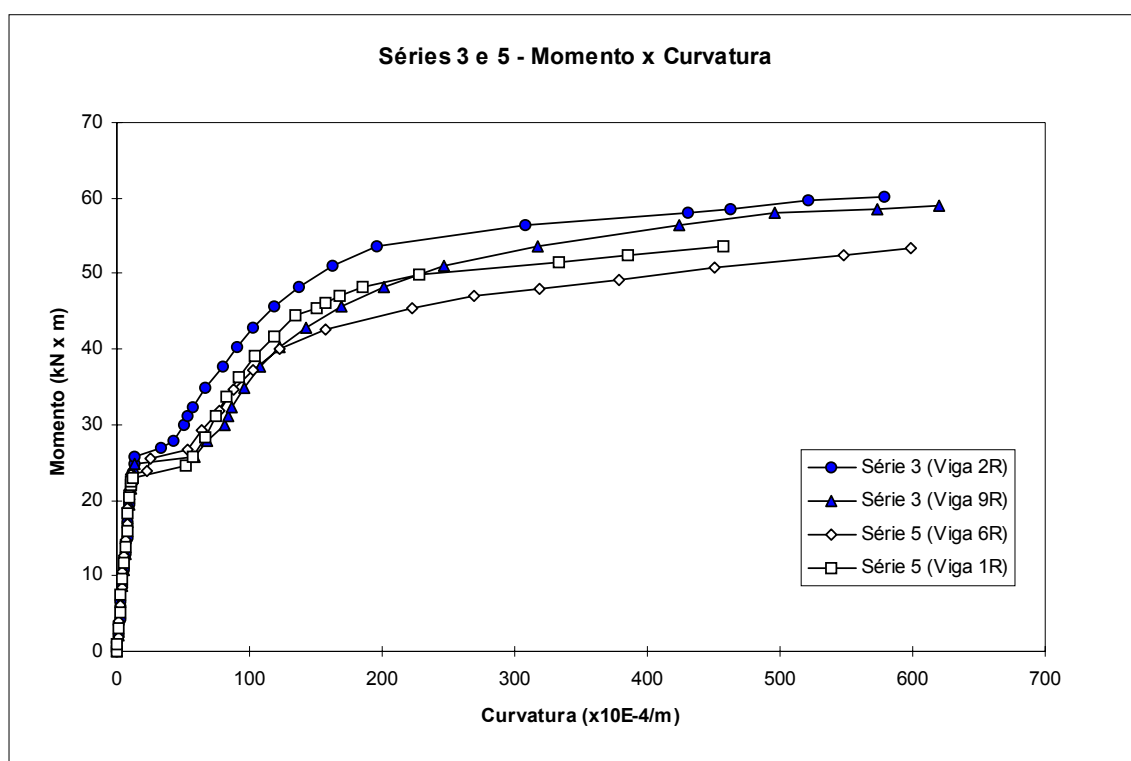


Figura 7-29 - Séries 3 e 5 (Sem Leitura Inicial) -
Momento x Curvatura no Meio do Vão

Pela Figura 7-29, vê-se que a evolução da curvatura foi semelhante em todas as vigas. Na seção não fissurada, as curvaturas foram iguais. Desse ponto até um momento em torno de 44 kN.m (correspondente a 70% do momento médio de ruptura experimental - 62,8 kN.m), as curvas das quatro vigas foram equivalentes, ficando as referentes às da série 5 entre as da série 3. Dessa forma, pelas curvaturas, também não fica caracterizada tendência de melhor performance do reforço de uma série sobre a outra.

A Tabela 7-4 resume, para as vigas das duas séries: a carga aplicada pelo macaco hidráulico no instante do reforço, a carga de fissuração e de ruptura, o espaçamento médio entre fissuras e o fator de ductilidade.

Tabela 7-4 - Grandezas das Duas Séries - Valores Experimentais

GRANDEZAS	SÉRIE 3			SÉRIE 5		
	Viga V2	Viga V9	Média	Viga V1	Viga V6	Média
Carga no Instante do Reforço (kN)	0,0	0,0	0,0	19,9	18,4	19,2
Carga de Fissuração (kN)	44,7	43,0	43,9	60,9 (41,0)*	58,2 (39,8)	59,6 (40,4)
Espaçamento Médio das Fissuras (cm)	13,1	18,6	15,9	17,1	16,8	17,0
Carga de Ruptura (kN)	100,2	100,2	100,2	109,2	109,2	109,2
Fator de ductilidade	2,78	3,18	2,98	2,42	3,12	2,77
* Os valores entre parenteses, na carga de fissuração da série 5, correspondem aos valores experimentais diminuídos da carga que já atuava no início do reforço.						

Pela Tabela 7-4 observa-se que:

- a carga média de fissuração da série 3 (43,9 kN) foi 8,7% maior do que a da série 5 (40,4 kN). Para a comparação, foi considerada como carga de fissuração das vigas da série 5 a carga aplicada pelo macaco no instante em que surgiu a primeira fissura diminuída da carga que já atuava no momento do reforço. Isso porque o concreto do reforço só foi solicitado à tração a partir dessa última carga;
- o espaçamento médio entre as fissuras foi, na série 3, 6,5% menor do que na série 5;
- a carga média de ruptura foi, na série 3, 8,2% menor do que na série 5; e
- o fator de ductilidade foi, na série 3, 7,6% maior do que na série 5.

Essas diferenças não chegam a caracterizar, também, um melhor desempenho de uma série sobre outra.

Portanto, pelas análises acima, pode-se concluir que o comportamento, após o reforço, das vigas reforçadas sob carga foi análogo ao daquelas onde a carga inicial não atuava. Em serviço o desempenho das primeiras foi inferior ao das segundas, devido, exclusivamente, às deformações e aos deslocamentos impostos pelo carregamento já atuante na viga no instante do reforço. Na ruptura, as vigas reforçadas sob carga apresentaram, inclusive, melhor desempenho.

É oportuno comentar que a carga de ruptura de vigas reforçadas sob carga depende fundamentalmente dos níveis de tensão introduzidos, pela carga inicial, na armadura da viga original e no concreto comprimido (estado de sollicitação atuante). Para que se atinja, na ruptura, o mesmo desempenho de um reforço executado sem estar a peça sollicitada, é preciso que a distância entre a armadura da viga original e a armadura de reforço seja tal que a deformação de escoamento desta última seja atingida antes da armadura original e do concreto alcançarem suas respectivas deformações de ruptura. Portanto, em vigas reforçadas sob carga, com o sistema de reforço adotado neste trabalho, seja com concretagem tradicional ou com concreto projetado, é importante que o acréscimo de seção na região tracionada não seja de pequena espessura. No presente trabalho, como já dito, o nível inicial de sollicitação foi elevado (45% da carga de ruptura experimental das vigas originais). Ainda assim, a carga de ruptura experimental das vigas reforçadas sob carga foi pouco maior do que a das vigas reforçadas sem ela. Isso mostra que uma adequada escolha da posição da armadura de reforço em relação à posição da armadura da viga a ser reforçada, respeitada a deformação de ruptura do concreto comprimido, permite que vigas reforçadas sob carga tenham a mesma capacidade portante daquelas reforçadas sem carga.

7.6 - Vigas da Série 2, 3, 4 e 5 x Vigas da Série 1 (Ganhos Obtidos com o Reforço)

7.6.1 - Preâmbulo

Neste item é feita análise comparativa entre as vigas reforçadas das séries 2, 3, 4, 5 e as vigas originais de referência da série 1. Este estudo visa verificar a melhoria de desempenho das vigas reforçadas de cada série em relação às vigas originais. Dada qualquer grandeza, à razão entre o seu valor na viga reforçada e na viga original de referência convencionou-se chamar **ganho obtido com o reforço**. Tal ganho será verificado na ruptura e em serviço, este último representado pela flecha no meio do vão.

Nesta análise, para as vigas que foram reforçadas, são considerados os deslocamentos e as deformações residuais referentes ao ensaio inicial a que foram submetidas antes do reforço.

7.6.2 - Análise Comparativa

As Figuras 7-30 a 7-34 mostram os gráficos carga versus flecha no meio do vão para as vigas da série 1 isoladamente, ou em conjunto com as das séries 2 a 5. Para as vigas reforçadas, os gráficos mostram o ensaio inicial com as fases de carregamento e descarregamento com seus correspondentes valores residuais e, a partir daí, o ensaio final - ensaio do reforço. As figuras mostram, ainda, apenas como orientação, as cargas de ruptura e de serviço da NBR-6118.

