

**MÉTODOS EXPERIMENTAIS PARA DETERMINAÇÃO DE  
PROPRIEDADES DO CONCRETO BASEADOS NA MECÂNICA DA  
FRATURA**

**Paulo de Castro Guetti**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**

**ESCOLA DE ENGENHARIA**

**CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

**"MÉTODOS EXPERIMENTAIS PARA DETERMINAÇÃO DE  
PROPRIEDADES DO CONCRETO BASEADOS NA MECÂNICA DA  
FRATURA"**

Paulo de Castro Guetti

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. Dr. Gabriel de Oliveira Ribeiro  
DEES - UFMG - (Orientador)

---

Prof. Dr. Edgar Vladimiro Mantilla Carrasco  
DEES - UFMG (Co-orientador)

---

Prof. Dr. Roque Luiz da Silva Pitangueira  
DEES – UFMG

Belo Horizonte, 31 de agosto de 2006

Aos meus pais, Silvano Elio Guetti e Maria do Carmo de Castro Guetti, pelo apoio incondicional em todas as etapas e projetos de minha vida, mesmo nas idéias mais mirabolantes, como fazer mestrado.

## **Agradecimentos**

A Deus que esta acima de todas as coisas e pessoas que amamos.

A Rita Carolina, pelo amor, carinho e compreensão, estando sempre ao meu lado, mesmo nas horas mais difíceis.

Aos meus irmãos (Igor e Alessandra) que mesmo à distância nunca deixaram de me apoiar e incentivar, não permitindo que o desânimo superasse a força de vontade.

Ao amigo “patinho feio” (Leo Dias) por todo apoio nos momentos difíceis.

Aos colegas de curso, Igor, Leonardo, Cláudio, Rodrigo, Nelson, Junior entre outros, que sempre se mantiveram juntos em todas as intermináveis horas de estudos e de trabalhos no laboratório.

As “meninas” do departamento, Lucíola, Inês, Patrícia, Fátima e Renata que sempre apoiaram nos bastidores, indicando como tornar as coisas mais fáceis. Em especial a tia Fátima que sempre interrompia as reuniões com o Prof. Gabriel.

Ao Prof. Gabriel, quem me orientou com muita dedicação, confiança, paciência e sabedoria.

Aos laboratoristas Geraldo, que mostrou uma grande dedicação ao projeto, nunca desanimando, mesmo durante as intermináveis horas de concretagem, e Frederico, que sempre esteve disposto a ajudar.

Ao departamento de Minas por ter cedido o laboratório e o suporte técnico para o corte das vigas, em especial ao Prof. Evandro, e aos laboratoristas Cleber, Ricardo e Leonardo.

Aos engenheiros Carlos Junior de Resende e Fabrícia Ferreira Passos da LAFARGE pela amizade, paciência e apoio em todos os momentos.

A LAFARGE pelo apoio no desenvolvimento do projeto.

Aos professores do departamento de estruturas pelos conhecimentos e ensinamentos transmitidos.

A todos aqueles que diretamente ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

Aos amigos de Brasília, que ainda me incentivam a voltar para a terrinha boa.

Aos órgãos financiadores, CAPES, CNPq e FAPEMIG pelo apoio ao desenvolvimento deste trabalho.

“O tempo passa para todos, por isso aproveite o seu tempo para acumular o máximo de conhecimento possível, pois é a única coisa que levarás desta vida.”

Antônio Cabral

## Resumo

A Mecânica da Fratura é uma ferramenta de grande potencial na previsão do comportamento do concreto, permitindo uma caracterização mais realista deste material, principalmente quando se pretende levar em consideração o fenômeno do amolecimento (*strain softening*) do concreto na análise, desta forma, a implementação de seus fundamentos é o próximo estágio de evolução no processo de dimensionamento de peças estruturais de concreto. O objetivo principal deste trabalho é apropriar e difundir novas metodologias propostas pelo RILEM para a caracterização do concreto através da Mecânica da Fratura, especialmente a determinação da energia de fraturamento, que é a mais importante característica do processo de fratura de um material, considerando diferentes classes de resistência à compressão, utilizando concretos, cimentos e agregados rotineiramente usados no Brasil. Foram ensaiadas vigas de concreto com entalhe na seção média, simplesmente apoiadas, com carga concentrada no meio do vão, visando a determinação da energia de fraturamento. Três categorias de resistência de concreto distintas foram adotadas, tendo sido dosadas visando à obtenção dos seguintes valores de resistência característica à compressão: 25 MPa, 40 MPa e 60 MPa. Foram implementados e experimentados três métodos distintos propostos pelo comitê RILEM, quais sejam, 50-FMC, TC 89-FMT e a TC 89-FMT, que considera o efeito de escala; baseados nos trabalhos de HILLERBORG (1986), JENQ e SHAH (1985) e BAZANT et al (1987), respectivamente. Os resultados dos ensaios são representados pelas curvas carga-flecha e carga –CMOD (deslocamento de abertura relativo das faces da trinca medido na parte interior da viga), com base nos métodos 50-FMC, 89-FMT que considera o efeito de tamanho e 89-FMT, respectivamente. Os métodos 50-FMC e 89-FMT apresentaram a tendência de aumentar a energia de fratura juntamente com o incremento de resistência à compressão, ao mesmo tempo em que o concreto tornava-se relativamente mais frágil. De outra forma, no método 89-FMT (baseado no efeito de tamanho), os valores da energia de fraturamento diminuíram com o aumento da resistência à compressão.

Palavras chaves: Mecânica da Fratura, Energia de fraturamento, material parcialmente-frágil, RILEM.

## Abstract

Fracture Mechanics is a valuable tool towards the simulation concrete behavior, allowing a more realistic characterization of this material, in this way are now good reasons to believe that introduction of Fracture Mechanics into the design of concrete structures might be the next revolution. The main objective of this work is to appropriate and to spread out to structural engineering community new methodologies for the concrete characterization based on Fracture Mechanics concepts, mainly the experimental determination of the fracture energy, the most important fracture characteristic of the material, of different compressive strength concretes, made of routinely Brazilian concrete, cements and aggregates. Several beams have been tested to the determination of the fracture energy, for three categories of concrete strength that had been dosed to obtain the following characteristic strength values: 25 MPa, 40 MPa and 60 MPa. The specimens have notches at the middle sections and have been tested with concentrated loads at mid-span, simply supported at the ends (three-point bend beam test). Three draft RILEM recommendations had been implemented and tested. These recommendations are: 50-FMC, TC 89-FMT and the TC 89-FMT, that it considers the scale effect; and they are based in work developed by HILLERBORG (1986), JENQ and SHAH (1985) and BAZANT et al (1987), respectively. The test results are represented by the load-displacement curves in the case 50-FMC, 89-FMT (based on size effect), while the other 89-FMT results are represented by load-CMOD (crack mouth opening displacement) curve. The fracture energy values have presented different trends among the tested recommendations. The 50-FMC and the 89-FMT methods have shown the trend of increasing fracture energy so long as of the compressive strength increases and at the same time the concrete tends to become relatively more fragile. On the other side, the 89-FMT (based on size effect) method has shown decreasing fracture energy values with increasing compressive strength.

Key words: Mechanics of Fracture, fracture energy, material, quasibrittle, RILEM.

## Sumário

Lista de figuras	xi
Lista de tabelas	xvi
Lista de Símbolos	xvii
1 Introdução	1
1.1 - Considerações Preliminares.....	1
1.2 - Justificativa do Estudo.....	7
1.3 - Objetivo do Estudo .....	8
1.4 - Apresentação do Trabalho.....	9
2 Revisão Bibliográfica	10
2.1 - Introdução.....	10
2.2 - Mecânica da Fratura .....	11
2.3 - Mecânica da Fratura no Concreto.....	25
2.3.1 - Modelos de Fratura do Concreto	29
2.3.1.1 - Modelo da Trinca Fictícia de Hillerborg	30
2.3.1.2 - Modelo dos Dois Parâmetros de Fratura de Jenq e Shah	32
2.3.1.3 - Modelo do Efeito de Escala de Bazant e Kazemi	35
3 Metodologia	39
3.1 - Introdução.....	39
3.2 - Método 1 (50-FMC) .....	41
3.3 - Método 2 ( TC 89-FMT) .....	44
3.4 - Método 3 (TC 89-FMT) .....	49
3.5 - Índice de Fragilidade (Brittleness Number) .....	54
4 Estudos Experimentais	57
4.1 - Introdução.....	57
4.2 - Corpos-de-prova .....	58
4.2.1 - Dimensões das Vigas	58
4.2.2 - Entalhe das Vigas	61
4.2.3 - Fômas	62
4.2.4 - Nomenclatura	63
4.2.5 - Corpos-de-Prova Cilíndricos	64

4.3 - Concretagem.....	65
4.3.1 - Materiais e Dosagem	65
4.3.2 - Procedimentos	66
4.4 - Ensaios.....	72
4.4.1 - Procedimentos	72
4.4.2 - Estabilidade do Ensaio	80
4.4.3 - Equipamentos	81
5 Resultados Experimentais e Análises	83
5.1 - Introdução.....	83
5.2 - Caracterização do Concreto.....	84
5.3 - Caracterização do Concreto com Base na Mecânica da Fratura .....	90
5.3.1 - Método 1	90
5.3.2 - Método 2	95
5.3.3 - Método 3	102
5.3.3.1 - Efeito de Escala	115
5.3.4 - Comparação Entre os Métodos	120
5.3.5 - Fenômenos Observados Durante os Ensaios	128
5.3.6 - Estabilidade dos Ensaios	130
5.3.7 - Índice de Fragilidade	134
6 Conclusões	136
7 Referências Bibliográficas	141
8 Anexos	145
8.1 - Anexo A.....	145
8.2 - Anexo B.....	147

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Estruturas de concreto sujeitas ao processo de fissuração	3
Figura 2.1	Modos de sollicitação	11
Figura 2.2	Modo I de ruptura, viga sollicitada a flexão simples	12
Figura 2.3	Campo de tensões na ponta de uma trinca	12
Figura 2.4	Chapas fissuradas: a) trinca de bordo b) trinca no centro	13
Figura 2.5	Chapa sollicitada com fissura de comprimento a	15
Figura 2.6	Chapas fissuradas: a) Chapa engastada b) Chapa sollicitada	16
Figura 2.7	Diagrama carga-deformação obtido por Griffith	16
Figura 2.8	Comportamento à tração uniaxial de diferentes materiais	18
Figura 2.9	Regiões de comportamento distinto à frente da fissura: a) frágil b) dúctil c) parcialmente frágil	19
Figura 2.10	Zona plástica na ponta da trinca em uma chapa de material dúctil	20
Figura 2.11	Estimativa da Zona plástica	21
Figura 2.12	Modelo de Dugdale para o cálculo da zona plástica	22
Figura 2.13	Medida da deformação plástica na ponta da trinca (CTOD)	23
Figura 2.14	COD e CTOD em uma fissura	24
Figura 2.15	Mecanismos da Zona de Processo de Fratura	28
Figura 2.16	Ensaio realizado por Hillerborge: a) chapa de concreto tracionada b) curva tensão-deformação	30
Figura 2.17	a) Propriedades de deformação do material fora da ZPF b) Deformações absolutas dentro da ZPF	31
Figura 2.18	Zona coesiva na ponta da trinca	32
Figura 2.19	Início da propagação da trinca	33
Figura 2.20	a) curva carga-CMOD b) modelo da trinca elástica equivalente	34
Figura 2.21	Lei do efeito de escala	35
Figura 2.22	Ilustra o domínio de cada uma das teorias	38
Figura 3.1	Corpo-de-prova para ensaio à flexão em três pontos	40
Figura 3.2	Diagrama carga x deslocamento	42
Figura 3.3	Diagrama carga x deslocamento considerando o peso próprio	43
Figura 3.4	Relação entre CMOD e CTOD	45

Figura 3.5	Gráfico carga-CMOD	45
Figura 3.6	Esquema de ensaio e medição do CMOD	46
Figura 3.7	Reta tangente $C_i$ e reta $C_u$ na curva carga-CMOD	47
Figura 3.8	Reta de regressão linear	51
Figura 3.9	Dispersão dos resultados	52
Figura 4.1	Dimensão das vigas: a) Método 1 b) Método 2 c) Método 3, viga M31 d) Método 3, viga M32 e) Método 3, viga M33	60
Figura 4.2	Processo de corte das vigas: a) disco de 3,5mm de espessura b) disco de 2 mm de espessura	61
Figura 4.3	Vigas após o corte do entalhe: a) vigas do Método 1 b) vigas do Método 2	62
Figura 4.4	Fôrmas metálicas, utilizadas na modelagem das vigas: a) fôrmas dos Métodos 1 e 2 b) fôrmas do Método 3	63
Figura 4.5	Corpos-de-prova cilíndricos	64
Figura 4.6	Controle da uniformidade das concretagens das séries: a) aplicação dos golpes no ensaio de tronco de cone b) medida do slump do concreto A c) fôrma de cone sendo retirada do concreto C d) espalhamento do concreto C	68
Figura 4.7	Ar (circulado em preto) saindo após vibração dos corpos-de-prova	69
Figura 4.8	Modelagem de corpos-de-prova cilíndricos	69
Figura 4.9	Concreto tipo C: a) após a sua mistura na betoneira b) sendo modelado	70
Figura 4.10	Exemplar da série 3, apresentando segregação: a) vista lateral da viga b) vista da parte inferior da viga	70
Figura 4.11	Processo inicial de cura a) e b) viga com tecido sendo embalada c) vigas já embaladas d) vigas sendo cobertas por uma lona plástica	71
Figura 4.12	Processo de cura, vigas submersas em água: a) vigas do concreto tipo C b) vigas de concreto tipo A	71
Figura 4.13	Ensaio de compressão uniaxial	72
Figura 4.14	Ensaio de módulo de elasticidade	73
Figura 4.15	Ensaio de compressão diametral: a) vista lateral do corpo-de-prova durante ensaio b) vista frontal do corpo-de-prova após a ruptura	74

Figura 4.16 Ajuste do vão livre das vigas: viga do Método 3, vão de 143 mm	
b) viga do Método 1, vão de 800 mm	74
Figura 4.17 Transdutores de deslocamento: a) transdutor sobre a travessa em detalhe b) transdutores sendo instalados	75
Figura 4.18 Viga do Método 1 sendo ensaiada: a) viga durante o ensaio	
b) detalhe da propagação da trinca durante o ensaio	76
Figura 4.19 Vigas do Método 3 sendo ensaiada: a) viga M31 sendo ensaiada	
b) viga M32 durante ensaio c) viga M33 sendo ensaiada, utilização de um suporte de madeira d) viga M33 no momento da ruptura	77
Figura 4.20 Ensaio do Método 2 a) Detalhe do clip gauge b) Propagação da trinca, indicado pela seta c) Instalação simétrica dos cliques gauges d) Proteção de madeira	78
Figura 4.21 Máquina universal, EMIC DL 300.000	82
Figura 4.22 Máquina universal, EMIC PC200: a) Sistema servo controlado b) Prensa hidráulica da PC200	82
Figura 5.1 Rugosidade excessiva observada na superfície de alguns corpos-de-prova: a) superfície rugosa b) Detalhe da rugosidade na superfície	85
Figura 5.2 Segregação ocorrida em alguns exemplares do concreto tipo C	85
Figura 5.3 Curva carga-deslocamento dos ensaios das séries S1 e S2, concreto A	91
Figura 5.4 Curva carga-deslocamento dos ensaios das séries S5 e S6, concreto B	92
Figura 5.5 Curva carga-deslocamento dos ensaios das séries S3 e S4, concreto C	93
Figura 5.6 Curva carga-deslocamento das médias dos três tipos de concreto	95
Figura 5.7 Curva carga-CMOD das vigas da série S1 do concreto A	96
Figura 5.8 Curva carga-CMOD das vigas da série S2 do concreto A	97
Figura 5.9 Curva carga-CMOD das vigas da série S5 do concreto B	98
Figura 5.10 Curva carga-CMOD das vigas da série S6 do concreto	99
Figura 5.11 Curva carga-CMOD das vigas da série S3 do concreto C	100
Figura 5.12 Curva carga-CMOD das vigas da série S4 do concreto C	100
Figura 5.13 Correção dos valores lidos pelo clip gauge	102
Figura 5.14 Curva média dos ensaios das vigas da série S1, concreto A	103
Figura 5.15 Curva média dos ensaios das vigas da série S2, concreto A	104
Figura 5.16 Curva média dos ensaios das vigas da série S5, concreto B	105

Figura 5.17	Curva média dos ensaios das vigas da série S6, concreto B	106
Figura 5.18	Curva média dos ensaios das vigas da série S3, concreto C	107
Figura 5.19	Curva média dos ensaios das vigas da série S4, concreto C	107
Figura 5.20	Dispersão dos resultados dos ensaios das vigas da série S1, concreto A	109
Figura 5.21	Dispersão dos resultados dos ensaios das vigas da série S2, concreto A	109
Figura 5.22	Dispersão dos resultados dos ensaios das vigas da série S5, concreto B	110
Figura 5.23	Dispersão dos resultados dos ensaios das vigas da série S6, concreto B	111
Figura 5.24	Dispersão dos resultados dos ensaios das vigas da série S3, concreto C	111
Figura 5.25	Dispersão dos resultados dos ensaios das vigas da série S4, concreto C	112
Figura 5.26	Curva de efeito de escala das vigas da série S1, concreto tipo A	116
Figura 5.27	Curva de efeito de escala das vigas da série S2, concreto tipo A	117
Figura 5.28	Curva de efeito de escala das vigas da série S5, concreto tipo B	117
Figura 5.29	Curva de efeito de escala das vigas da série S6, concreto tipo B	118
Figura 5.30	Curva de efeito de escala das vigas da série S3, concreto tipo C	119
Figura 5.31	Curva de efeito de escala das vigas da série S4, concreto tipo C	119
Figura 5.32	Curva energia de fraturamento versus resistência à compressão	121
Figura 5.33	Curva energia de fraturamento versus resistência à tração	122
Figura 5.34	Curva energia de fraturamento versus módulo de elasticidade	123
Figura 5.35	Comparação dos resultados da energia de fratura em função da resistência à compressão	124
Figura 5.36	Comparação dos resultados da energia de fratura em função do módulo de elasticidade	125
Figura 5.37	Energia de fratura pelo Método 1 versus resistência à compressão	126
Figura 5.38	Superfície da viga M2 após a sua ruptura, concreto tipo A	128
Figura 5.39	Superfície da viga M31 após a sua ruptura, concreto tipo B	129
Figura 5.40	Superfície da viga M32 após a sua ruptura, concreto tipo C	129

Figura 5.41	Análise da estabilidade dos ensaios das vigas M31 das séries S3 e S4, concreto tipo C	131
Figura 5.42	Análise da estabilidade dos ensaios das vigas M32 das série S3 e S4, concreto tipo C	131
Figura 5.43	Análise da estabilidade dos ensaios das vigas M33 das séries S3 e S4, concreto tipo C	132
Figura 5.44	Superfície de fraturamento	133
Figura 5.45	Índice de fragilidade proposto por Bazant e Kazemi	135

## LISTA DE TABELAS

TABELA 4.1	Dosagem dos materiais, calculada pela empresa LAFARG	66
TABELA 4.2	Valores do slump e espalhamento dos concretos	67
TABELA 5.1	Resistência à compressão	86
TABELA 5.2	Resultados do módulo de elasticidade	87
TABELA 5.3	Resultados da resistência à tração	88
TABELA 5.4	Energia de fraturamento das vigas do concreto tipo A	92
TABELA 5.5	Energia de fraturamento das vigas do concreto tipo B	93
TABELA 5.6	Energia de fraturamento das vigas do concreto tipo C	94
TABELA 5.7	Energia de fraturamento das vigas de concreto tipo A	98
TABELA 5.8	Energia de fraturamento das vigas de concreto tipo B	99
TABELA 5.9	Energia de fraturamento das vigas de concreto tipo C	101
TABELA 5.10	Energia de fraturamento das vigas do concreto tipo A	113
TABELA 5.11	Energia de fraturamento das vigas do concreto tipo B	113
TABELA 5.12	Energia de fraturamento das vigas do concreto tipo C	114
TABELA 5.13	Índice de Fragilidade	134

## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição
$P$	Carregamento aplicado em um corpo sólido
$P_C$	Carga crítica de fratura
$P_a$	Carga aplicada durante o ensaio
$P_w$	Carga devido ao peso próprio
$P^0$	Carga máxima obtidas nos ensaios somada ao valor do peso próprio
$\delta$	Flecha no meio do vão
$\delta_0$	Flecha no meio do vão no momento de ruptura
$K$	Fator de concentração de tensões
$K_I$	Fator de concentração de tensões no Modo I
$K_{IC}$	Fator de concentração de tensões crítico no Modo I, Tenacidade à fratura
$K^p$	Fator de intensidade de tensão devido a resistência $f_{ys}$
$K^\sigma$	Fator de intensidade de tensão devido a tensão uniforme $\sigma$
$a$	Comprimento da fissura
$a_0$	Profundidade do entalhe
$a_{ef}$	Trinca elástica equivalente de comprimento efetivo
$a_e$	Trinca elástica equivalente
$a_{ec}, a_c$	Trinca elástica equivalente crítica
$r$	Raio de curvatura
$\theta$	Ângulo entre o raio de curvatura e o eixo das abscissas
$\sigma_{xx}$	Tensão na direção do eixo x em um elemento infinitesimal à frente da fissura
$\sigma_{yy}$	Tensão na direção do eixo y em um elemento infinitesimal à frente da fissura
$\sigma_{xy}$	Tensão de cisalhamento em um elemento infinitesimal à frente da fissura
$\sigma_{ij}$	Tensão na direção i, j em um elemento infinitesimal à frente da fissura
$f_{ij}(\theta)$	Função de forma do corpo sólido estudado
$\sigma$	Tensão remota
$\sigma_N$	Tensão nominal de falha