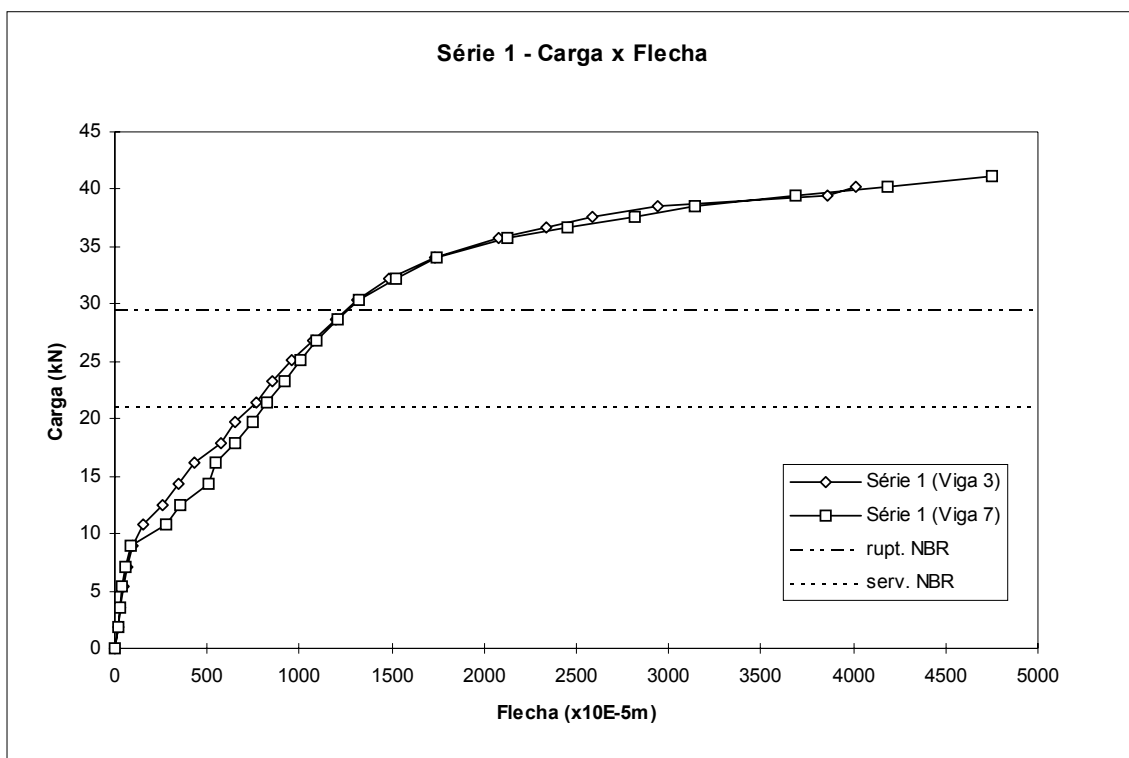


Figura 7-30 - Série 1 - Carga x Flecha no Meio do Vão

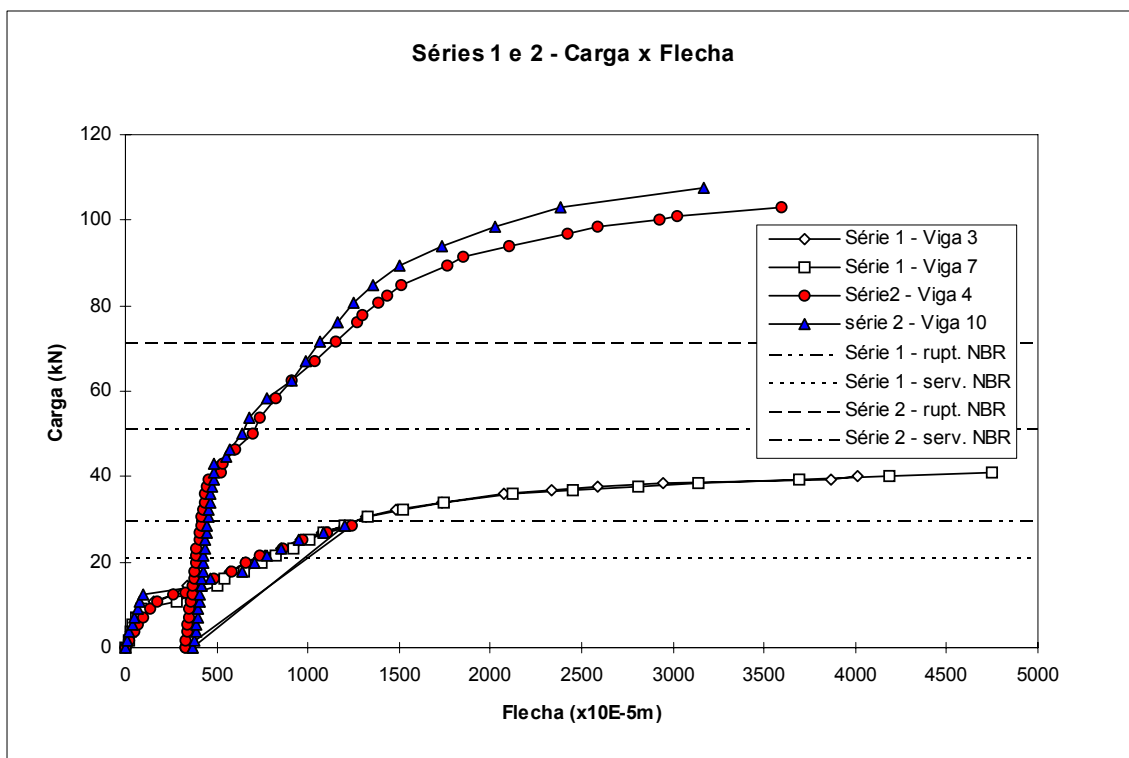
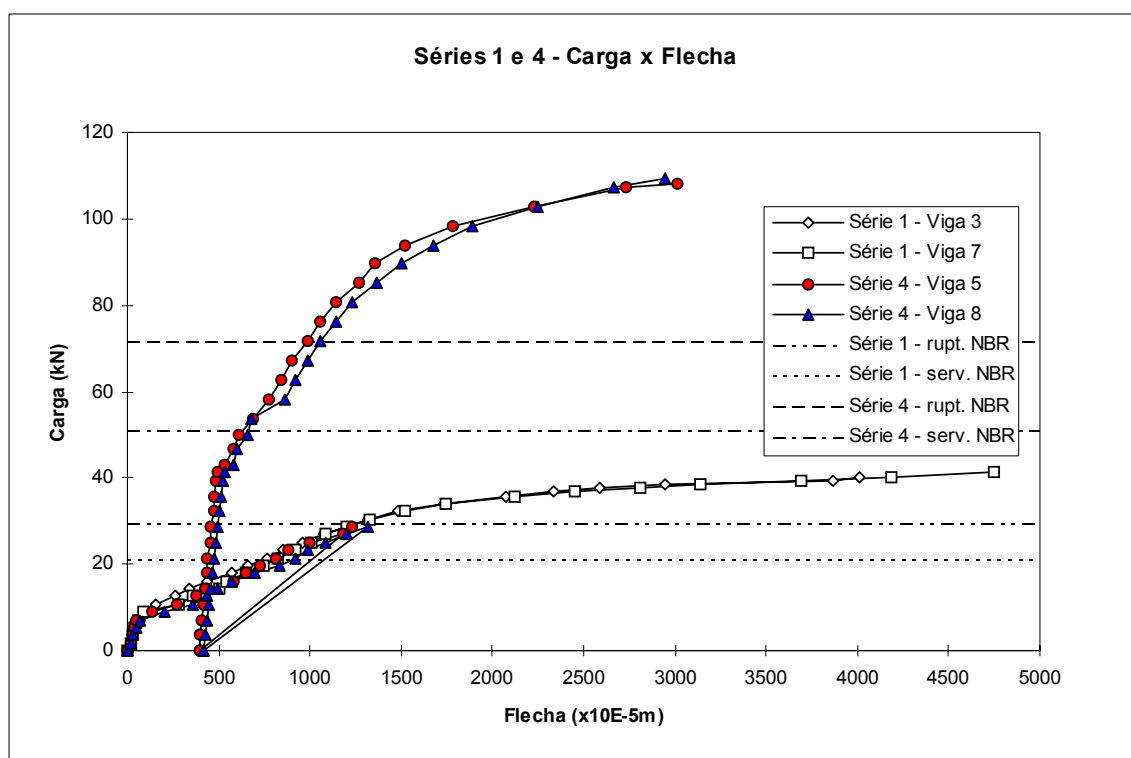
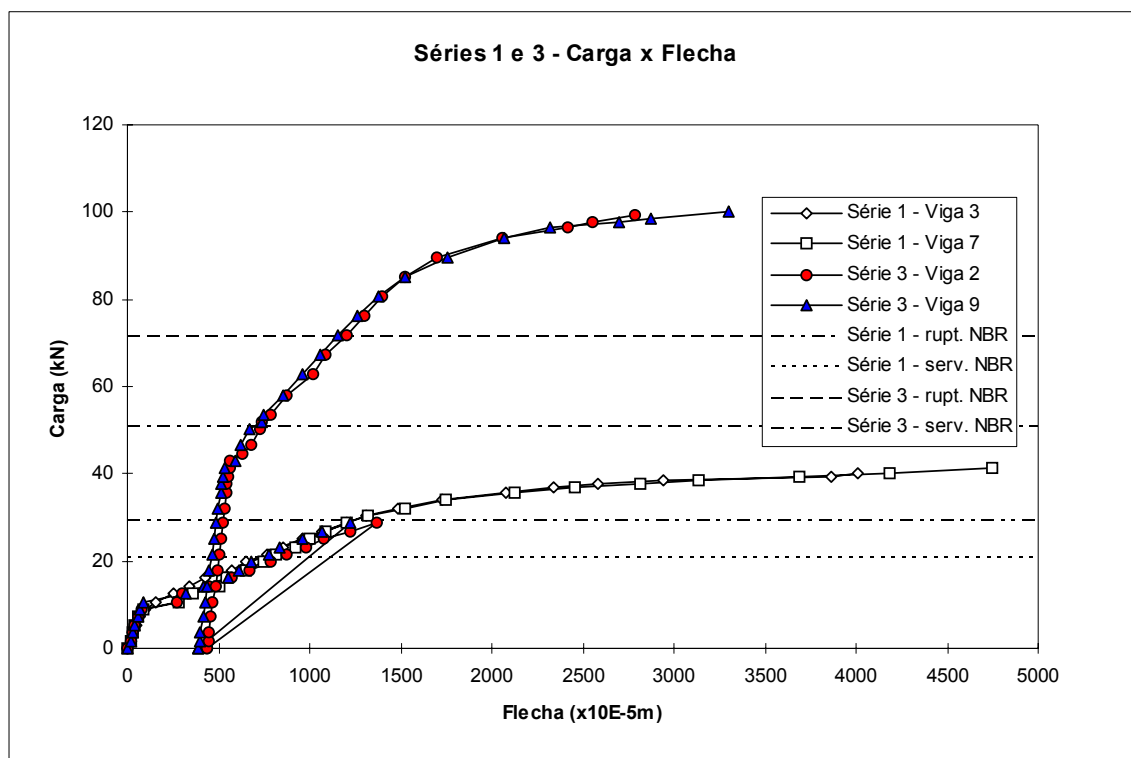


Figura 7-31 - Séries 1 e 2 - Carga x Flecha no Meio do Vão



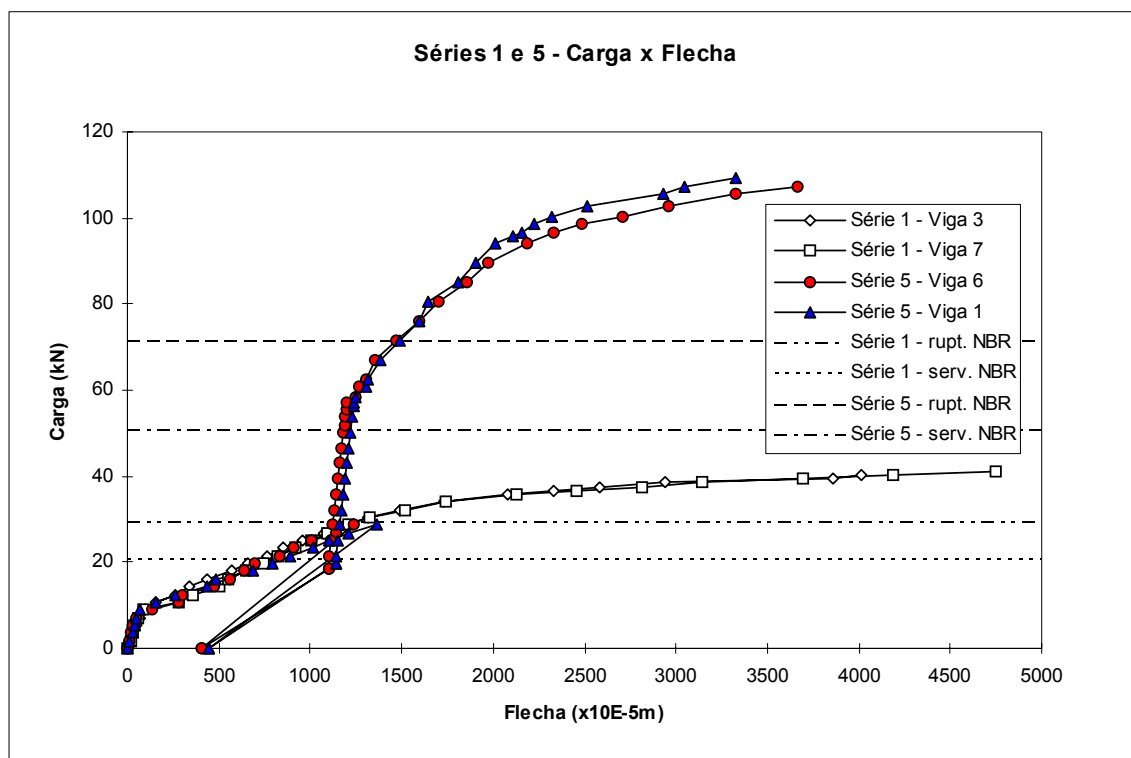


Figura 7-34 - Séries 1 e 5 - Carga x Flecha no Meio do Vão

Nessas figuras, pode-se observar que, tanto em serviço quanto na ruptura, a melhoria de desempenho das vigas após o reforço foi considerável, sendo os ganhos com todos os reforços bastante significativos.

Os ganhos na ruptura e em serviço são mostrados na Tabela 7-5. Para o cálculo do **ganho em serviço** decidiu-se utilizar, para as vigas das séries 2, 3, e 4, as cargas correspondentes à flecha de 9,7 mm (vão/300), e para as da série 5, as correspondentes à flecha de 14,7 mm (vão/200), visto que, nesta série, a flecha no instante do reforço já era, em média, igual a 11,2 mm (vão/259). Os valores foram escolhidos por serem comumente citados em normas técnicas. Para o cálculo do **ganho na ruptura** utilizou-se, obviamente, a carga de ruptura. Essa tabela mostra, ainda, para cada série, os valores médios do fator de ductilidade e da flecha apresentada pelas vigas no instante anterior ao início do ensaio do reforço (ensaio final), e que foi denominada **flecha inicial**.