$\sigma_{NC}$	Tensão crítica nominal de falha
$f(g)$	Fator de forma
U	Energia de deformação elástica acumulada
F	Trabalho realizado pelas forças externas
U*	Energia de deformação complementar
W	Trabalho necessário para a formação de novas superfícies
$\Pi$	Energia potencial total do sistema
$v$	Deslocamento
t	Espessura da placa
G	Taxa de liberação de energia
$G_{IC}$	Taxa de liberação de energia crítica
$G_F$	Taxa de liberação de energia crítica baseada no modelo da trinca fictícia
$G_f$	Taxa de liberação de energia crítica para espécimes de dimensões infinitas
$G_\sigma$	Dissipação da energia através da coesão
c	Flexibilidade da estrutura
E	Módulo de Deformação
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$f_t$	Resistência característica à tração do material
$f_{ys}$	Resistência característica ao escoamento do material
$r_p, r_p^*, \rho$	Comprimento da zona plástica
$a_{ef}$	Trinca elástica equivalente de comprimento efetivo
$f^*(g)$	Fator de forma, que utiliza o comprimento da trinca elástico equivalente
COD	( <i>crack opening displacement</i> ) Deslocamento de abertura da trinca
CMOD	( <i>crack mouth opening displacement</i> ) Deslocamento de abertura nas faces interior da trinca
CMOD <sup>p</sup>	Parcela plástica do CMOD
CMOD <sup>e</sup>	Parcela elástica do CMOD
CTOD	( <i>crack tip opening displacement</i> ) Deslocamento de abertura na ponta da trinca
CTOD <sup>p</sup>	Parcela plástica do CTOD
CTOD <sup>e</sup>	Parcela elástica do CTOD
CMOD <sub>C</sub>	( <i>critical crack mouth opening displacement</i> ) Deslocamento de abertura nas faces interior da trinca crítico

$CTOD_C$	( <i>crack tip opening displacement</i> ) Deslocamento de abertura na ponta da trinca crítico
$x$	Coordenada referente ao eixo das abscissas
$\sigma(w)$	Pressão de coesão na ponta da trinca fictícia
$w$	Abertura da trinca
$w_t$	Deslocamento de abertura na ponta da trinca
$w_c$	Deslocamento de abertura crítica da ponta da trinca correspondente ao ponto de tensão coesiva nula.
$c_N$	Coefficiente que representa os diferentes tipo de estruturas
$b$	Altura da viga
$M$	Momento de sollicitação
$W$	Módulo de resistência à flexão
$S$	Comprimento do vão livre da viga
$L$	Comprimento da viga
$t$	Espessura da viga
$c_f$	Comprimento da trinca elástica equivalente em espécimes de dimensões infinitas
$B$ e $D_0$	Constantes empíricas, calculadas a partir dos valores de resistência nominal
$D$	Dimensão característica do corpo-de-prova ou da estrutura
$g(a_0/D)$	Funções que considera a influência da geometria da estrutura
$g'(a_0/D)$	Derivada primeira da função de forma
$l$	Comprimento da Zona de Processo de Fratura
$W$	Área sob a curva carga-deslocamento
$W_0$	Área sob a curva carga-deslocamento relativa ao ensaio
$W_1, W_2$	Subdivisões da área sob a curva carga-deslocamento relativa ao peso próprio
$A_{lig}$	Área da seção transversal acima do entalhe
$m$	Massa por unidade de comprimento
$g$	Aceleração da gravidade ( $9,81 \text{ m/s}^2$ )
$M$	Massa da viga entre os apoios
$C_i$	Inclinação da reta tangente correspondente ao primeiro ciclo de carregamento
$C_u$	Inclinação da reta correspondente ao descarregamento
$V_1(\alpha_0)$	Fator de forma

$\alpha_0$	é igual a $(a_0 + HO)/(b+HO)$
HO	Comprimento da haste do <i>clip gauge</i>
$\alpha_c$	é igual a $(a_c + HO)/(b+HO)$
$\alpha$	é igual a $a_c/b$
F( $\alpha$ )	Fator de forma
$\beta$	é igual a $a_0/a$
Y	é igual a $\left(\frac{b \cdot t}{P^0}\right)^2$
X	é igual a $b$ (Altura da viga)
A	Inclinação da reta de regressão linear
C	Ponto no eixo das ordenadas cortado pela reta de regressão linear
$g(\alpha_0)$	Corresponde à função de forma
$w_A$	Dispersão da inclinação da regressão linear
m	Espessura relativa da faixa de dispersão
$w_c$	Coefficiente de variação que intercepta a linha de regressão
$\beta$	Número de fragilidade da estrutura
$l_{ch}$	Comprimento característico (índice de fragilidade)
Q	Comprimento do material (índice de fragilidade)
M1	Corpo-de-prova relativo ao Método 1
M2	Corpo-de-prova relativo ao Método 2
M31	Corpo-de-prova relativo ao Método 3
M32	Corpo-de-prova relativo ao Método 3
M33	Corpo-de-prova relativo ao Método 3
Sj	Séries de concretagem
Vk	Número da viga ensaiada

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações Preliminares

À medida que o homem adquiria um maior controle tecnológico sobre os materiais, novos sistemas construtivos eram desenvolvidos, surgindo aplicações cada vez mais arrojadas; entretanto, os materiais utilizados nem sempre apresentavam o comportamento esperado, pois ocorriam falhas inesperadas, que levavam as estruturas ao colapso.

Uma série de acidentes foi registrada ao longo da história, em diversas áreas industriais causando a perda de investimentos financeiros e vidas humanas. A indústria ferroviária, por exemplo, teve o seu desenvolvimento marcado por inúmeras tragédias em vários países, com elevado índice de vítimas fatais, como as observadas na Grã-Bretanha, nas décadas de 1860 e 1870, registrando-se em torno de duzentas mortes por ano, sendo o motivo principal desses acidentes a fratura de rodas, eixos e trilhos, causados principalmente pela fadiga (BROEK, 1986).

Na indústria naval, acidentes foram observados principalmente após a implementação do uso de solda para realizar a ligação entre os componentes estruturais dos navios. Por exemplo, o caso dos navios Liberty produzidos durante a Segunda Guerra Mundial: dos 2500 navios produzidos nesse período, cerca de 150 se partiram em duas partes ainda no porto e, quase 700 apresentaram sérias falhas. Os navios foram construídos utilizando-se o processo de soldagem, no qual o ciclo de calor muito intenso poderia levar o material próximo à zona da solda (zona termicamente afetada) a mudar a sua microestrutura, elevando a sua temperatura de transição e fragilizando o material. Acidentes semelhantes ocorreram também em muitas pontes (BROEK, 1986).

Na indústria de tanques e condutos para armazenar e transportar combustíveis, também ocorreram acidentes devido à fratura; um dos casos mais devastador foi a ruptura de um tanque armazenador de gás natural liquefeito, ocorrido em Cleveland nos Estados Unidos da América em 1944. Ao se romper, o tanque permitiu o vazamento do gás, que explodiu ao entrar em contato com uma faísca, causando a destruição de 79 casas, 2 fábricas e 217 automóveis, deixando comprometidas as estruturas de mais de 35 casas e 13 fábricas, além de um saldo de mais ou menos 130 pessoas mortas. O prejuízo estimado foi de cerca de 6,5 milhões de dólares. A trinca iniciou-se na solda e o processo de fadiga causou o seu crescimento (KANNINEN e POPELAR, 1985).

Além desses setores industriais citados, um dos mais importantes e que depende diretamente dos fundamentos da mecânica da fratura para a execução de seus projetos, ao buscar maior segurança para seus usuários e diminuição de perdas financeiras, é a indústria aeronáutica.

Muitos dos desastres citados anteriormente ocorreram em condições de baixas tensões, parecendo, a princípio, inexplicáveis através da análise global da estrutura e dos critérios de Resistência dos Materiais. Investigações sobre as causas dos acidentes relatados, como os dos navios Liberty, apontaram como causas, fraturas frágeis decorrentes de baixa temperatura, associadas às concentrações de tensão em regiões

com trincas, entalhes agudos, ou outros defeitos similares a trincas. A propagação dessas trincas ou defeitos resultou no colapso das estruturas.

Nas estruturas de concreto, muitas catástrofes ocorreram devido à propagação de trincas em fundações e pilares de pontes de concreto armado e barragens, conforme mostrado na FIG. 1.1, assim como em edificações prediais. Porém, inicialmente, muitos desses acidentes não foram associados à falhas devido à propagação de trincas nas peças estruturais, pois o processo de fraturamento era encoberto por altos fatores de segurança existentes nas normas de projetos e pelo efeito de tamanho observado em estruturas de concreto. Este efeito considera que estruturas similares de tamanhos diferentes reagem de modos distintos quando submetidos a um mesmo nível de tensão (BAZANT, 1998).

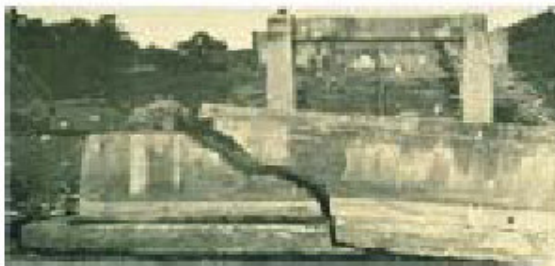


FIGURA 1.1 Estruturas de concreto sujeitas ao processo de fissuração

a) Estrutura de uma ponte de concreto danificada devido à propagação de uma fissura

b) Barragem de Malpsset Arch na França

FONTE: BITTENCOURT, 1999, pp. 21.

Além disto, a maioria das falhas estruturais ocorridas era atribuída a uma associação de efeitos, que explicavam plausivelmente o colapso, não sendo necessária uma análise local das falhas. Porém, análises posteriores verificaram que a capacidade portante máxima do concreto utilizado nestas estruturas era superior à solicitação durante o colapso, que se encontrava entre 40 a 50% da resistência do material (BAZANT, 2002).

Por exemplo, a falha da barragem de Malpsset Arch (FIG. 1.1b) na França em 1959; a princípio, a falha foi atribuída a um deslocamento excessivo da rocha, porém constatou-se que este deslizamento não excedeu a 45% da carga máxima tolerável. Outra trágica

falha ocorrida em barragem, com motivos semelhantes ao acontecido na França, foi em Los Angeles nos EUA, em 1928, na barragem de Saint-Francis.

Em 1987 em Nova York, a causa direta do colapso da ponte de Schoharie foi inicialmente atribuída ao deslizamento da fundação durante uma inundação, entretanto, comprovou-se posteriormente que a tensão remota na fundação, no momento da ruptura, era de 54% da resistência do concreto determinado em análises laboratoriais da resistência do concreto (BAZANT, 2002).

Outros acidentes ocorridos em estruturas de concretos, provocados a partir da ocorrência de terremotos, foram: a ruptura das colunas do viaduto de Hanshin, em Kobe em 1985, o colapso dos pilares de uma ponte em Los Angeles em 1994, e a ruptura das colunas do viaduto de Cypress, em Oakland em 1989; em todos esses casos, as solicitações nas estruturas encontravam-se entre 30 a 50% das resistências especificadas nos projeto (BAZANT, 2002).

Usualmente, as estruturas são projetadas comparando-se as tensões decorrentes das solicitações em estados limites de serviço ou em estados limites últimos, obtidas por meio de uma análise global das estruturas, com a resistência dos materiais, através de um critério de resistência como, por exemplo, o critério de Von Mises. Este procedimento é adequado em muitos projetos de engenharia, porém, mostrou-se insuficiente nos inúmeros casos de insucesso anteriormente mencionados, que apresentaram a ocorrência de trincas ou defeitos assemelhados a trincas nas peças e componentes estruturais. Nesses casos, seria necessária uma análise local, considerando-se as condições de tensão e deformação na região próxima à ponta da trinca ou defeito assemelhado.

O surgimento da Mecânica da Fratura proporcionou uma nova base de fundamentos e conceitos que considera e analisa a presença de trincas e defeitos assemelhados a trincas nos elementos estruturais, além de tentar prever a resistência residual desses componentes trincadas pelos diversos carregamentos. A Mecânica da Fratura é uma

ferramenta interdisciplinar envolvendo conhecimentos de engenharia de materiais e mecânica aplicada.

A aplicação da Mecânica da Fratura para análise de estruturas de concreto é relativamente recente, pois esta só foi possível com o desenvolvimento da Mecânica da Fratura Não-Linear, tendo em vista as tentativas mal sucedidas de aplicação da Mecânica da Fratura Elástica linear (MFEL) às estruturas de concreto. Isto é devido à existência de mecanismos complexos à frente da trinca que consomem parte da energia aplicada ao corpo sólido, fazendo com que ocorra uma propagação estável das trincas.

Para se conhecer o comportamento dos materiais com defeitos assemelhados a trincas, entalhes agudos, ou qualquer detalhe que implique na concentração de tensão, deve-se entender o que pode causar o fraturamento de peças estruturais.

A fratura pode ser causada por ações mecânicas decorrentes de cargas cíclicas, que podem causar o fenômeno da fadiga; de cargas permanentes, que podem desenvolver fenômenos reológicos, quando associadas a outros fatores; do processo de fabricação e do acabamento da superfície das peças. Todas estas ações podem levar peças estruturais à fratura. Há também ações não-mecânicas como a variação da temperatura, variação da umidade, inchamento em materiais compostos; os defeitos da microestrutura; as ações químicas decorrentes da agressividade do meio ambiente, como por exemplo, a corrosão nos metais e a carbonatação no concreto; e os processos de soldagem. A ocorrência de um ou a conjugação de alguns destes fatores podem determinar o surgimento e a propagação de trincas, levando em casos extremos à fratura de componentes estruturais.

Algumas ações mecânicas podem gerar um processo de fissuração no concreto, por exemplo, o excesso de vibração durante a concretagem, que produz a segregação dos agregados da pasta de cimento, enfraquecendo a ligação do cimentício com os grãos; a falta de vibração, permitindo a ocorrência de vazios de ar; as cargas cíclicas; e as cargas externas citadas anteriormente.

Algumas ações não-mecânicas podem gerar um processo de fissuração no concreto: o processo de retração, que pode ser hidráulica, quando associado à perda de água do

concreto para o ar não-saturado, e térmica devido à variação da temperatura. A retração hidráulica pode ocorrer quando há remoção da água capilar, que é a água livre existente nos poros da pasta de cimento e areia, ou ainda a remoção da água absorvida pela pasta, que neste caso provoca uma retração maior. Um dos fatores mais importantes para o aparecimento de fissuras no concreto devido à retração é a relação água/cimento, pois esta relação afeta diretamente a porosidade da pasta de cimento, influenciando diretamente na sollicitação mecânica do concreto.

A quantidade de água tem um grande efeito sobre os mecanismos de fluência e retração no cimento e no concreto. O maior efeito do excesso de água sobre a pasta de cimento é a porosidade. Quando a água é acrescentada à mistura de forma exagerada, o excesso tende a não reagir com o cimento e permanece livre dentro da microestrutura do concreto, formando poros capilares.

A retração devida à temperatura pode ocorrer de duas formas: associada à temperatura de lançamento do concreto, ou devido à variação térmica oriunda do calor de hidratação. O subsequente aparecimento de fissuras nestes tipos de retração, deve-se aos elevados gradientes térmicos ou higrométricos que produzem sollicitações internas severas nos materiais. A duração destes gradientes depende diretamente da composição do cimento, e pode comprometer a microestrutura do concreto, afetando a sua rigidez quando submetido a um carregamento mecânico.

Há também outros processos não-mecânicos que podem levar o concreto a fissurar-se, como citado a seguir. A fluência que pode ser definida como o aumento da deformação do concreto sob uma tensão constante e se manifesta com o tempo. Um fator que afeta a fluência é a relação entre pasta e agregado, pois a pasta é quem sofre a fluência, tendo o agregado o papel fundamental de restringir este processo.

A carbonatação é o processo químico do abaixamento do pH do concreto, através da reação do dióxido de carbono existente na atmosfera com a umidade presente no interior dos poros da estrutura, que avança lenta e progressivamente através da massa, facilitando a corrosão eletroquímica das armaduras. O pH do concreto é naturalmente

alcalino, por volta de 12 a 13; com o processo de carbonatação, o pH se reduz, ficando abaixo de 9,5 (nove e meio), propiciando a formação de células eletroquímicas de corrosão. Após algum tempo, podem ocorrer trincas e deslocamentos na camada de recobrimento de armaduras. A taxa de carbonatação depende muito do teor de umidade e da permeabilidade do concreto.

Reação álcalis-agregado é a reação química entre os constituintes mineralógicos dos agregados com os hidróxidos alcalinos ( $K_2O$  e  $Na_2O$ ) presentes na matéria prima do cimento, na água de amassamento, nos agregados, nas pozolanas, ou ainda em outros agentes externos. Como produto da reação álcalis-agregado, forma-se um gel higroscópico expansivo, que pode se manifestar causando movimentações diferenciais nas estruturas e causar danos severos à rigidez do concreto, podendo levar ao surgimento de fissuras.

A corrosão das armaduras pode ser originada pelo processo de carbonatação, citado anteriormente, levando a estrutura a um processo de fissuração, devido a formação da ferrugem.

## 1.2 Justificativa do Estudo

As estruturas de concreto apresentam inúmeras fissuras, que podem surgir desde a sua fabricação ou ao longo de sua vida útil, e podem se propagar e causar a fratura do concreto. A aplicação da Mecânica da Fratura pode propiciar maior segurança e confiabilidade no projeto de estruturas de concreto, pois, além de prever o processo de fraturamento, também permite considerar a influência da resistência à tração, que é significativa no estado de serviço. Essa aplicação pode ser utilizada através da introdução da curva de tensão-deformação caracterizando o fenômeno de amolecimento (*strain-softening*). Além disto, através dos conceitos desta disciplina, um novo fator de segurança poderia ser adotado nos projetos, juntamente com a possibilidade de construção de estruturas mais esbeltas e com maior capacidade portante.

A utilização de concretos de alto desempenho possibilita uma maior resistência inicial às estruturas, mas estes tipos de concretos apresentam tenacidade à fratura relativamente menor do que os concretos convencionais. Os concretos de alto desempenho são bastante utilizados na indústria de pré-moldados, que possuem detalhes concentradores de tensão em suas ligações. Logo a Mecânica da Fratura poderia ser considerada no dimensionamento destas peças estruturais.

À medida que a Mecânica da Fratura avança em seus estudos, a sua aplicação em materiais parcialmente-frágeis, proporciona uma nova visão de como proceder na realização de projetos mais seguros, confiáveis e até mesmo econômicos, pois novos fatores de segurança para os projetos são propostos, com valores mais baixos do que os adotados atualmente pelas normas, além de propor uma redução das armaduras quando a estrutura é analisada considerando a lei do efeito de tamanho (BAZANT, 2002).

A consideração do processo de fraturamento de uma peça de concreto na simulação numérica e computacional de estruturas de concreto é de fundamental importância para viabilizar a representação do comportamento observado experimentalmente em laboratório.

Este trabalho busca caracterizar o concreto através dos fundamentos da Mecânica da Fratura para materiais parcialmente-frágeis, determinando os parâmetros que caracterizam o seu comportamento.

### **1.3 Objetivo do Estudo**

O objetivo principal deste trabalho é a determinação da energia de fraturamento do concreto por meio das especificações 50-FMC, TC 89-FMT e TC 89-FMT com Método do Efeito de Escala, propostas pelo comitê RILEM (International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures) para três categorias de concreto, que foram dosados visando a obtenção dos seguintes valores de resistência característica à compressão: 25 MPa, 40 MPa e 60 MPa, denominados neste trabalho como concretos

A, B e C, respectivamente, fabricados utilizando-se cimentos e agregados rotineiramente usados no Brasil. Procura-se, desta forma a apropriação de metodologias específicas para a caracterização do concreto através da Mecânica da Fratura.

#### **1.4 Apresentação do Trabalho**

No Capítulo 2 são apresentados os principais fundamentos da Mecânica da Fratura Clássica para materiais dúcteis, cujas teorias deram origem aos modelos utilizados para materiais parcialmente-frágeis. Seguindo ainda no Capítulo 2, encontram-se expostos os modelos que deram origem aos métodos propostos pelo RILEM.

No Capítulo 3 são apresentadas as especificações do RILEM, utilizadas para se determinar experimentalmente os parâmetros de fraturamento do concreto. No Capítulo 4 apresenta-se toda a metodologia utilizada na caracterização do concreto por meio de corpos-de-prova cilíndricos e na forma de vigas.

Os resultados dos ensaios são apresentados no Capítulo 5, juntamente com a respectiva análise e com a observação de alguns fenômenos ocorridos durante os ensaios. Apresentam-se ainda comparações dos resultados obtidos com os encontrados na literatura. No Capítulo 6 apresentam-se as conclusões obtidas na realização deste trabalho e propõem-se alternativas para a continuação futura deste trabalho.

# 2

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Introdução

A Mecânica da Fratura é uma disciplina de engenharia que tenta quantificar as condições, sob as quais um sólido submetido a um carregamento, pode ir ao colapso devido à propagação de uma fissura previamente contida neste sólido. Os conhecimentos básicos desta disciplina são apresentados neste capítulo.

A Mecânica da Fratura se constitui numa interface entre a mecânica aplicada e ciência dos materiais, pois são necessários conceitos ligados à descrição adequada do processo de deformação dos sólidos, em conjunto com os mecanismos físicos relacionados a microestrutura do material para o entendimento efetivo do processo de fraturamento. Existem diversos mecanismos físicos de deformação em diferentes materiais, conseqüentemente há diferentes modelos de fraturamento que devem ser aplicados de forma a descrever este fenômeno.

.

## 2.2 Mecânica da Fratura

Os parâmetros utilizados na Mecânica da Fratura são, normalmente, relacionados com a forma de sollicitação da trinca em um corpo sólido, indicando as possibilidades de sua propagação. Existem três modos de sollicitação de uma trinca: modo I; modo II e modo III, conforme apresentados na FIG. 2.1, considerando-se uma trinca passante numa chapa de espessura  $t$ .