Tabela 7-5 - Ganhos Obtidos Com os Reforços e Ductilidade Após o Reforço

Série	Flecha Inicial Média (mm)	Carga Média (kN)			Ganho Médio		Fator de Ductilidade
		de Ruptura	p/ Flecha = vão/300	p/ Flecha = vão/200	na Ruptura	em Serviço	
1	0,0	43,0	24,8	31,9	1,00	1,00	-
2	3,5	105,6	65,1	-	2,46	2,63	2,85
3	4,2	100,2	62,3	-	2,33	2,51	2,98
4	4,1	111,9	68,2	-	2,60	2,75	2,16
5	11,2	109,2	-	70,9	2,54	2,22	2,77

Pela Tabela 7-5 observa-se que:

- a série 4 apresentou o maior ganho, tanto na ruptura quanto em serviço;
- a série 3 apresentou o menor ganho na ruptura;
- a série 5 foi a que apresentou o menor ganho em serviço. Isso ocorreu porque as vigas dessa série foram reforçadas sob carga, estando, portanto, já fletidas no momento do reforço;
- os ganhos em serviço foram, em média, 7% maiores do que os ganhos na ruptura, com exceção da série 5 onde ele foi 13% menor;
- o ganho médio obtido com o reforço, considerando as quatro séries reforçadas, tanto em serviço quanto na ruptura, foi igual a 2,5; e
- todas as séries reforçadas apresentaram fator de ductilidade maior que 2. As vigas da série 3 foram as mais dúcteis, e as da série 4 as de menor ductilidade.

Pode-se concluir, portanto, que as vigas reforçadas de todas as séries apresentaram ganhos da mesma ordem tanto na ruptura quanto em serviço. O ganho, nos dois estados, considerando a média de todas as séries reforçadas, foi igual a 2,5. Nas séries 2, 3 e 4, o ganho em serviço foi, em média, 6,8% maior do que o ganho na ruptura. Na série 5, ocorreu o inverso, ficando o ganho em serviço 12,6% menor. Isso ocorreu em função dos deslocamentos já existentes no instante do reforço das vigas dessa série. Foi conseguida, pois, ótima melhoria de desempenho com todos os reforços.

7.7 - Vigas da Série 2 x Vigas da Série 6 (Vigas Reforçadas x Vigas Monolíticas)

7.7.1 - Preâmbulo

Neste item é feita a análise comparativa entre as vigas da série 2 (V4 e V10) e as da série 6 (VR1 e VR2). O estudo visa comparar comportamento e desempenho de vigas reforçadas com os de vigas monolíticas (conforme definição dada no item 3-1), com a mesma seção transversal de concreto e aço.

A intenção inicial ao se confeccionar as vigas da série 6 era obter vigas monolíticas com as mesmas características das reforçadas da série 2. Isso possibilitaria comparação direta de comportamento e desempenho, verificando a influência, sobre os mesmos, dos diferentes procedimentos de concretagem (vigas reforçadas moldadas em duas etapas bem espaçadas e vigas monolíticas numa única etapa). Entretanto, isso foi inviável. Apesar da possibilidade de se utilizar, numa única operação de moldagem, dois tipos de concreto, era impossível manter a diferença de idades, na data de ensaio, dos concretos das vigas reforçadas (concreto das vigas originais com mais de 450 dias e concreto do reforço com 4 dias). Optou-se, então, por utilizar nas vigas da série 6 unicamente o concreto das vigas originais. A diferença entre a resistência à tração dos dois concretos afetaria significativamente a carga de fissuração das duas séries. Em serviço, essa diferença se somaria àquela existente entre os módulos de elasticidade. Entretanto, a carga de ruptura não seria afetada, porque, nesse estágio, só estaria sendo comprimido o concreto das vigas originais, que nas duas séries tinham aproximadamente a mesma idade, conforme pode ser verificado na Tabela 4-6. A dificuldade citada só poderia ser contornada executando-se os ensaios estando os dois concretos já em idades bem avançadas,

quando, então, diferenças de idades de 450 dias já não mais influiriam nas propriedades mecânicas dos mesmos. Entretanto, essa situação de laboratório não corresponderia a situações reais de reforços.

7.7.2 - Análise Comparativa

A Figura 7-35 mostra o gráfico carga versus flecha no meio do vão das vigas das duas séries. Mostra, ainda, apenas para orientação, a carga de ruptura teórica e as de ruptura e serviço pela NBR-6118, iguais para as duas séries.

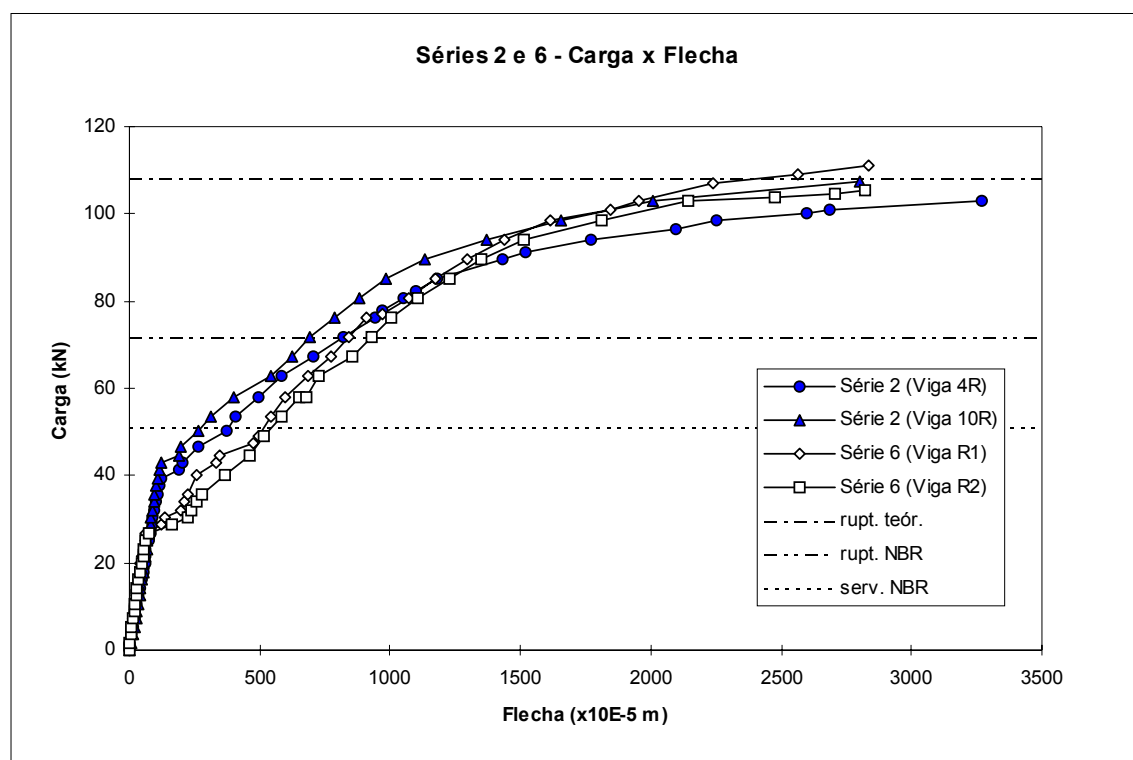


Figura 7-35 - Séries 2 e 6 - Carga x Flecha no Meio do Vão

Pela figura, pode-se observar que as vigas das duas séries tiveram comportamento semelhante. No Estádio I, as vigas tiveram o mesmo

comportamento, exceto com relação à carga de fissuração, que foi maior no caso das vigas da série 2. Após a fissuração, observa-se que as vigas da série 2 perderam rigidez mais rapidamente. Apesar disso, o desempenho final das vigas reforçadas, com relação a flechas, foi melhor.

A Figura 7-36 mostra o gráfico momento versus curvatura no meio do vão das vigas das duas séries. Mostra, ainda, como orientação, o momento equivalente à média das cargas limite do Estádio II, definida no item 7.2.1.2, das quatro vigas (48,8 kN.m).

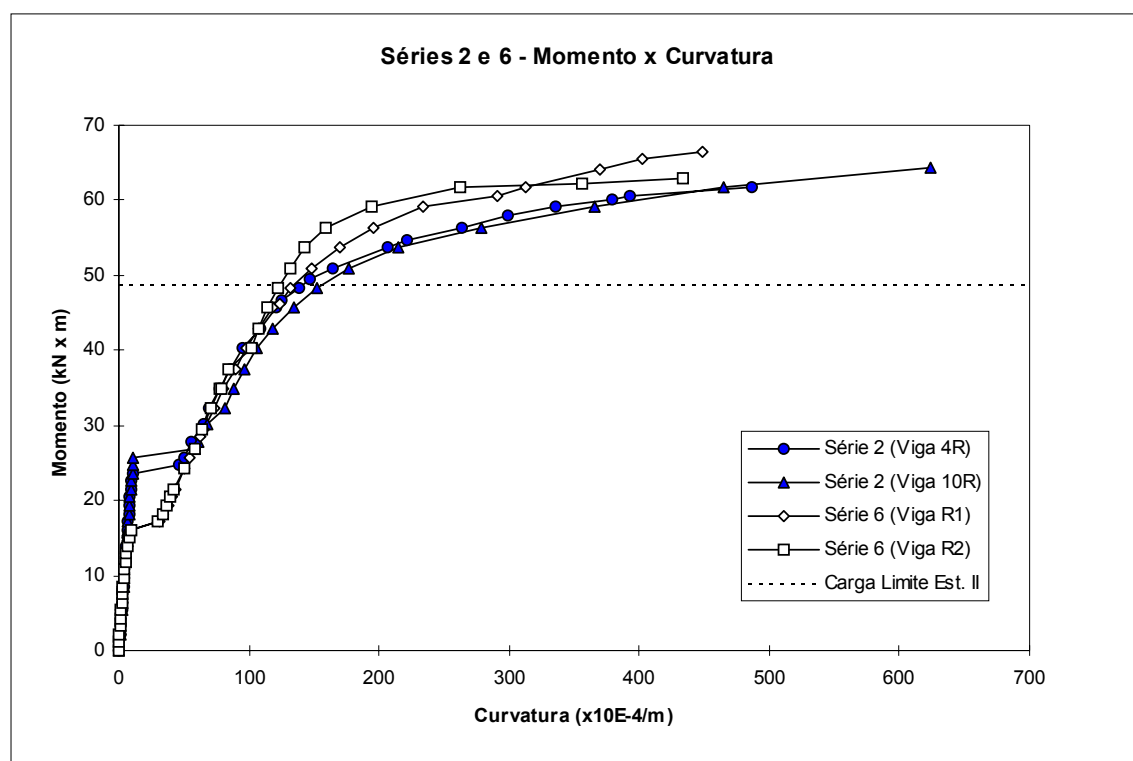


Figura 7-36 - Séries 2 e 6 - Momento x Curvatura no Meio do Vão

Pela figura, vê-se que a evolução da curvatura, nas duas séries, foi semelhante até o momento de 49 kN.m (correspondente a 76% do momento médio de ruptura experimental - 62,2 kN.m), à exceção do trecho entre os momentos de fissuração das duas séries. A partir deste ponto, já na ruptura, as vigas da série 6 apresentaram menores curvaturas.

A Tabela 7-6 resume, para as vigas das duas séries: a carga de fissuração e de ruptura, o espaçamento médio entre fissuras e o fator de ductilidade.

Tabela 7-6 - Grandezas das Duas Séries - Valores Experimentais

GRANDEZAS	SÉRIE 2			SÉRIE 6		
	Viga V4	Viga V10	Média	Viga VR1	Viga VR2	Média
Carga de Fissuração (kN)	41,2	44,7	43,0	28,6	28,6	28,6
Espaçamento Médio das Fissuras (cm)	18,0	19,0	18,5	20,4	15,5	18,0
Carga de Ruptura (kN)	102,9	108,3	105,6	111,0	105,6	108,3
Fator de ductilidade	2,50	3,20	2,85	2,23	2,01	2,12

Pela Tabela 7-6 observa-se que:

- na série 2, a carga média de fissuração foi 50,3% maior do que na série 6. Isto se deu em função da maior resistência à tração do concreto do reforço. Esta constatação contradiz Souza [11] que concluiu que a fissuração da viga reforçada está mais ligada à aderência entre os concretos do que à resistência à tração do concreto do reforço;
- o espaçamento médio entre fissuras foi igual nas duas séries (diferença de 2,8%);
- a carga média de ruptura foi igual nas duas séries (diferença de 2,5%); e
- o fator de ductilidade da série 2 foi 34,4% maior do que o da série 6.