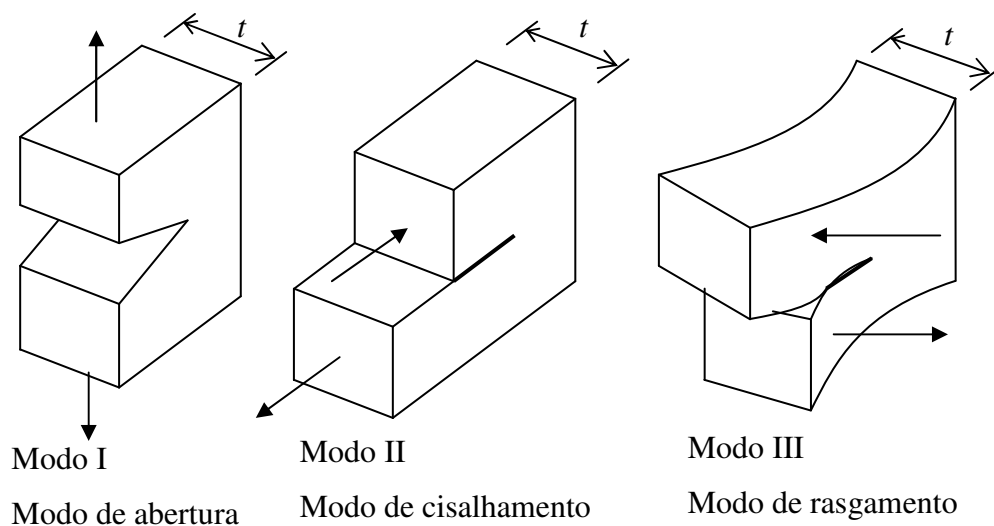


FIGURA 2.1 Modos de sollicitação.

FONTE: BROEK, 1986. pp. 8.

O modo I, também chamado de modo de abertura, é caracterizado por uma sollicitação no plano da chapa, normal ao plano das faces da trinca. É considerado tecnicamente o modo mais importante, pois é encontrado com frequência nos problemas básicos de fratura, como por exemplo, uma viga bi-apoiada submetida a um carregamento no meio do vão (FIG. 2.2), desta forma, a maior parte dos estudos da Mecânica da Fratura é enfocada neste modo. Já o modo II, denominado modo de cisalhamento ou deslizamento, é caracterizado por sollicitação no plano da chapa, na direção paralela às bordas da trinca, causando deslocamento no plano da chapa na direção perpendicular à borda da trinca. Por fim, o modo III, chamado de modo de rasgamento, é caracterizado por uma sollicitação na direção perpendicular ao plano da chapa, provocando

deslocamento perpendicular ao plano da chapa na direção perpendicular à borda da trinca. Normalmente estes modos de solicitação aparecem indicados nos parâmetros através dos sub-índices I, II e III, correspondendo aos modos I, II e III.

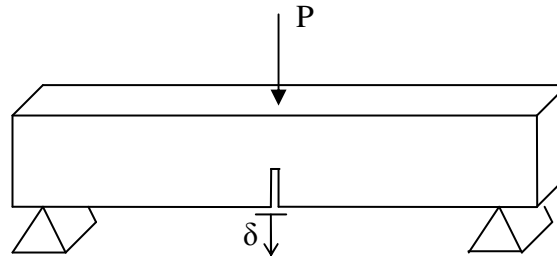


FIGURA 2.2 Modo I de solicitação na trinca situada numa viga bi-apoiada.

Considerando o modo I de solicitação, os estados de tensão e deformação nos pontos próximos a ponta da trinca podem ser descritos a partir do parâmetro  $K_I$  (FIG. 2.3). Este parâmetro é conhecido como fator de intensidade de tensão e foi introduzido por IRWIN<sup>1,2</sup> em 1957 (BROEK, 1986). Desta forma, o comportamento do campo de tensões próximo à ponta de uma trinca, pode ser descrito a partir do fator  $K_I$ , tal como expresso na Eq. 2.1.

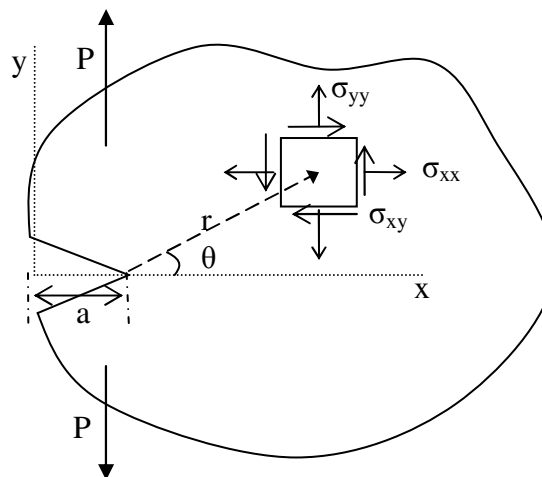


FIGURA 2.3 Campo de tensões na ponta de uma trinca.

FONTE: BROEK, 1986. pp. 9.

<sup>1</sup> IRWIN, G. R. *Analysis of stress and strain near the end of a crack traversing*, J. Applied Mechanics. Vol. 24, 1957, pp. 361-364.

<sup>2</sup> IRWIN, G. R. *Fracture*, In *Handbuch der Physik*. Vol. 6, 1958, pp. 551-590.

$$\sigma_{ij} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi \cdot r}} f_{ij}(\theta) \quad (2.1)$$

sendo  $\sigma_{ij}$  as componentes de tensão atuando sobre um elemento infinitesimal  $dxdy$ , distante de  $r$  da ponta da trinca, com um ângulo  $\theta$  a partir do plano de fratura, conforme apresentado na FIG. 2.3;  $f_{ij}(\theta)$  são funções conhecidas de  $\theta$ . Expressões similares estão disponíveis para os modos de sollicitação II e III, através da utilização dos respectivos fatores de intensidade de tensão.

Considerando-se uma chapa no plano  $xy$ , o fator de intensidade de tensão na ponta da trinca pode ser relacionado, linearmente, à tensão remota e à raiz quadrada de um comprimento característico (Eq. 2.2). A tensão remota  $\sigma$  representa a sollicitação externa aplicada à chapa. O comprimento característico é o comprimento da trinca  $a$ , localizada na borda ou no centro da chapa (FIG.2.4). Neste último caso, o comprimento da trinca é definido como sendo  $2a$ , pois se considera que a trinca possui duas pontas, conforme apresentado na FIG. 2.4.

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi \cdot a} \cdot f\left(\frac{a}{w}, \frac{a}{D}, \frac{a}{R}\right) \quad (2.2)$$

onde  $f(a/w, a/D, a/R)$  é um fator adimensional, dependente da geometria do corpo e  $w$ ,  $D$  e  $R$  são parâmetros geométricos característicos.

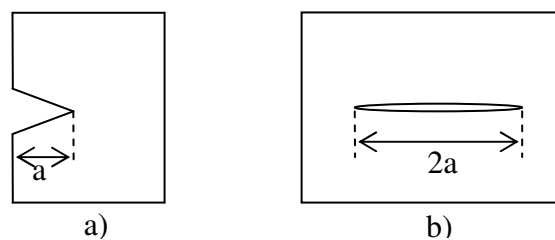


FIGURA 2.4 Chapas fissuradas: a) trinca de bordo b) trinca no centro.

O fator de intensidade de tensão pode ser encontrado em manuais de Mecânica da Fratura, por exemplo, TADA et al. (2000), ou calculado por meio de diversos métodos, incluindo aí os métodos numéricos como elementos finitos e elementos de contorno.

Normalmente o seu valor é em função do comprimento da trinca, da geometria da chapa e da forma de sollicitação aplicada.

No domínio da Mecânica da Fratura Elástica Linear (MFEL), quando o fator de intensidade de tensão na ponta da trinca atinge um valor crítico, a fissura inicialmente estável passa a se propagar. Este valor crítico é conhecido como tenacidade à fratura ( $K_{IC}$ ), sendo um parâmetro de resistência do material.

Embora o desenvolvimento da Mecânica da Fratura tenha ocorrido fortemente após a Segunda Guerra Mundial, os trabalhos pioneiros surgiram no início do século vinte. Consideram-se como precursores da Mecânica da Fratura clássica INGLIS<sup>3</sup> apud BAZANT (1997) e GRIFFITH<sup>4,5</sup> apud SHAH et al. (1995). INGLIS, em 1913, baseou-se na teoria da elasticidade, para obter a solução elástica para as tensões no vértice de uma elipse localizada no centro de uma chapa infinita de um material frágil. Já GRIFFITH, em 1922 e 1924, observou experimentalmente, que imperfeições pequenas têm um efeito danoso muito menor nas propriedades do material do que grandes imperfeições. A partir de suas constatações, um novo critério para a previsão de fratura foi desenvolvido, critério da energia, prescrevendo que a propagação da trinca numa determinada estrutura ocorreria se a energia disponível para o seu crescimento for suficiente para prover toda a energia requerida pelo material para a formação de novas superfícies. Tomando-se uma chapa de espessura unitária com uma trinca de tamanho  $a$  (FIG. 2.5), a energia potencial total do sistema pode ser expressa por.

$$\Pi = U - F + W \quad (2.3)$$

---

<sup>3</sup> INGLIS, C. E. *Stress in plate due to the presence of cracks and sharp corners*, T. Inst. Naval Architects. 55, 1913, pp. 219-241.

<sup>4</sup> GRIFFITH, A. A. *The phenomena of rupture and flow in solids*, A, 221, 1921, pp. 163-197.

<sup>5</sup> GRIFFITH, A. A. *The theory of rupture*, In Proceedings of the First International Conference of Applied Mechanics, 1924, pp. 55-63.

onde  $U$  é a energia de deformação elástica acumulada,  $F$  é o trabalho das cargas externas e  $W$  é a energia necessária à formação da fissura.

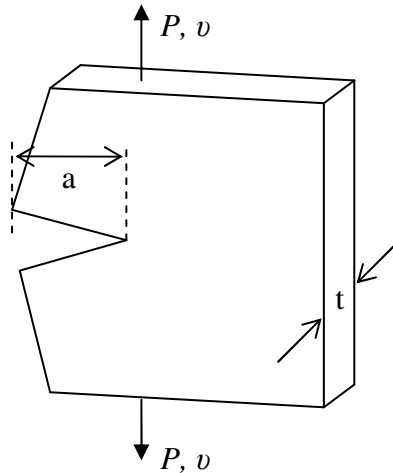


FIGURA 2.5 Chapa solicitada com fissura de comprimento  $a$ .

FONTE: SHAH et al, 1995. pp. 53.

A condição de equilíbrio da estrutura é garantida quando a primeira variação da energia potencial do sistema for igual a zero. Para um crescimento infinitesimal do tamanho da trinca,  $da$ , obtém-se a quantidade de energia disponível para a propagação da trinca, sendo chamada de taxa de liberação de energia  $G$ , assim como a quantidade de energia que deve ser consumida para a propagação da trinca, correspondendo a um parâmetro de resistência do material, conhecido como taxa de liberação de energia crítica  $G_{IC}$ , tendo como unidade força pela medida da extensão de trinca unitária e de espessura de chapa (Eq. 2.4).

$$G = \frac{\partial}{\partial a} (F - U) \qquad G_{IC} = \frac{\partial W}{\partial a} \qquad (2.4)$$

Em seus experimentos, GRIFFITH<sup>4,5</sup> tracionou uma chapa, de espessura  $t$ , com uma trinca de comprimento  $2a$ . Foram consideradas duas condições de contorno, na primeira a chapa encontrava-se com as extremidades engastadas após ter sido tracionada, conforme apresentado na FIG. 2.6a. Já na segunda, manteve-se o carregamento aplicado constante (FIG. 2.6b). Ao se comparar estas duas condições, concluiu-se que a energia liberada

durante a propagação da trinca era a mesma. O diagrama de carga-deslocamento desses dois casos é mostrado na FIG. 2.7.

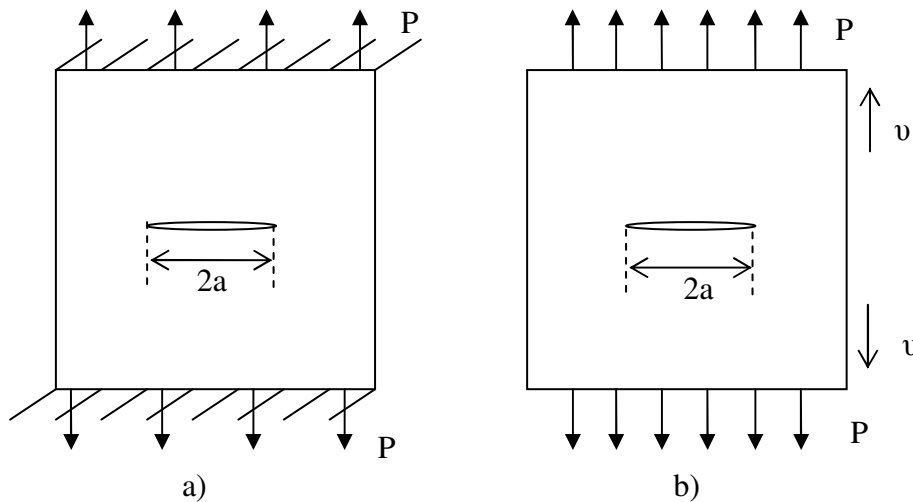


FIGURA 2.6 Chapas fissuradas:

- a) Chapa engastada após ser tracionada
- b) Chapa solicitada por carregamento constante.

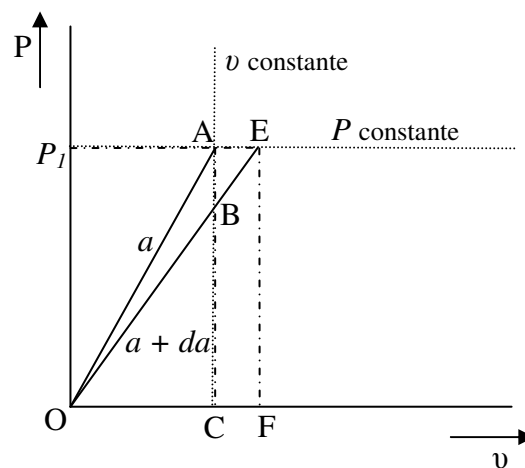


FIGURA 2.7 Diagrama carga-deslocamento obtido por Griffith.

FONTE: BROEK, 1986, pp. 125.

Na FIG. 2.7, para a condição de deslocamento nulo (FIG. 2.6a), a energia liberada devido à propagação da fissura de  $a$  até  $a+da$  é representada pela área  $OABO$ . Na condição de carregamento constante (FIG. 2.6b) a energia liberada equivale à área

*OAEBO*. A área *AEBA* pode ser desconsiderada nos cálculos, por ser muito pequena para uma variação  $da$  no comprimento da trinca.

Desta forma a taxa de liberação de energia  $G$  pode ser expressa em função do comprimento da fissura  $a$  e do deslocamento  $v$ , considerando a condição de deslocamento nulo (FIG. 2.6a). Já no caso em que a carga é mantida constante durante a propagação da trinca (FIG. 2.6b), a energia pode ser expressa em função do comprimento da trinca  $a$  com a carga  $P$ .

$$G = -\frac{1}{t} \left[ \frac{\partial U(a, v)}{\partial a} \right]_v = \frac{1}{t} \left[ \frac{\partial U^*(a, P)}{\partial a} \right]_P \quad (2.5)$$

onde a função  $U^*(a, P) = Pv(P) - U(a, P)$  é a energia de deformação complementar.

O valor de  $G$  em materiais elásticos lineares pode ser calculado a partir da flexibilidade da estrutura  $C$ . Na equação apresentada a seguir,  $t$  representa a espessura da chapa e  $P$  a carga.

$$G = \frac{P^2}{2t} \frac{\partial C}{\partial a} \quad (2.6)$$

Considerando-se a taxa de liberação de energia crítica e o fator de intensidade de tensão crítico (tenacidade à fratura) como propriedades do material, têm-se recursos poderosos para prever as combinações críticas de tensões e de comprimento de trinca. O fator de intensidade de tensão relaciona-se com a taxa de liberação de energia através da seguinte expressão (Eq. 2.7).

$$\frac{K^2}{E} = G \quad (2.7)$$

O comportamento mecânico das estruturas depende do material utilizado. Na FIG. 2.8 são apresentados alguns comportamentos idealizados de materiais por meio das respectivas curvas tensão-deformação.

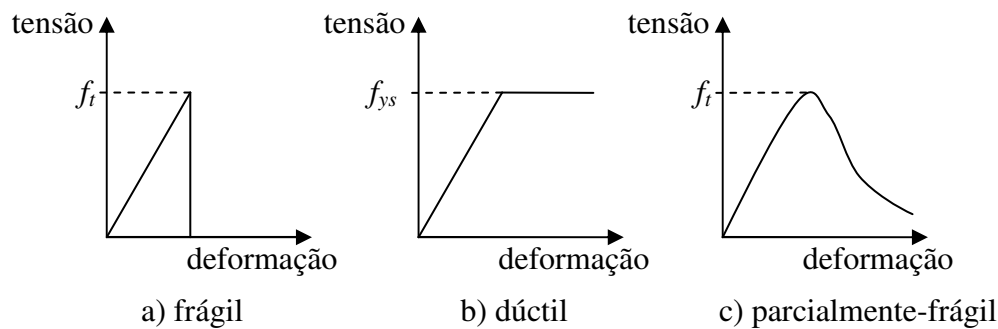


FIGURA 2.8 Comportamento à tração uniaxial de diferentes materiais.

FONTE: SHAH et al, 1995. pp. 2.

Geralmente os materiais são representados por comportamentos idealizados tais como os apresentados na FIG. 2.8. Na FIG. 2.8a, o diagrama tensão-deformação apresenta uma queda brusca da tensão quando a resistência à tração é alcançada, sendo este caso dos materiais frágeis. Já na FIG. 2.8b apresenta-se o comportamento elastoplástico perfeito. Após ser atingida a resistência ao escoamento,  $f_{ys}$ , a deformação continua a aumentar indefinidamente sob tensão constante, sendo este modelo usado frequentemente para representar os materiais dúcteis. De outra forma, na FIG. 2.8c ocorre um decréscimo gradual da tensão, após o instante em que a tensão aplicada atinge a resistência à tração, comportamento este conhecido como amolecimento (*strain-softening*), o material é classificado como parcialmente-frágil.

Ao se observar um corpo sollicitado contendo uma fissura, conforme apresentado na FIG. 2.9, o processo de fratura pode vir, ou não, acompanhado de deformações plásticas expressivas, caracterizando a zona plástica (ZP) na ponta da trinca, tal como no caso de materiais dúcteis, ou ainda apresentar outros fenômenos inelásticos que se concentram em uma região, conhecida como Zona de Processo de Fratura (ZPF), à frente da trinca. Estas regiões, ZP e ZPF, estão ligadas à natureza do processo no nível da microestrutura do material envolvido. Para pequenas ZP, comparadas ao tamanho da trinca e também

para pequenas ZPF, limitadas a uma região à frente da trinca, o campo de tensão pode ainda ser descrito através de uma análise linear elástica.

Na FIG. 2.9 apresentam-se as seguintes regiões: região elástica, denotada pelo número 1; Zona Plástica (ZP), denotada pelo número 2; e Zona de Processo de Fratura (ZPF), denotada pelo número 3. Na região elástica tem-se comportamento elástico-linear do material, enquanto na ZP a tensão aumenta ou permanece constante com o acréscimo da deformação. Por outro lado, na ZPF as tensões tendem a diminuir com o aumento das deformações caracterizando-se o fenômeno do amolecimento. Para ZP ou ZPF de pequeno tamanho em comparação ao tamanho da trinca é possível a utilização da MFEL, desde que se proceda a correção.

Nos materiais de comportamento parcialmente-frágil não linear, como o concreto, observa-se uma região inelástica na ponta da trinca (Zona de Processo de Fratura) significativa em comparação às regiões elástica e plástica, afetando o processo de fraturamento e inviabilizando a aplicação da MFEL. Na região da ZPF ocorrem efeitos de transmissão de esforços, que desaparecem com a gradual abertura da trinca, caracterizando um processo de amolecimento (FIG. 2.9c).

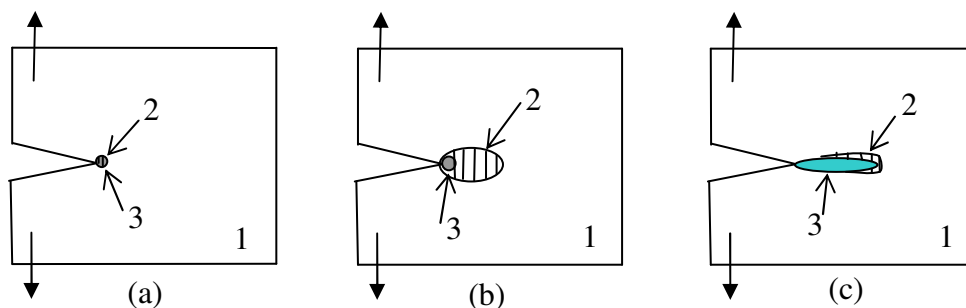


FIGURA 2.9 Regiões de comportamento distinto à frente da fissura:

- a) frágil
- b) dúctil
- c) parcialmente frágil.

FONTE: BITTENCOURT, 1999. pp. 25.

Considerando o campo de tensão descrito pela Eq. 1, a tensão tende ao infinito quando o raio  $r$  aproxima-se de zero. Isto é conhecido como singularidade de tensão existente na ponta da trinca elástica. Como valores de tensões infinitos não são possíveis em materiais reais, ocorrerá o desenvolvimento de uma zona inelástica à frente da trinca.

A zona plástica presente no processo de fratura de materiais dúcteis é caracterizada pela ocorrência de deformações plásticas significativas na região próxima à ponta da trinca antes da propagação da mesma. Uma primeira estimativa para a determinação de seu tamanho, foi proposta por IRWIN<sup>1,2</sup>, conforme apresentado a seguir (FIG. 2.10).

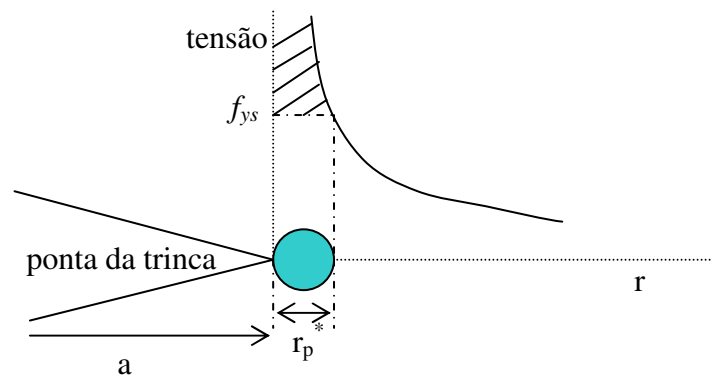


FIGURA 2.10 Zona plástica na ponta da trinca em uma chapa de material dúctil.