Pela análise acima, pode-se concluir que as vigas das duas séries apresentaram comportamentos semelhantes. As vigas reforçadas apresentaram melhor desempenho em serviço e maior ductilidade. Esse melhor desempenho foi devido à sua fissuração mais tardia, por sua vez, função da maior resistência à tração do concreto do reforço.

CAPÍTULO 8

Conclusões e Recomendações

- 8.1 - Introdução
- 8.2 - Conclusões
- 8.3 - Recomendações
- 8.4 - Sugestões para Pesquisas

8.1 - Introdução

O principal objetivo deste trabalho foi verificar o comportamento, o desempenho e a eficiência do reforço à flexão de vigas de concreto armado. O reforço foi executado através do aumento das seções de concreto e aço, e solicitado a baixa idade, isto é, estando o novo concreto com idade de 4 dias. Foi analisada a influência, sobre o comportamento estrutural das peças reforçadas, de alguns importantes aspectos, a saber: número de estribos que atravessava a interface concreto velho - concreto novo, área de contato entre esses dois concretos que contribuía para a aderência dos mesmos, e condição de solicitação da peça no momento do reforço - reforço sob carga. A melhoria de desempenho conseguida com o reforço foi avaliada. Foi desenvolvida também uma comparação de comportamento e desempenho entre vigas reforçadas e vigas monolíticas com mesmas seções de concreto e aço. Para todas as vigas ensaiadas foi feita análise

comparativa entre resultados experimentais e teóricos. A aplicabilidade dos critérios da NBR-6118 em projetos de reforço foi também avaliada.

8.2 - Conclusões

As conclusões deste capítulo estão intimamente ligadas às características dos experimentos desenvolvidos no trabalho, a saber:

- ◆ as vigas ensaiadas eram isostáticas e bi-apoiadas;
- ◆ todas tinham seção sub-armada;
- ◆ o carregamento aplicado era estático, crescente e de curta duração;
- ◆ a relação altura / vão era de 0,09 para as vigas originais e de 0,12 para as vigas reforçadas e as monolíticas de referência;
- ◆ o reforço foi executado para solicitações de flexão, tendo as vigas originais resistência suficiente para os acréscimos na solicitação de cisalhamento;
- ◆ os acréscimos nas seções de concreto e aço foram feitos na região solicitada por tração; e
- ◆ antes do reforço, as vigas foram submetidas a uma carga correspondente a 66,7% de sua carga de ruptura experimental, ou a 96,7% da carga de ruptura calculada pela NBR-6118, quando as fissuras apresentaram aberturas de até 0,65 mm.

Com base nos dados apresentados no Capítulo 6 e nas análises desenvolvidas no Capítulo 7, chegou-se às seguintes conclusões:

- O método de reforço utilizado foi bastante eficiente, tendo melhorado, consideravelmente, o desempenho das peças reforçadas.

- A melhoria de desempenho foi da mesma ordem, tanto em serviço, quanto na ruptura. A carga de ruptura e a correspondente à flecha igual ao vão/300 foram, nas vigas reforçadas, em média, 2,5 vezes maiores que as das vigas originais (vigas antes do reforço).
- Em nenhuma etapa dos ensaios de flexão das vigas reforçadas, nem da análise dos resultados, foi observado qualquer indício de deslizamento entre a viga original e o reforço.
- Pelos procedimentos adotados no reforço e à luz da conclusão acima, pode-se concluir ainda:
 - Umedecer ou saturar, com água, a superfície do concreto velho que entrará em contato com o concreto novo não é, sempre, medida necessária ou fundamental para promover boa aderência entre os concretos;
 - não é necessário um apicoamento profundo a ponto de expor o agregado graúdo, para se obter boa superfície de aderência entre concreto velho e concreto novo, bastando a retirada da nata superficial de cimento; e
 - o uso de adesivos estruturais nas ligações concreto velho - concreto novo pode ser dispensável.
- O número de estribos que atravessava a interface concreto da viga original - concreto do reforço não influenciou o desempenho das vigas reforçadas. Nas vigas deste trabalho, a área de aderência existente entre os dois concretos foi suficiente para garantir o funcionamento conjunto deles.
- A inclusão de área de aderência nas faces laterais da viga reforçada, em acréscimo à de sua face inferior, não alterou o comportamento conjunto dos dois concretos. Por outro lado, promoveu um melhor desempenho em serviço e na ruptura. Tal melhoria, de qualquer forma, parece não compensar as

dificuldades oriundas do pleno envolvimento da viga pelo concreto de reforço, como, por exemplo, a necessidade de execução de aberturas na laje para a concretagem.

- As flechas das vigas reforçadas sob carga foram maiores do que as das reforçadas sem carregamento aplicado. Entretanto, tal diferença ocorreu em função, exclusivamente, dos deslocamentos já existentes antes do reforço. Desconsiderados tais deslocamentos, as flechas tornavam-se equivalentes. É importante ressaltar que, nas vigas reforçadas sob carga, no instante do reforço, a carga atuante era elevada, correspondendo a 45% da carga de ruptura experimental da viga antes do reforço, ou a 91% de sua carga de serviço pela NBR-6118, e que as fissuras apresentavam aberturas de até 0,45 mm. Nas vigas reforçadas apenas sob o peso próprio, a abertura das fissuras naquele instante eram de até 0,15 mm.
- A carga de ruptura das vigas reforçadas sob carga foi, na média, ligeiramente maior (3%) do que daquelas reforçadas sem carregamento aplicado. A boa performance das vigas reforçadas sob carga ocorreu em função do adequado posicionamento da armadura de flexão do reforço, que atingiu o escoamento antes da ruptura da armadura já existente na viga submetida ao reforço.
- O desempenho em serviço das vigas reforçadas foi melhor do que o das vigas monolíticas. Isso se deveu à fissuração mais tardia das vigas reforçadas, função da maior resistência à tração do concreto de reforço, apesar do módulo de elasticidade desse concreto ser menor (14%) do que o do concreto das vigas monolíticas. Na ruptura, os desempenhos das vigas se equivaleram.
- Neste estudo, a característica do concreto de reforço mais relevante para o bom desempenho em serviço das vigas reforçadas foi a resistência à tração.

- O comportamento e o desempenho das vigas analisadas, reforçadas ou não, tanto em serviço quanto na ruptura, foram bem avaliados pelo cálculo teórico (resistências com valores médios experimentais e sem coeficientes de segurança). A utilização da resistência à tração por compressão diametral no cálculo das cargas teóricas de fissuração foi satisfatória, conduzindo a valores bem próximos dos experimentais.
- O cálculo pelos critérios da NBR-6118 superestimou a carga de fissuração das vigas reforçadas (7%) e das vigas monolíticas (24,5%). Observa-se que foram utilizadas resistências à tração com base em ensaios de compressão diametral, não tendo sido feita a transformação para resistência à tração axial prescrita pela norma.
- No Estádio II, as flechas das vigas reforçadas foram estimadas com segurança pelos critérios da NBR-6118. Os cálculos foram conservadores até uma carga bem superior à de serviço calculada pela norma. Nas vigas monolíticas, o mesmo ocorreu, só que até pouco acima daquela carga. Tal fato se deveu à maior resistência à tração do concreto do reforço, que retardou a fissuração das vigas reforçadas.
- A formulação da NBR-6118 para a estimativa da abertura das fissuras avaliou com boa precisão e segurança os valores medidos nas vigas reforçadas. Entretanto, a mesma formulação subestimou as aberturas das fissuras das vigas monolíticas.
- A carga de ruptura pela NBR-6118 correspondeu, para todas as vigas, em média, a 67% da carga de ruptura experimental, em função dos coeficientes de minoração das resistências dos materiais adotados pela norma.

- Portanto, o comportamento e desempenho **imediatos** de vigas reforçadas através do aumento das seções de concreto e aço da zona tracionada, podem ser previstos pelos critérios da NBR-6118, estando a viga original, no momento do reforço, solicitada ou não. Nos cálculos, pode-se desconsiderar as fissuras já existentes na viga a ser reforçada, e assumir o funcionamento conjunto dos dois concretos envolvidos, desde que a aderência entre eles seja verificada. Entretanto, as deformações e deslocamentos já existentes no momento do reforço devem ser considerados.
- Finalizando, pode-se concluir que é possível solicitar, a baixa idade, vigas reforçadas à flexão, desde que o concreto de reforço seja bem estudado para que apresente, na data de sua solicitação, características físicas compatíveis com as do concreto da peça a ser reforçada, e com os níveis de solicitação a que será submetido.

8.3 - Recomendações

Com base nas observações feitas ao longo da pesquisa, julgam-se necessárias as seguintes recomendações:

- Em projetos de reforço, o concreto a ser utilizado deve ser estudado antes do desenvolvimento dos cálculos, para que sejam adotadas as suas reais características físicas evitando-se, dessa forma, discrepâncias entre o concreto indicado no projeto e o utilizado na obra. No caso de reforço com aumento da seção de concreto na região tracionada, além de valor de módulo de elasticidade próximo do apresentado pelo concreto da viga original, o concreto de reforço deverá apresentar resistência à tração superior à daquele concreto.

- O projeto de reforço deve ser acompanhado de especificação de serviços que contenha descrição criteriosa dos procedimentos para obtenção do concreto a ser utilizado, incluindo a sequência de introdução dos materiais na betoneira e os tempos de mistura. Os procedimentos de lançamento, adensamento e cura do concreto devem, ser incluídos.
- O acréscimo da seção de concreto não deve ser de espessura muito pequena, para que possa ser melhor aproveitada a capacidade de resistência das armaduras. A posição relativa entre as armaduras de flexão da viga original e do reforço deve ser determinada com esse objetivo.
- Nos projetos de reforço, deve ser verificada a influência do aumento da rigidez da peça reforçada no comportamento global da estrutura ou no de suas demais partes.
- Até que se tenha resultados experimentais referentes ao comportamento e desempenho desse tipo de reforço sob cargas cíclicas e de longa duração, recomenda-se projetar estribos ou pinos que atravessem a interface dos concretos, e utilizar a maior área de contato possível entre os concretos velho e novo.
- Considerando o grande número de obras de reforço executadas e o relativo pequeno número de trabalhos publicados sobre o assunto, recomenda-se que engenheiros projetistas e construtores divulguem os resultados de seus trabalhos, independentemente do nível de sucesso alcançado, ou mesmo de fracasso. Tal comportamento contribuirá de forma significativa e inestimável para o desenvolvimento da área de recuperação e reforço de estruturas.

8.4 - Sugestões para Pesquisas

Em função das observações, estudos e análises feitas ao longo do trabalho, fazem-se as seguintes sugestões para pesquisas ou estudos:

- O comportamento e o desempenho do tipo de reforço adotado neste trabalho devem ser verificados sob a atuação de cargas cíclicas e de longa duração.
- Deve ser estudada a influência da resistência à tração do concreto de reforço no desempenho de vigas reforçadas como as deste trabalho.
- Deve ser verificada a influência, sobre o desempenho do reforço, da variação da taxa de armadura de flexão das vigas a serem reforçadas.
- O comportamento e o desempenho de reforço com aumento da área de concreto na região de compressão devem ser estudados para solicitações a baixas idades.
- Deve-se pesquisar o reforço ao cisalhamento a baixas idades, incluindo carregamentos cíclicos e de longa duração.
- A aderência concreto velho-concreto novo deve ser estudada no intuito de se determinar métodos de ensaio de laboratório e de campo, que permitam avaliá-la no controle de execução de reforços.

Referências Bibliográficas

- [1] Construção São Paulo, nº 2277, setembro 30/91, p. 4-21.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR-6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - Procedimento”, Novembro 1980, 76 p.
- [3] Clímaco, J. C. T. de S., “Uma Análise Crítica dos Métodos de Avaliação de Aderência e do Uso de Agentes Adesivos no Reparo de Estruturas de Concreto”, Anais da XXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 11 a 15 Novembro 1991, Porto Alegre, Brasil, Vol. V, p. 337 - 348.
- [4] Ferreira, O. P. e Silva, L. F., “O Uso de Superplastificante na Obtenção de Concretos Fluidos”, Anais da 30^a Reunião Anual do Ibracon, Agosto 1988, p. 636 - 650.
- [5] Eyre, J.R., “The Engineering Significance of Results from the Slant Shear Test”, 30^a Reunião Anual do Ibracon, Agosto 1988, p.230 - 241.
- [6] Flor J. M., “Propriedades Mecânicas do Concreto de Alta Resistência à Baixas Idades”, Dissertação de Mestrado, DEES, EE-UFMG, Outubro 1994, 147p.
- [7] Ferrari, A. de A., “Propriedades Mecânicas do Concreto de Elevado Desempenho Fabricado com Diversos Materiais”, Dissertação de Mestrado, DEES, EE-UFMG, Dezembro 1995, 175p.

- [8] Trikha, D.N., Jain, S.C., e Hali, S. K., “Repair and Strengthening of Damaged Concrete Beams”, *Concrete International*, June 1991, Vol. 13 No. 6, p. 53 - 59.
- [9] Liew, S. C., e Cheong, H. K., “Flexural Behavior of Jacketed RC Beams”, *Concrete International*, December 1991, Vol. 19 No. 12, p. 43 - 47.
- [10] Alexandre, A. L. C., Caravello, F., Reis, M. S. C., e Correia, S. B., “Comprovação Experimental do Comportamento Resistente de Vigas de Concreto Armado com Reforço Estrutural”, Relatório Técnico, Faculdade de Engenharia da UERJ, 1988, 99 p.
- [11] Souza, R. H. F. de, “Análise do Comportamento de Vigas de Betão Armado Reforçadas à Flexão e ao Esforço Transverso”, Tese de Doutorado, Universidade Técnica de Lisboa. Julho de 1990, 277 p.
- [12] Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR-5739 - Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto - Método de Ensaio”, Novembro 1980, 3 p.
- [13] Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR-8522 - Concreto - Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão-Deformação - Método de Ensaio”, Maio 1984, 9p.
- [14] Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR-7222 - Argamassa e Concretos - Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos de Prova Cilíndricos - Método de Ensaio”, Janeiro 1983, 3p.

- [15] Associação Brasileira de Normas Técnicas, “NBR-7480 - Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado - Especificação”, julho 1985, 15p.
- [16] American Society Testing and Materials, “C882-91 - Standard Test Method for Bond Strength of Epoxi-Resin Systems Used with Concrete by Slant Shear”, 1991, 3p.
- [17] American Society Testing and Materials, “C1042-91 - Standard Test Method for Bond Strength of Latex Systems Used with Concrete by Slant Shear”, 1991, 2p.

APÊNDICE A

Resultados Experimentais - Leituras dos Ensaio Iniciais e Finais

Tabela A-1 - Legenda

SÍMBOLO	LEITURA
P	carga aplicada pelo macaco hidráulico
AVP	deformação do Aço da V iga original - barra P osterior (*)
AVA	deformação do Aço da V iga original - barra A nterior
CSP	deformação do C oncreto da face S uperior - ponto P osterior
CSA	deformação do C oncreto da face S uperior - ponto A nterior
CLP	deformação do C oncreto da face L ateral P osterior
CLA	deformação do C oncreto da face L ateral A nterior
ARP	deformação do Aço do R eforço - barra P osterior
ARA	deformação do Aço do R eforço - barra A nterior
ARC	deformação do Aço do R eforço - barra C entral
RC1	Flecha no meio do vão
RC2	Flecha a 1/4 do vão

(*) Deformações: + compressão
 - tração

Tabela A-3 - Série 1 - Viga 7 - Ensaio Único

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	-	-	0	0
	1,79	-23	-23	21	21	14	12	-	-	15	11
	3,58	-41	-41	36	38	26	22	-	-	28	20
	5,37	-61	-60	52	53	37	33	-	-	40	29
	7,16	-81	-87	73	74	50	46	-	-	56	41
1ª Fissura	8,95	-635	-665	93	97	54	45	-	-	87	62
	10,74	-914	-870	100	104	56	50	-	-	282	201
	12,53	-1023	-965	114	120	65	62	-	-	355	254
	14,32	-1273	-1196	137	146	78	77	-	-	505	320
	16,11	-1371	-1286	146	156	84	82	-	-	547	350
	17,90	-1551	-1448	162	175	93	93	-	-	647	429
	19,69	-1737	-1628	174	190	100	103	-	-	747	491
	21,48	-1908	-1789	192	209	110	112	-	-	820	542
	23,27	-2103	-1990	207	229	118	123	-	-	922	670
	25,06	-2298	-2193	224	246	126	123	-	-	1004	686
	26,85	-2484	-2382	240	264	135	141	-	-	1089	744
	28,64	-2711	-2624	258	286	143	153	-	-	1206	820
	30,43	-2979	-2919	276	309	150	162	-	-	1325	899
	32,22	-3409	-3409	312	357	159	174	-	-	1522	1024
	34,01	-3878	-3989	361	423	160	182	-	-	1745	1162
	35,80	-4522	-4753	466	551	160	181	-	-	2125	1387
	36,69	-	-	547	642	155	172	-	-	2452	1584
	37,59	-	-	645	751	147	150	-	-	2813	1792
	38,48	-	-	741	854	139	126	-	-	3140	1981
	39,38	-	-	895	1010	115	67	-	-	3690	2295
	40,27	-	-	1000	1106	106	28	-	-	4185	2581
	41,17	-	-	1082	1178	105	0	-	-	4751	2922
	42,06	-	-	-	1194	147	25	-	-	-	3368
Ruptura	42,96	-	-	-	-	193	102	-	-	-	3785

Tabela A-4 - Série 2 - Viga 4 - Ensaio Inicial

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	-	-	0	0
	1,79	-17	-18	19	19	12	12	-	-	24	17
	3,58	-30	-33	35	36	21	23	-	-	47	34
	5,37	-46	-45	48	50	30	34	-	-	69	49
	7,16	-57	-60	61	66	39	43	-	-	97	68
	8,95	-86	-80	79	86	50	58	-	-	133	91
	10,74	-113	-102	99	110	62	70	-	-	171	118
1a Fissura	12,53	-698	-433	140	170	66	72	-	-	262	169
	12,71	-1023	-875	195	203	73	59	-	-	333	211
	14,32	-1146	-1016	218	227	79	66	-	-	381	240
	16,11	-1295	-1187	247	256	87	69	-	-	481	298
	17,90	-1440	-1330	273	282	94	76	-	-	583	383
	19,69	-1588	-1500	305	314	101	82	-	-	657	472
	21,48	-1776	-1679	337	346	110	90	-	-	736	481
	23,27	-1962	-1881	376	385	117	95	-	-	862	558
	25,06	-2184	-2100	419	429	126	104	-	-	965	623
	26,85	-2484	-2366	476	483	131	110	-	-	1109	720
	28,64	-2747	-2616	534	540	132	114	-	-	1239	801
	0,00	-788	-774	86	76	-	-	-	-	330	222

Tabela A-5 - Série 2 - Viga 4 - Ensaio Final

OBSERVAÇÕES	P (kN)	AVP (x10E-6)	AVA (x10E-6)	CSP (x10E-6)	CSA (x10E-6)	CLP (x10E-6)	CLA (x10E-6)	ARP (x10E-6)	ARA (x10E-6)	RC1 (x10E-5m)	RC2 (x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3,58	0	0	17	17	11	13	-10	-7	6	8
	7,16	0	0	34	35	23	24	-19	-14	17	16
	10,74	0	0	55	56	36	38	-27	-20	29	25
	14,32	0	0	73	74	48	50	-35	-29	40	33
	17,90	0	0	92	95	62	63	-43	-40	52	42
	21,48	0	0	111	116	75	77	-52	-47	61	51
	25,06	0	0	130	137	89	90	-61	-57	73	60
	28,64	-5	0	153	159	103	103	-70	-65	85	69
	32,22	-4	0	171	179	117	116	-81	-73	97	78
	35,80	-4	0	191	200	132	132	-90	-85	109	86
	37,59	-4	0	200	210	139	137	-95	-92	115	91
	39,38	-10	0	211	223	146	147	-103	-95	121	95
1a Fissura	41,17	-283	-448	303	300	169	165	-1038	-1257	189	134
	42,96	-312	-477	320	317	178	175	-1118	-1338	204	143
	46,53	-414	-552	353	342	199	186	-1254	-1492	266	176
	50,11	-773	-863	436	420	230	200	-1507	-1659	371	238
	53,69	-851	-924	471	455	247	216	-1604	-1779	406	260
	58,17	-976	-1041	524	502	271	236	-1750	-2009	497	318
	62,64	-1117	-1167	576	552	298	254	-1915	-2236	581	374
	67,12	-1307	-1330	636	615	329	279	-2148	-2518	705	443
	71,59	-1522	-1515	704	689	359	305	-2450	-2868	823	523
	76,07	-1708	-1683	768	756	387	327	-2761	-3218	941	617
Flecha=9,7mm	77,86	-1770	-1737	792	781	398	336	-2868	-3334	970	637
	80,54	-1946	-1892	846	840	420	354	-3218	-3713	1053	690
	82,33	-2033	-1964	882	877	433	364	-3431	-3947	1100	719
	85,02	-2146	-2068	943	936	456	377	-3888	-4433	1181	775
	89,49	-2387	-2293	1090	1090	495	408	-4977	-5648	1434	924
	91,28	-2470	-2362	1139	1147	506	418	-5366	-6114	1522	976
	93,96	-2670	-2560	1269	1284	536	440	-6387	-7407	1770	1025
	96,65	-2914	-2774	1376	1402	558	457	-7271	-8486	2097	1257
	98,44	-3220	-3041	1493	1535	580	476	-8195	-9595	2255	1405
	100,23	-3580	-3410	1616	1678	607	495	-9303	-10936	2597	1700
	101,12	-3730	-3560	1648	1720	617	502	-9643	-11344	2689	1755
Ruptura	102,91	-4290	-4600	-	1849	688	539	-12112	-14163	3268	2086

Tabela A-6 - Série 2 - Viga 10 - Ensaio Inicial

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	-	-	0	0
	1,79	-15	-15	11	12	9	9	-	-	12	10
	3,58	-33	-32	25	26	18	18	-	-	24	21
	5,37	-50	-50	43	41	30	32	-	-	37	31
	7,16	-67	-68	57	57	40	44	-	-	52	43
	8,95	-83	-84	71	68	50	54	-	-	63	53
	10,74	-103	-105	89	85	62	68	-	-	79	65
1a Fissura =13,42 kN	12,53	-124	-128	106	100	72	81	-	-	94	76
	14,32	-1350	-1844	363	327	-	54	-	-	419	255
	16,11	-1515	-2024	397	356	-	62	-	-	464	282
	17,90	-1725	-2235	433	391	-	66	-	-	635	405
	19,69	-1916	-2462	478	430	-	80	-	-	707	453
	21,48	-2095	-2685	514	467	-	84	-	-	778	496
	23,27	-2257	-2896	548	498	-	84	-	-	848	540
	25,06	-2607	-3260	600	549	-	86	-	-	945	604
	26,85	-2850	-3590	639	582	-	-	-	-	1086	746
	28,64	-3240	-4160	696	638	-	-	-	-	1206	824
	0,00	-983	-1532	120	117	-	-	-	-	370	260