FONTE: BROEK, 1986, pp. 100.

$$r_p^* = \frac{K_I^2}{2\pi \cdot f_{ys}^2} = \frac{\sigma^2 a}{2f_{ys}} \quad (2.8)$$

onde  $r_p^*$  é o tamanho da zona plástica,  $f_{ys}$  é a tensão de escoamento do material,  $\sigma$  é a tensão de solicitação e  $a$  é o comprimento da trinca.

IRWIN<sup>1,2</sup>, também propôs uma segunda estimativa da zona plástica, considerando que a sua presença à frente da trinca reduz a rigidez do material. Nesta estimativa, considerou-se uma trinca de comprimento efetivo  $a_{ef}$  à frente da ponta da trinca, conforme ilustrado na FIG. 2.11, que engloba o tamanho real da trinca,  $a$ , juntamente, com um acréscimo  $\delta a$  à frente da ponta da trinca, correspondente à correção da zona plástica.

$$a_{ef} = a + \delta a \quad (2.9)$$

A FIG. 2.11 apresenta a trinca real, juntamente com uma trinca de comprimento efetivo, composta pela trinca real e pela correção do comprimento da trinca  $\delta a$ , que corresponde a estimativa de primeira ordem da zona plastificada,  $r_p^*$ , (Eq. 2.8). Nesta figura, a distribuição de tensão na ponta da trinca efetiva, ao longo do comprimento  $\delta a$  é limitada por  $f_{ys}$ . Desta forma, a área A é equivalente a área B, conseqüentemente  $r_p = 2r_p^*$ . Com a determinação do comprimento da zona plástica, o fator de intensidade de tensão pode ser calculado, conforme apresentado na Eq. 2.10. Na equação,  $f^*(g)$  representa a função de forma.

$$K = \sigma \sqrt{\pi(a + r_p^*)} \cdot f^*(g) \quad (2.10)$$

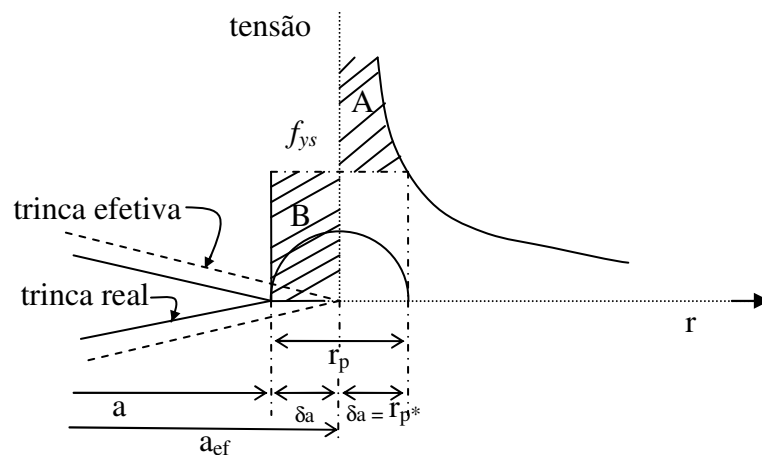


FIGURA 2.11 Estimativa da Zona plástica.

FONTE: BROEK, 1986. pp. 100.

No modelo de zona plástica de DUGDALE<sup>6</sup> apud BROEK (1986), considera-se uma trinca efetiva maior que a real, apresentado na FIG. 2.12, para descrever a zona plástica na ponta da trinca. As faces da trinca efetiva à frente da trinca real estão solicitadas com uma tensão de fechamento, de valor equivalente à resistência de escoamento do material ( $f_{ys}$ ), conforme ilustrado na FIG. 2.12. O comprimento da zona plástica,  $\rho$ , é escolhido

<sup>6</sup> DUGDALE, D.S. *Yielding of sheets containing slits*, J. Mech.Phys. Sol., 8, 100, 1962.

de tal forma que a singularidade de tensão se anule, portanto,  $K$  deve ser zero. Desta forma, o fator de intensidade de tensão,  $K^\sigma$ , devido a tensão uniforme  $\sigma$ ; tem que ser compensado pelo fator de intensidade de tensão,  $K^p$ , devido a força de fechamento  $f_{ys}$ . Desta forma, igualando-se os dois fatores de intensidade de tensão, pode se determinar o valor de  $\rho$ .

$$\frac{a}{a + \rho} = \cos\left(\frac{\pi \cdot \sigma}{2f_{ys}}\right) \quad (2.11)$$

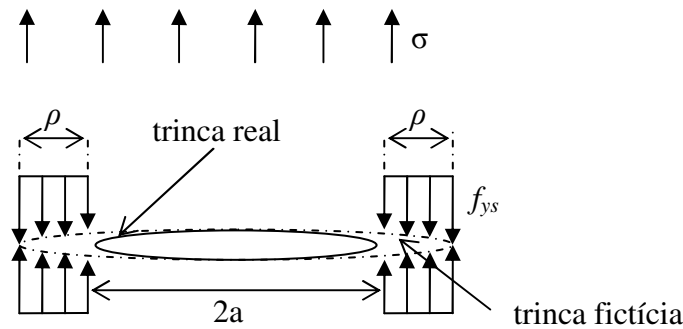


FIGURA 2.12 Modelo de Dugdale para o cálculo da zona plástica.

FONTE: BROEK, 1986. pp. 103.

Os modelos apresentados para estimar o tamanho da zona plástica são válidos somente para o estado plano de tensões. No estado plano de deformações o comprimento desta zona é relativamente pequeno quando comparado com o estado plano de tensões. Neste caso, propõe-se, considerar um aumento do valor da resistência do material ( $f_{ys}$ ), retratando, desta forma, o efeito das restrições de deformação no plano da espessura do corpo sólido.

Em alguns metais, o processo de propagação da trinca é precedido pela formação de uma região plástica maior do que o tamanho da trinca. Neste caso, a tensão de solicitação é relativamente elevada para provocar a fratura, aproximando-se da resistência do material. Desta forma, os critérios de plasticidade são preponderantes, ocorrendo uma plastificação generalizada da estrutura, antes da propagação da trinca e

da conseqüente fratura. Isto ocorre geralmente em materiais com alta tenacidade e baixa resistência (BROEK, 1986).

Buscando analisar tais materiais, WELLS<sup>7</sup> apud BROEK (1986) propôs a utilização de dois novos parâmetros de resistência à fratura: o *COD*, deslocamento de abertura da trinca (*crack opening displacement*), e o *CTOD*, deslocamento de abertura na ponta da trinca (*crack tip opening displacement*), ilustrados na FIG. 2.13. O *CTOD* pode ser utilizado para se determinar a magnitude da deformação inelástica na ponta da trinca. A propagação da trinca ocorrerá quando a máxima deformação plástica do material for alcançada, conseqüentemente o valor do *CTOD* será crítico.

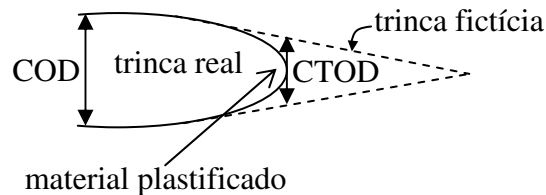


FIGURA 2.13 Medida da deformação plástica na ponta da trinca (CTOD).

Este critério requer a medida do *CTOD* para avaliar o processo de fratura. Como a sua medição direta é difícil e praticamente impossível com testes rotineiros, o *CTOD* pode ser determinado indiretamente, a partir de medidas do *COD*, que pode ser determinado experimentalmente, com a utilização de *clip gauge*. Neste método não é necessário considerar qualquer tipo de correção do tamanho da zona plástica. A Eq. 2.12 apresenta a relação entre estas duas grandezas, onde o valor de  $x$  no centro da trinca é zero (FIG. 2.14).

$$COD = \frac{4\sigma}{E} \sqrt{a^2 - x^2 + \frac{E^2}{16\sigma^2} (CTOD)^2} \quad (2.12)$$

<sup>7</sup> WELLS, A.A., *Unstable Crack Propagation in Metals: Cleavage and Fast Fracture*, Proceedings of Cranfield Crack Propagation Symposium, Vol. 1, 1961, pp. 210-230.

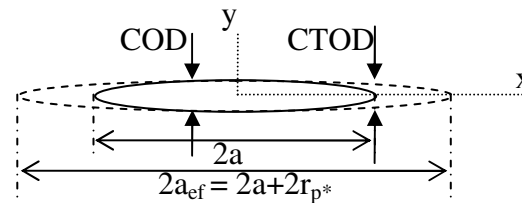


FIGURA 2.14 COD e CTOD em uma fissura.

FONTE: BROEK, 1986. pp. 231

O critério proposto por WELLS pode ser generalizado para outros materiais, a partir da consideração de um valor crítico do  $CTOD$  como resistência à fratura do material. Deste modo, o valor do  $CTOD_C$  passa a ser constante do material, podendo ser utilizado para determinar a tenacidade à fratura,  $K_{IC}$ .

Outros pesquisadores deram continuidade aos estudos para o desenvolvimento desta disciplina, e a partir da década de 60, a MFEL foi aplicada a materiais parcialmente-frágeis, como o concreto, tal como proposto por KAPLAN<sup>8</sup> apud PITANGUEIRA (1998), com seu trabalho pioneiro, verificou a aplicação do critério proposto por GRIFFITH, para a propagação instável de trincas em materiais parcialmente-frágeis. Os resultados obtidos por ele, demonstraram uma resposta negativa deste critério para o concreto, constatando uma propagação lenta e estável das trincas. Muitos outros pesquisadores tentaram aplicar a MFEL em estruturas de concreto, sendo a sua utilização considerada inadequada, o que foi comprovado em 1971 por KESLER et al. e por WALSH<sup>10</sup> apud BAZANT (1997), em 1972, que trabalhou com vigas de dimensões diferentes com entalhes no meio do vão, aparecendo a primeira influência do efeito de tamanho, apesar de não ter sido corretamente interpretada naquela época.

<sup>7</sup> KAPLAN, M. E., *Crack Propagation and Fracture of Concrete*, J. ACI. Vol. 58, No. 5, 1962, pp. 591-610.

<sup>8</sup> WALSH, P. E., *Fracture of plain concrete*, Indian Concrete J., 46 (11), 1972, pp. 469-470 e 476.

### 2.3 Mecânica da Fratura no Concreto

O concreto é um material composto de múltipla escala, constituído por cimento, areia, agregados, água e, às vezes, alguns aditivos misturados para formar um material sólido. Na área de engenharia e ciência dos materiais, usualmente empregam-se três diferentes níveis estruturais de observação, denominados de micro, meso e macro. Na abordagem desses três níveis de observação, é normalmente assumido que o comportamento num nível pode ser explicado em termos da estrutura observada no nível inferior (VAN MIER, 1997).

Ainda conforme VAN MIER (1997), o nível micro varia aproximadamente de  $10^{-8}$  a  $10^{-4}$  metros, destacam-se características importantes para a observação da estrutura interna do cimento da pasta de cimento endurecida. Já no meso nível, que se encontra entre  $10^{-4}$  a  $10^{-1}$  metros, pode-se reconhecer a pasta de cimento, a areia e os agregados graúdos, além das interfaces entre eles. No macro nível, acima de  $10^{-1}$  metros, nenhuma estrutura interna do material pode ser reconhecida, exceto para o concreto armado, em que a armadura é geralmente levada em consideração.