Tabela A-8 - Série 3 - Viga 2 - Ensaio Inicial

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	-	-	0	0
	1,79	-20	-18	20	19	12	12	-	-	15	10
	3,58	-40	-26	37	36	22	20	-	-	27	19
	5,37	-63	-39	59	54	34	30	-	-	41	30
	7,16	-90	-65	78	75	47	41	-	-	56	42
1a Fissura	8,95	-135	-89	107	103	60	54	-	-	73	54
	10,74	-980	-652	188	200	47	43	-	-	272	175
	12,53	-1070	-724	207	220	50	50	-	-	302	193
	14,32	-1249	-874	236	244	50	55	-	-	448	291
	16,11	-1482	-1007	272	269	62	62	-	-	574	364
	17,90	-1688	-1168	308	296	70	69	-	-	673	425
	19,69	-1910	-1367	348	324	78	77	-	-	787	521
	21,48	-2175	-1658	395	352	85	78	-	-	878	581
	23,27	-2469	-1946	458	394	90	82	-	-	983	650
	25,06	-2753	-2205	522	435	88	84	-	-	1076	712
	26,85	-3085	-2460	608	492	75	88	-	-	1223	833
	28,64	-3545	-2765	720	580	50	88	-	-	1365	922
	0,00	-1189	-864	137	97	-	-	-	-	440	298

Tabela A-9 - Série 3 - Viga 2 - Ensaio Final

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1,79	0	0	6	7	7	2	-6	-6	4	2
	3,58	0	0	18	20	14	9	-12	-8	9	7
	7,16	0	0	45	42	28	18	-20	-20	20	15
	10,74	-3	0	70	64	40	28	-30	-26	29	24
	14,32	-5	0	97	86	53	40	-41	-40	41	31
	17,90	-6	0	122	109	65	50	-51	-46	51	39
	21,48	-7	0	150	132	78	61	-60	-59	62	47
	25,06	-13	-2	174	155	90	74	-72	-66	72	56
	28,64	-16	-5	200	177	104	84	-83	-79	82	64
	32,22	-26	-6	224	200	119	98	-95	-87	92	72
	35,80	-30	-7	252	226	135	112	-105	-100	103	82
	37,59	-35	-7	265	239	143	120	-111	-103	108	85
	39,38	-35	-9	279	250	148	126	-118	-112	113	90
	41,17	-39	-11	292	263	148	133	-122	-116	119	95
	42,96	-43	-12	306	276	160	141	-130	-118	124	98
1a Fissura	44,75	-498	-290	402	381	139	171	-801	-450	195	137
2a Fissura	46,53	-710	-487	487	456	166	200	-1104	-621	239	163
	50,11	-870	-630	529	493	180	217	-1301	-816	284	189
	51,90	-900	-666	548	509	186	222	-1369	-879	296	197
	53,69	-1020	-833	578	530	200	233	-1478	-1000	345	231
	58,17	-1185	-958	630	577	219	253	-1721	-1222	437	292
	62,64	-1410	-1132	718	649	252	280	-2012	-1592	580	372
	67,12	-1570	-1268	789	708	280	305	-2226	-1913	647	411
	71,59	-1780	-1436	863	770	267	328	-2508	-2236	768	508
	76,07	-2005	-1684	962	835	308	344	-2839	-2770	860	566
	80,54	-2270	-1913	1057	912	343	374	-3257	-3276	955	626
	85,02	-2690	-2260	1176	1018	389	413	-3937	-3986	1087	706
	89,49	-3290	-2710	1297	1134	417	451	-4899	-4870	1255	819
	93,96	-4500	-3300	1697	1508	471	552	-8107	-7816	1615	1028
	96,65	-4830	-3620	2040	1870	493	605	-11548	-11296	1980	1237
	97,54	-4930	-	2149	1983	510	633	-12462	-12151	2113	1314
	99,33	-	-	2296	-	540	694	-14183	-13648	2344	1444
Ruptura	100,23	-	-	2455	-	584	735	-15913	-15184	-	1553

Tabela A-10 - Série 3 - Viga 9 - Ensaio Inicial

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	-	-	0	0
	1,79	-20	-20	17	17	10	10	-	-	15	9
	3,58	-40	-36	33	33	26	21	-	-	28	19
	5,37	-55	-51	50	50	37	30	-	-	41	29
	7,16	-75	-70	68	66	50	44	-	-	56	39
	8,95	-96	-90	88	84	63	54	-	-	72	51
	10,74	-140	-113	110	105	79	66	-	-	90	63
1a Fissura	12,53	-1393	-1025	105	126	54	55	-	-	320	197
	14,32	-1559	-1158	120	140	64	64	-	-	418	280
	16,11	-1754	-1317	134	161	72	71	-	-	552	357
	17,90	-1927	-1453	151	176	84	80	-	-	611	395
	19,69	-2133	-1615	171	192	96	87	-	-	682	439
	21,48	-2405	-1830	192	214	112	96	-	-	775	501
	23,27	-2607	-1973	210	230	123	102	-	-	838	543
	25,06	-2898	-2174	233	256	139	109	-	-	966	658
	26,85	-3248	-2390	257	280	155	114	-	-	1068	727
	28,64	-3672	-2615	277	300	168	118	-	-	1222	822
	0,00	-1213	-760	-	0	-	-	-	-	390	264

Tabela A-11 - Série 3 - Viga 9 - Ensaio Final

OBSERVAÇÕES	P (kN)	AVP (x10E-6)	AVA (x10E-6)	CSP (x10E-6)	CSA (x10E-6)	CLP (x10E-6)	CLA (x10E-6)	ARP (x10E-6)	ARA (x10E-6)	RC1 (x10E-5m)	RC2 (x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1,79	0	0	8	10	8	10	-6	-5	7	2
	3,58	0	0	16	17	13	16	-10	-10	12	6
	7,16	-4	-2	37	37	28	30	-19	-21	24	15
	10,74	-6	-4	60	60	44	44	-29	-25	36	24
	14,32	-7	-6	81	80	59	57	-41	-45	48	32
	17,90	-12	-8	100	100	73	70	-51	-49	59	41
	21,48	-12	-10	125	124	90	84	-63	-69	72	50
	25,06	-16	-12	146	144	104	97	-74	-68	84	58
	28,64	-20	-15	170	166	120	111	-87	-88	96	67
	32,22	-25	-17	190	188	137	127	-97	-97	108	76
	35,80	-28	-20	212	210	153	141	-111	-111	120	86
	37,59	-30	-25	224	222	161	149	-119	-117	127	92
	39,38	-34	-26	238	235	171	157	-127	-126	134	97
	41,17	-40	-32	254	250	183	167	-145	-151	142	102
1a. Fissura (0,15mm) ^(*)	42,96	-446	-393	337	339	220	204	-1481	-1462	206	138
(0,20mm)	46,53	-570	-518	365	365	240	216	-1721	-1754	232	155
(0,35mm)	50,11	-750	-755	414	415	263	247	-1971	-2236	283	185
2a Fissura (0,30mm)	51,90	-933	-894	440	430	278	256	-2019	-2343	345	223
	53,69	-980	-932	456	446	290	264	-2100	-2401	362	233
	58,17	-1143	-1089	495	485	310	292	-2323	-2673	467	300
(0,35mm)	62,64	-1316	-1246	541	534	336	317	-2595	-3052	567	358
	67,12	-1500	-1417	592	583	360	344	-2936	-3529	664	423
	71,59	-1715	-1642	660	642	392	366	-3383	-4199	767	500
(0,60mm)	76,07	-1968	-1933	742	710	424	391	-3947	-5123	874	566
	80,54	-2258	-2356	836	787	460	411	-4617	-6260	993	639
(1,00 mm)	85,02	-2766	-2970	944	873	504	430	-5594	-7864	1130	720
	89,49	-3760	-3910	1096	992	564	444	-7193	-10397	1366	877
(2,00 mm)	93,96	-5220	-5140	1278	1160	624	458	-9974	-13891	1675	1053
	96,65	-	-	1425	1295	668	469	-11743	-16287	1935	1202
	97,54	-	-	1595	1475	727	485	-13852	-18650	2308	1412
	98,44	-	-	1625	1561	728	492	-15106	-	2482	1508
Ruptura	100,23	-	-	1683	-	-	-	-18013	-	2914	1741

^(*) As aberturas indicadas se referem à 1a fissura.

Tabela A-12 - Série 4 - Viga 5 - Ensaio Inicial

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	-	-	0	0
	1,79	-21	-18	14	17	10	10	-	-	15	8
	3,58	-34	-34	27	30	21	24	-	-	25	17
	5,37	-53	-54	43	47	32	32	-	-	38	26
	7,16	-70	-73	57	63	44	43	-	-	52	35
1a Fissura	8,95	-821	-786	93	109	39	52	-	-	136	81
	10,74	-1146	-1094	112	126	46	57	-	-	270	172
	12,53	-1406	-1298	127	143	53	66	-	-	382	238
	14,32	-1610	-1462	142	160	59	73	-	-	435	270
	16,11	-1889	-1684	158	184	65	83	-	-	580	366
	17,90	-2106	-1855	179	208	74	90	-	-	649	413
	19,69	-2326	-2031	201	233	80	99	-	-	723	461
	21,48	-2544	-2209	221	258	85	105	-	-	813	520
	23,27	-2761	-2382	245	285	90	109	-	-	886	564
	25,06	-3011	-2551	272	320	99	113	-	-	998	660
	26,85	-3270	-2720	303	356	103	116	-	-	1186	720
	28,64	-3670	-2952	352	415	109	121	-	-	1226	799
	0,00	-1242	-776	37	54	-	-	-	-	393	248

Tabela A-13 - Série 4 - Viga 5 - Ensaio Final

OBSERVAÇÕES	P (kN)	AVP (x10E-6)	AVA (x10E-6)	CSP (x10E-6)	CSA (x10E-6)	CLP (x10E-6)	CLA (x10E-6)	ARP (x10E-6)	ARA (x10E-6)	ARC (x10E-6)	RC1 (x10E-5m)	RC2 (x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	(*)	(*)	0	0	0	0	0
	3,58	0	-5	10	11	-	-	-12	-17	-10	6	3
	7,16	-7	-10	24	26	-	-	-21	-27	-19	12	9
	10,74	-8	-12	39	40	-	-	-35	-39	-30	24	17
	14,32	-13	-15	50	50	-	-	-41	-43	-39	30	22
	17,90	-14	-20	63	64	-	-	-52	-58	-49	39	28
	21,48	-20	-22	74	75	-	-	-65	-62	-58	47	34
	25,06	-26	-28	91	89	-	-	-80	-77	-73	59	42
	28,64	-30	-30	105	104	-	-	-88	-88	-80	66	48
	32,22	-33	-34	118	117	-	-	-100	-97	-92	79	54
	35,80	-40	-40	133	132	-	-	-114	-109	-102	83	60
	39,38	-45	-45	148	149	-	-	-124	-122	-113	92	66
	41,17	-50	-54	159	158	-	-	-133	-124	-119	99	71
1a Fissura	42,96	-172	-195	247	252	-	-	-377	-311	-389	138	92
	46,53	-308	-318	294	303	-	-	-552	-476	-552	186	119
	50,11	-418	-424	339	352	-	-	-923	-773	-767	222	140
	53,69	-541	-546	375	390	-	-	-1137	-1009	-955	291	187
	58,17	-852	-840	446	469	-	-	-1404	-1285	-1209	382	240
	62,64	-992	-998	494	516	-	-	-1568	-1429	-1371	449	289
	67,12	-1120	-1130	547	569	-	-	-1759	-1619	-1536	512	327
	71,59	-1274	-1286	600	620	-	-	-1944	-1808	-1695	599	378
	76,07	-1416	-1432	644	666	-	-	-2139	-2022	-1847	666	418
	80,54	-1604	-1620	701	725	-	-	-2362	-2255	-2029	750	470
	85,02	-1820	-1830	767	794	-	-	-2615	-2508	-2250	874	551
	89,49	-2000	-1995	832	867	-	-	-2887	-2770	-2469	961	604
	93,96	-2244	-2212	941	988	-	-	-3519	-3295	-3052	1131	703
	98,44	-2570	-2450	1095	1176	-	-	-4831	-4462	-4851	1391	870
	102,91	-3110	-2690	1250	1371	-	-	-6445	-6056	-6834	1839	1141
	107,39	-3800	-3010	1416	1567	-	-	-8389	-8098	-9099	2344	1438
	108,28	-	-3210	1496	1664	-	-	-9701	-9332	-10654	2625	1602
Ruptura	111,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(*) Extensômetro com defeito.

Tabela A-14 - Série 4 - Viga 8 - Ensaio Inicial

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	-	-	0	0
	1,79	-25	-24	18	24	14	5	-	-	19	7
	3,58	-46	-44	34	42	27	16	-	-	32	16
	5,37	-65	-65	52	60	38	26	-	-	47	28
	7,16	-92	-90	70	79	51	37	-	-	63	38
1a Fissura	8,95	-789	-526	90	115	33	40	-	-	199	108
	10,74	-1130	-890	110	127	40	44	-	-	363	224
	12,53	-1340	-1092	129	140	48	44	-	-	434	271
	14,32	-1516	-1274	146	155	58	52	-	-	496	308
	16,11	-1730	-1481	168	174	67	56	-	-	572	355
	17,90	-1965	-1714	192	194	76	63	-	-	693	465
	19,69	-2208	-1956	220	216	88	63	-	-	832	550
	21,48	-2453	-2190	249	239	99	71	-	-	918	607
	23,27	-2679	-2391	275	261	108	73	-	-	992	659
	25,06	-2994	-2649	308	290	116	82	-	-	1090	722
	26,85	-3403	-2946	346	325	125	84	-	-	1198	791
	28,64	-3950	-3307	393	366	132	89	-	-	1313	868
	0,00	-1424	-1100	32	26	-	-	-	-	419	266

Tabela A-15 - Série 4 - Viga 8 - Ensaio Final

OBSERVAÇÕES	P (kN)	AVP (x10E-6)	AVA (x10E-6)	CSP (x10E-6)	CSA (x10E-6)	CLP (x10E-6)	CLA (x10E-6)	ARA (x10E-6)	ARC (x10E-6)	RC1 (x10E-5m)	RC2 (x10E-5m)
	0,00	0	(*)	0	0	0	0	0	0	0	0
	3,58	-2	-	14	12	8	7	-7	-3	9	5
	7,16	-7	-	26	24	20	17	-10	-12	17	12
	10,74	-10	-	40	34	24	22	-19	-19	26	19
	14,32	-11	-	55	49	30	28	-29	-29	36	27
	17,90	-17	-	69	60	42	38	-37	-39	44	34
	21,48	-18	-	85	75	58	46	-49	-51	53	42
	25,06	-21	-	100	90	66	53	-56	-61	63	49
	28,64	-24	-	118	106	80	62	-73	-72	74	58
	32,22	-30	-	134	118	90	68	-78	-86	83	65
	35,80	-33	-	153	135	103	76	-96	-97	95	73
	39,38	-42	-	170	148	115	90	-105	-110	106	82
	41,17	-45	-	179	157	122	94	-113	-118	111	86
1a Fissura	42,96	-407	-	296	254	175	117	-484	-516	163	115
	46,53	-475	-	326	278	190	126	-601	-642	180	126
	50,11	-584	-	365	314	214	138	-704	-772	237	165
	53,69	-675	-	395	342	222	150	-821	-887	264	183
	58,17	-1008	-	513	479	274	215	-1167	-1217	447	295
	62,64	-1115	-	557	519	295	226	-1288	-1327	500	333
	67,12	-1279	-	609	565	317	242	-1437	-1472	565	376
	71,59	-1450	-	667	612	344	263	-1623	-1617	639	420
	76,07	-1665	-	732	637	370	287	-1841	-1787	722	471
	80,54	-1890	-	805	661	400	310	-2032	-1930	810	527
	85,02	-2154	-	888	707	430	333	-2284	-2080	950	633
	89,49	-2438	-	999	828	460	370	-2615	-	1080	715
	93,96	-2880	-	1153	961	500	400	-3150	-	1261	828
	98,44	-3470	-	1316	1187	532	427	-4413	-	1470	956
	102,91	-4510	-	1560	1390	577	465	-6805	-	1830	1170
	107,39	-	-	1775	1608	600	496	-9400	-	2248	1418
	109,18	-	-	1878	1712	625	528	-11383	-	2528	1588
	110,07	-	-	2084	1796	662	582	-14717	-	-	-
Ruptura	111,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(*) Extensômetro com defeito.

Tabela A-16 - Série 5 - Viga 1 - Ensaio Inicial

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	-	-	0	0
	1,79	-10	-14	12	13	9	10	-	-	13	9
	3,58	-27	-30	29	28	19	22	-	-	26	20
	5,37	-39	-42	44	40	30	30	-	-	40	30
	7,16	-56	-59	60	55	40	43	-	-	53	40
	8,95	-67	-78	74	70	49	50	-	-	67	50
1a Fissura (0,20mm) ^(*)	10,74	-658	-389	121	130	55	58	-	-	156	98
2a Fissura (0,25mm)	12,53	-988	-805	152	143	66	57	-	-	262	161
3a e 4a Fiss. (0,30mm)	14,32	-1150	-990	174	162	76	64	-	-	435	269
(0,35mm)	16,11	-1276	-1097	190	179	82	74	-	-	487	300
5a e 6a Fiss. (0,40mm)	17,90	-1462	-1278	208	199	91	80	-	-	683	431
7a e 8a Fiss. (0,45mm)	19,69	-1631	-1438	224	215	99	91	-	-	797	534
	21,48	-1821	-1659	247	237	109	95	-	-	894	600
(0,50mm)	23,27	-2046	-1894	272	262	120	107	-	-	1011	675
(0,55mm)	25,06	-2209	-2067	293	280	128	108	-	-	1099	732
(0,60mm)	26,85	-2430	-2262	320	304	137	117	-	-	1209	804
(0,65mm)	28,64	-2684	-2473	355	335	145	120	-	-	1363	920
(0,15mm)	0,00	-824	-818	24	7	-	-	-	-	443	300

(*) As aberturas indicadas se referem à 1a fissura.

Tabela A-16a - Série 5 - Procedimentos de Reforço

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	-	-	0	0
	19,87	-1441	-1264	261	329	160	122	-	-	696	-

Tabela A-17 - Série 5 - Viga 1 - Ensaio Final

OBSERVAÇÕES	P (kN)	AVP (x10E-6)	AVA (x10E-6)	CSP (x10E-6)	CSA (x10E-6)	CLP (x10E-6)	CLA (x10E-6)	ARP (x10E-6)	ARA (x10E-6)	RC1 (x10E-5m)	RC2 (x10E-5m)
	19,87	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	21,48	0	0	9	9	5	4	-4	-7	4	1
	25,06	-1	-7	31	28	16	16	-14	-14	12	6
	28,64	-1	-8	50	49	27	29	-23	-28	21	13
	32,22	0	-8	71	70	39	42	-31	-33	29	19
	35,80	0	-12	92	96	53	58	-41	-48	38	26
	39,38	0	-13	114	116	66	71	-49	-53	48	33
	42,96	0	-14	133	138	76	83	-62	-72	58	40
	46,53	0	-17	156	160	89	98	-72	-78	68	47
	50,11	-2	-17	181	184	122	114	-78	-96	79	55
	53,69	-5	-17	200	209	135	128	-89	-104	88	62
	56,38	-6	-19	220	229	146	140	-100	-114	97	68
	57,27	-6	-18	226	235	150	146	-105	-121	101	70
	58,17	-6	-19	240	245	156	151	-110	-130	104	73
1a Fissura (0,15mm) (*)	60,85	-390	-404	326	316	198	161	-1315	-1343	162	103
(0,20mm)	62,64	-440	-462	343	330	207	170	-1433	-1476	176	111
2a Fissura (0,25mm)	67,12	-595	-650	386	369	233	188	-1717	-1767	245	158
3a Fissura (0,30mm)	71,59	-761	-805	421	406	254	207	-1914	-1955	348	216
4a Fissura (0,40mm)	76,07	-964	-1020	457	463	263	240	-2081	-2230	455	290
5a Fissura (0,45mm)	80,54	-1059	-1122	503	500	288	252	-2287	-2485	506	329
(0,45mm)	85,02	-1190	-1247	580	539	337	253	-2601	-2817	673	432
(0,50mm)	89,49	-1302	-1325	648	593	372	262	-2925	-3297	770	490
(0,55mm)	93,96	-1412	-1413	720	651	402	274	-3248	-3896	873	553
	95,75	-1495	-1472	776	698	419	280	-3543	-4514	973	612
	96,65	-1544	-1531	802	713	429	285	-3631	-4760	1013	637
(0,70mm)	98,44	-1625	-1609	836	746	443	293	-3818	-5221	1083	677
	100,23	-1724	-1717	886	791	459	298	-4063	-5947	1185	737
(1,00mm)	102,91	-1897	-1914	965	871	482	307	-5093	-7517	1375	848
	105,60	-2296	-	1041	985	505	315	-8891	-10167	1790	1031
	107,39	-2620	-	1079	1063	520	321	-10491	-11737	1912	1160
Ruptura	109,18	-3101	-	1106	1126	533	337	-12768	-13897	2192	1320

(*) As aberturas indicadas se referem à 1a fissura.

Tabela A-18 - Série 5 - Viga 6 - Ensaio Inicial

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	-	-	0	0
	1,79	-16	-19	17	20	13	13	-	-	7	9
	3,58	-30	-35	30	31	22	22	-	-	19	19
	5,37	-48	-54	44	47	35	35	-	-	33	28
	7,16	-69	-79	61	64	47	48	-	-	47	39
1a Fissura	8,95	-135	-254	72	74	54	55	-	-	133	96
	10,74	-228	-392	89	90	65	65	-	-	278	126
	12,53	-372	-569	102	102	73	75	-	-	300	194
	14,32	-919	-1115	148	160	76	75	-	-	473	320
	16,11	-1082	-1252	158	179	82	79	-	-	563	376
	17,90	-1277	-1428	176	197	91	81	-	-	635	421
	19,69	-1439	-1565	194	216	99	89	-	-	696	460
	21,48	-1697	-1793	210	242	107	96	-	-	829	539
	23,27	-1933	-2003	228	267	113	106	-	-	907	593
	25,06	-2173	-2223	244	293	117	115	-	-	1002	651
	26,85	-2423	-2464	265	327	124	125	-	-	1138	763
	28,64	-2648	-2688	285	359	126	132	-	-	1236	824
	0,00	-862	-818	4	37	-	-	-	-	407	268

Tabela A-18a - Série 5 - Viga 6 - Procedimento de Reforço

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	-	-	0	0
	18,35	-1385	-1343	260	228	106	91	-	-	-	-

Tabela A-19 - Série 5 - Viga 6 - Ensaio Final

OBSERVAÇÕES	P (kN)	AVP (x10E-6)	AVA (x10E-6)	CSP (x10E-6)	CSA (x10E-6)	CLP (x10E-6)	CLA (x10E-6)	ARP (x10E-6)	ARA (x10E-6)	RC1 (x10E-5m)	RC2 (x10E-5m)
	18,35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	21,48	-2	-1	18	17	12	12	-8	-9	4	3
	25,06	-5	-6	37	36	25	24	-18	-15	11	10
	28,64	-6	-6	55	54	37	37	-26	-30	20	16
	32,22	-8	-9	76	74	51	50	-37	-37	30	22
	35,80	-6	-9	98	97	62	62	-46	-51	39	30
	39,38	-11	-12	117	115	77	78	-57	-58	49	37
	42,96	-9	-14	140	136	91	92	-65	-73	59	44
	46,53	-13	-17	160	157	106	107	-77	-80	69	51
	50,11	-15	-21	181	177	119	121	-87	-91	77	58
	51,90	-15	-23	191	189	127	128	-95	-98	85	62
	53,69	-16	-24	205	199	136	139	-100	-106	90	66
	55,48	-18	-26	215	212	143	145	-106	-111	94	71
	57,27	-20	-27	229	224	151	152	-113	-120	100	74
1a Fissura	58,17	-299	-268	276	276	161	163	-406	-441	148	99
	60,85	-341	-316	300	297	178	172	-483	-546	162	108
	62,64	-583	-536	354	365	194	191	-1304	-1336	199	128
	67,12	-747	-672	401	410	221	211	-1616	-1590	250	155
	71,59	-1175	-1034	464	497	239	261	-2079	-1864	367	233
	76,07	-1385	-1194	519	560	261	300	-2387	-2127	494	304
	80,54	-1610	-1454	581	616	293	320	-2775	-2516	603	387
	85,02	-1915	-1804	662	684	328	344	-3337	-3089	750	475
	89,49	-2385	-2239	787	773	353	370	-4300	-4100	870	549
	93,96	-3255	-3064	930	912	372	406	-6176	-6064	1085	674
	96,65	-3845	-	1030	1008	382	426	-7546	-7435	1227	756
	98,44	-4525	-	1145	1120	383	445	-8985	-8893	1386	849
	100,23	-5105	-	1281	1268	377	468	-10725	-10633	1606	986
	102,91	-	-	1438	1459	356	482	-12864	-12762	1856	1127
	105,60	-	-	1621	1718	313	488	-15605	-15649	2220	1334
	107,39	-	-	1735	1869	312	523	-17024	-17224	2562	1528
Ruptura	109,18	-	-	-	-	-	-	-18638	-18827	-	-

Tabela A-20 - Série 6 - Viga R1 - Ensaio Único

OBSERVAÇÕES	P	AVP	AVA	CSP	CSA	CLP	CLA	ARP	ARA	RC1	RC2
	(kN)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-6)	(x10E-5m)	(x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3,58	-2	-2	10	12	12	10	-11	-13	5	6
	7,16	-6	-9	24	25	25	20	-19	-23	13	13
	10,74	-12	-14	38	41	39	30	-32	-37	22	19
	14,32	-15	-23	52	53	56	42	-43	-55	31	26
	17,90	-13	-31	67	68	70	54	-58	-73	39	34
	21,48	-23	-35	85	85	87	65	-75	-100	49	42
	25,06	-27	-49	104	104	107	77	-94	-133	58	49
1a Fissura (0,20mm) (*)	28,64	-554	-603	223	253	160	132	-702	-746	123	87
	30,43	-600	-660	243	273	168	140	-781	-822	134	94
2a Fissura (0,30mm)	32,22	-670	-732	266	302	184	157	-908	-933	198	130
	34,01	-694	-760	274	315	190	164	-963	-982	207	136
	35,80	-760	-820	291	336	200	175	-1049	-1058	222	145
(0,35mm)	40,27	-868	-938	328	381	221	195	-1232	-1230	255	166
3a Fissura (0,40mm)	42,96	-952	-1016	346	400	231	206	-1341	-1340	329	217
	44,75	-1005	-1067	365	423	240	217	-1432	-1433	348	229
4a e 5a Fiss. (0,50mm)	47,43	-1085	-1143	389	448	252	227	-1568	-1560	477	307
	49,22	-1126	-1179	399	465	263	240	-1626	-1617	495	329
(0,55mm)	53,69	-1233	-1294	436	507	284	260	-1814	-1812	543	360
(0,60mm)	58,17	-1394	-1422	477	558	308	288	-2025	-2006	596	394
(0,60mm)	62,64	-1562	-1568	527	616	334	319	-2285	-2238	686	449
(0,75mm)	67,12	-1706	-1688	569	667	358	344	-2488	-2430	776	534
	71,59	-1854	-1834	621	721	384	370	-2729	-2652	839	572
(0,8mm)	76,07	-2041	-1991	677	784	412	401	-3006	-2919	909	624
	76,96	-2135	-2076	704	809	423	412	-3168	-3061	972	673
	80,54	-2258	-2187	750	860	447	440	-3372	-3273	1074	732
(1,00mm)	85,02	-2525	-2415	833	946	486	479	-3806	-3715	1171	792
	89,49	-2890	-2691	934	1054	529	528	-4388	-4299	1293	869
	93,96	-3303	-2970	1047	1174	576	573	-5019	-5029	1435	955
	98,44	-3821	-3303	1188	1320	622	624	-5980	-6226	1615	1065
	101,12	-4575	-3697	1346	1474	671	656	-7306	-8144	1843	1198
	102,91	-4950	-3914	1410	1540	690	667	-7572	-9120	1955	1279
	106,94	-6054	-4555	1574	1716	739	700	-8479	-11467	2237	1445
	109,18	-7562	-5610	1709	1892	809	716	-	-12443	2562	1635
	110,97	-9249	-6823	1840	2080	880	760	-	-13942	2836	1795

(*) As aberturas indicadas se referem à 1a fissura.

Tabela A-21 - Série 6 - Viga R2 - Ensaio Único

OBSERVAÇÕES	P (kN)	AVP (x10E-6)	AVA (x10E-6)	CSP (x10E-6)	CSA (x10E-6)	CLP (x10E-6)	CLA (x10E-6)	ARP (x10E-6)	ARA (x10E-6)	RC1 (x10E-5m)	RC2 (x10E-5m)
	0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3,58	-4	-4	12	13	10	9	-5	-5	5	4
	7,16	-11	-10	30	28	24	21	-16	-20	14	10
	10,74	-14	-12	48	46	40	37	-25	-30	22	17
	14,32	-20	-18	64	59	52	49	-35	-38	30	22
	17,90	-30	-26	88	80	67	64	-49	-61	40	30
	19,69	-35	-32	99	86	75	70	-59	-69	46	34
	21,48	-38	-36	109	97	85	83	-67	-81	51	37
	23,27	-43	-41	123	109	94	91	-73	-99	56	42
	25,06	-49	-53	142	125	108	105	-89	-118	64	48
	26,85	-58	-61	158	140	118	118	-97	-158	72	53
1a e 2a Fiss. (0,10mm) ^(*)	28,64	-291	-407	298	259	183	179	-552	-730	165	104
3a Fissura	30,43	-361	-486	329	283	198	187	-638	-846	223	148
(0,20mm)	32,22	-398	-525	349	300	207	198	-704	-913	239	159
	34,01	-456	-583	374	326	215	214	-761	-995	258	170
(0,25mm)	35,80	-506	-634	400	347	224	225	-828	-1085	277	183
4a Fissura (0,30mm)	40,27	-643	-770	467	412	242	268	-1000	-1281	367	235
5a Fissura (0,35mm)	44,75	-771	-908	524	473	251	307	-1134	-1489	461	311
	49,22	-908	-1018	575	520	269	339	-1252	-1613	516	347
	53,69	-1037	-1120	628	569	289	366	-1400	-1767	583	390
	58,17	-1193	-1236	681	617	310	400	-1542	-1942	653	433
	58,17	-1241	-1292	704	638	316	411	-1584	-2014	680	451
(0,45mm)	62,64	-1361	-1369	744	673	336	435	-1685	-2131	729	481
6a a 9a Fiss. (0,50mm)	67,12	-1601	-1617	820	750	364	470	-2149	-2580	855	572
	71,59	-1711	-1716	864	793	388	499	-2279	-2731	932	622
	76,07	-1783	-1825	916	842	414	529	-2406	-2919	1005	670
	80,54	-2002	-2006	980	903	440	566	-2573	-3119	1107	737
10a Fissura	85,02	-2212	-2231	1062	981	472	608	-2768	-3412	1225	817
	89,49	-2490	-2500	1156	1072	500	659	-2988	-3678	1352	899
(0,60mm)	93,96	-2780	-2836	1278	1189	526	709	-3313	-4092	1512	1001
	98,44	-3416	-3489	1507	1404	565	786	-3974	-5211	1812	1183
	102,91	-4181	-4476	1780	1620	604	856	-	-7321	2142	1376
	103,81	-5521	-5965	2028	-	630	934	-	-10382	2477	1572
	104,70	-7178	-7444	2145	-	695	940	-	-12936	2705	1703
	105,60	-7484	-8302	2170	-	750	937	-	-	2825	1776

(*) As aberturas indicadas se referem à 1a fissura.

APÊNDICE B

Resultados Teóricos e pelos Critérios da NBR - 6118 - Estádios I e II

Tabela B-1 - Resultados Teóricos e pelos Critérios da NBR-6118 - Estádios I e II

Vigas	Estádio I				Estádio II		
	Prof. LN (cm)	Prof. LN (*) (cm)	Mom. Inércia (cm ⁴)	Flecha (cm)	Prof. LN (cm)	Mom. Inércia (cm ⁴)	Flecha (cm)
Série 1	12,61	10,36	26.929	0,005164 P	4,00	3.521	0,039498 P
Séries 2 e 3	19,07	12,03	85.092	0,001634 P	6,33	10.622	0,013093 P
Série 4	18,05	14,7	93.610	0,001486 P	6,27	10.631	0,013082 P
Série 5	19,07	12,03	85.092	0,001634 P	6,33	10.622	0,013093 P
Série 6	19,66	16,18	90.764	0,001532 P	6,33	10.622	0,013093 P

P = carga aplicada pelo macaco hidráulico (kN)

(*) Valores obtidos no cálculo do momento de fissuração pela NBR-6118.

Tabela B-2 - Abertura de Fissuras pela NBR-6118

Vigas	Abertura de Fissuras pela NBR-6118	
	W ₁	W ₂
Série 3	$1,59 \times 10^{-4} \text{ M}$	$3,24 \times 10^{-8} \text{ M}^2$
Série 5	$1,59 \times 10^{-4} \text{ M}^{(*)}$	$3,24 \times 10^{-8} \text{ M}^2^{(*)}$
Série 6	$1,59 \times 10^{-4} \text{ M}$	$4,06 \times 10^{-8} \text{ M}^2$

M = momento fletor no meio do vão (kN.cm).

(*) Do valor de M deve ser descontado o momento fletor atuante no início do reforço.

APÊNDICE C

Peso Próprio das Vigas e Peso do Concreto do Reforço

Tabela C-1 - Flechas e Curvaturas Devidas ao Peso Próprio e ao Peso do Concreto do Reforço
Valores Teóricos

CARREGAMENTO	Vigas Originais - Séries 1 a 5				Vigas Monolíticas de Referência - Série 6			
	Estádio I		Estádio II		Estádio I		Estádio II	
	Flecha	Curvatura	Flecha	Curvatura	Flecha	Curvatura	Flecha	Curvatura
	(m)	(m ⁻¹)	(m)	(m ⁻¹)	(m)	(m ⁻¹)	(m)	(m ⁻¹)
Peso Proprio da Viga	12x10 ⁻⁵	1,4x10 ⁻⁴	93x10 ⁻⁵	10,7x10 ⁻⁴	6x10 ⁻⁵	0,7x10 ⁻⁴	54x10 ⁻⁵	6x10 ⁻⁴
Peso do Concreto do Reforço das Séries 2, 3 e 5	-	-	71x10 ⁻⁵	8,1x10 ⁻⁴	-	-	-	-
Peso do Concreto do Reforço da Série 4	-	-	105x10 ⁻⁵	11,9x10 ⁻⁴	-	-	-	-

Tabela C-2 - Flechas e Curvaturas Devidas ao Peso Próprio e ao Peso do Concreto do Reforço
Valores Experimentais

CARREGAMENTO	Vigas Originais - Séries 1 a 5				Vigas Monolíticas de Referência - Série 6			
	Estádio I		Estádio II		Estádio I		Estádio II	
	Flecha	Curvatura	Flecha	Curvatura	Flecha	Curvatura	Flecha	Curvatura
	(m)	(m ⁻¹)	(m)	(m ⁻¹)	(m)	(m ⁻¹)	(m)	(m ⁻¹)
Peso Proprio da Viga	-	1,5x10 ⁻⁴	-	-	-	0,8x10 ⁻⁶	-	-
Peso do Concreto do Reforço das Séries 2, 3 e 5	-	-	29x10 ⁻⁵	5x10 ⁻⁴	-	-	-	-