Normalmente as análises da Mecânica da Fratura em matérias parcialmente frágeis são realizadas no meso nível. A ocorrência de fissuras é um fenômeno intrínseco das estruturas de concreto que é composto essencialmente de pasta de cimento (matriz), agregados miúdos e graúdos, além da interface entre pasta e agregados, considerada como um material independente, com resistência e rigidez própria. Normalmente a interface é considerada a região mais fraca, que os demais constituintes deste compósito.

A presença de vazios e microfissuras, que podem se desenvolver nos poros e nas interfaces, oriundos de processos ocorridos durante e após a concretagem de peças estruturais, causam a concentração de tensão em nível microscópico, a princípio. Este processo pode evoluir sob carregamento crescente e causar o surgimento de trincas maiores quando se atinge a resistência à tração do concreto, causando a ocorrência do fenômeno de localização de deformações e o amolecimento do concreto.

A resposta de amolecimento do concreto irá depender grandemente de seus constituintes, como, por exemplo, o tamanho do agregado, já que possíveis zonas fracas irão se desenvolver na região de contato do agregado com a matriz de cimento. Isto ocorre, principalmente, sobre as partículas de agregados maiores, que têm um grande efeito sobre o comprimento da Zona de Processo de Fraturamento.

Um exemplo da influência dos constituintes do concreto em seu comportamento à fratura, e conseqüentemente nos parâmetros de fraturamento, pode ser observada comparando-se as curvas carga-flecha do concreto de resistência convencional com o concreto de alta resistência. Os dois apresentam um comportamento de pré-pico de carga máxima semelhante, porém, apresentam um comportamento de pós-pico diferente. O concreto de resistência convencional apresenta um ramo de amolecimento mais comprido e suave do que o concreto de alta resistência, que apresenta comportamento mais frágil, com queda de tensão mais rápida à medida que aumentam as deformações.

Outro fator importante é a razão água/cimento ( $a/c$ ), que tem efeito direto na porosidade da matriz do material e da interface entre agregado e matriz. Observa-se um aumento da resistência à tração para uma redução da porosidade, logo, a energia de fratura deve mudar com o decréscimo da razão  $a/c$ . Desta forma, se a porosidade decresce, um aumento da energia de fratura é esperado. Isto pode ser explicado através do aumento da tensão máxima no diagrama de amolecimento. Do mesmo modo, um aumento da idade do concreto, resulta num decréscimo da porosidade, ocorrendo um efeito equivalente ao decréscimo da razão  $a/c$  na energia de fratura.

Nos concretos, freqüentemente, as falhas ocorrem nas interfaces, sugerindo que a falha ocorra a partir da substituição da camada dos poros na interface de transição para a camada de contato, que constitui a região próxima mais fraca. Neste contexto, é importante admitir o aumento da resistência de ligação entre matriz e agregados, como observado nos concretos de alto desempenho. As trincas tenderão a crescer através das partículas dos agregados, ao invés de contornarem as mesmas, influenciando nos

valores da energia de fraturamento e na fragilidade do concreto. Geralmente, aceita-se que o concreto leve, com agregados porosos, e o concreto de alto resistência se comportam de modo mais frágil do que o concreto convencional.

Numa estrutura de concreto sujeita a carregamento e deformação crescentes, há um processo de microfissuração aleatória até um determinado instante, quando a tensão atinge o limite de resistência, onde se inicia uma trinca. Na região adiante da ponta da trinca, forma-se a Zona de Processo de Fratura (ZPF). Após a formação desta zona, as deformações não mais estarão distribuídas ao longo da estrutura. As deformações tendem a crescer dentro da ZPF, enquanto diminuem fora desta, caracterizando o processo de localização das deformações. A localização ocorre com o aumento contínuo da deformação na ZPF, enquanto a tensão de tração decresce até se anular. No ponto em que a tensão se anula, significa que está se iniciando a propagação da fissura. Em geral esta localização tende a ocorrer em regiões caracterizadas por detalhes concentradores de tensão, ou até mesmo na ponta de uma fissura pré-existente. A parte restante da estrutura, fora da ZPF, tende a se descarregar elasticamente devido à diminuição das deformações e tensões, enquanto a trinca principal tende a se abrir dissipando a energia de deformação elástica da estrutura. O decréscimo de tensão com o aumento da deformação na ZPF é chamado de amolecimento (*strain-softening*).

O processo de fratura no concreto é influenciado pela Zona de Processo de Fratura, que contribui para o comportamento inelástico deste material, sendo este um dos principais motivos para a impossibilidade da aplicação direta da MFEL para se caracterizar o crescimento de trincas neste material.

A ZPF consome grande parte da energia oriunda do carregamento aplicado na estrutura, contribuindo, portanto, para uma propagação estável das trincas, e é governada por mecanismos complexos. Dentre os mecanismos da Zona de Processo de Fratura podem ser destacados os seguintes: a) Microtrincas; b) Deflexão da direção de propagação da trinca; c) Ligação das faces da trinca pela presença do agregado (costura); d) Rugosidade das superfícies da trinca; e) Ocorrência de vazios rombudos na ponta da trinca; f) Ramificação da trinca. Estes mecanismos são ilustrados na FIG. 2.15.

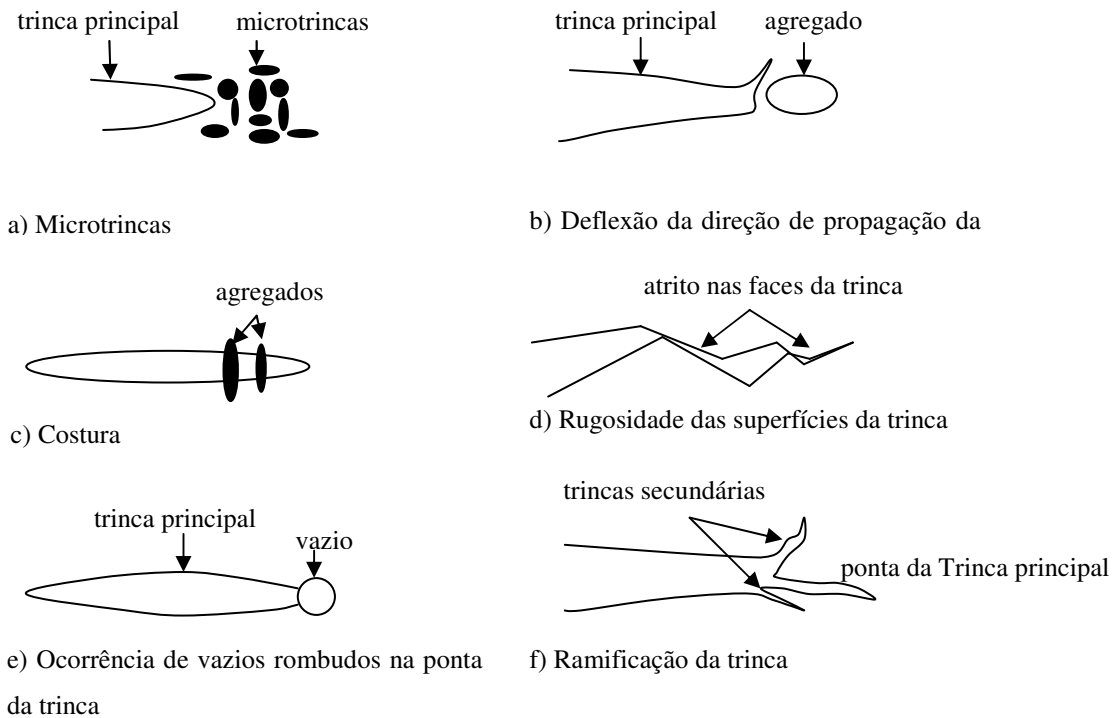


FIGURA 2.15 Mecanismos da Zona de Processo de Fratura.

FONTE: SHAH et al., 1995. p.96.

As microtrincas possuem orientação aleatória com relação ao plano da trinca principal e a sua densidade diminui com o aumento da distância em relação à ponta da trinca principal. Já a deflexão da direção de propagação da trinca ocorre quando esta encontra um grão do agregado, com resistência à fratura mais alta e uma interface mais fraca, induzindo a trinca a mudar de direção. Por outro lado, as costuras podem ocorrer quando a trinca avança na argamassa além do agregado que continua a transmitir tensão entre as suas faces até que aconteça o arrancamento do agregado ou a sua ruptura. Já a rugosidade das superfícies da trinca dificulta o deslizamento relativo entre elas (solicitação através do modo II), decorrente da deflexão na direção de propagação e/ou do intertravamento dos agregados, provocando uma abertura tortuosa da trinca. Algumas vezes ocorrem vazios rombudos na ponta da trinca, aliviando a singularidade do campo de tensões. Por outro lado, a ramificação da trinca ocorre devido às heterogeneidades características do concreto, implicando numa demanda maior de energia para a propagação em várias direções.

### 2.3.1 Modelos de Fratura do Concreto

O comportamento das trincas, nos materiais parcialmente frágeis como o concreto, pode ser modelado através da consideração de uma trinca efetiva, que associa o comportamento da trinca física inicial e da respectiva ZPF. A energia proporcionada pelo carregamento resulta numa taxa de liberação de energia  $G_q$  da trinca efetiva, podendo ser decomposta em duas parcelas: a taxa de liberação de energia necessária para a formação de duas novas superfícies  $G_{Ic}$  e a taxa de liberação de energia  $G_{\sigma}$ , necessária para superar a pressão coesiva e separar as novas superfícies. A primeira parcela  $G_{Ic}$  pode ser calculada com base nos fundamentos da MFEL, enquanto a segunda parcela depende da pressão coesiva, sendo considerada como uma função monotônica da abertura da trinca efetiva ( $w$ ) na ZPF.

Normalmente os modelos para a determinação dos parâmetros de fratura consideram somente uma das parcelas da taxa de liberação de energia, sendo a outra parcela nula ou desprezível. No modelo da trinca coesiva de HILLERBORG<sup>9</sup> et al. (1976) apud SHAH et al. (1995), considera-se somente a parcela  $G_{\sigma}$ , para se determinar a energia de fraturamento. Já nos modelos de JENQ E SHAH (1985), modelo de dois parâmetros; e de BAZANT E KAZEMI<sup>10</sup> (1990) apud BAZANT (1997), modelo do efeito de tamanho, consideram a somente a parcela  $G_{Ic}$ .

---

<sup>9</sup> HILLERBORG, Z.P., MODEER, M., PETERSSON, P. E. *Analysis of Cracking Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements*, Cement And Concrete Research, Vol. 6, No. 6, 1976, pp. 773-782.

<sup>10</sup> BAZANT, Z. P. and KAZEMI, M. T., *Determination of fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect, with application to rock and concrete*, International journal of fracture. Vol. 44, 1990, pp. 111-131.

### 2.3.1.1 Modelo da Trinca Fictícia de Hillerborg

O modelo proposto por HILLERBORG causou um avanço significativo da aplicação da Mecânica da Fratura no concreto. Em seus estudos, observou-se que a partir de certo instante a deformação de uma chapa de concreto tracionada uniformemente concentrava-se num ponto, onde se iniciava uma pequena trinca, a qual se propagava, enquanto no restante do corpo verificava-se um descarregamento, conforme mostrado na FIG. 2.16. A deformação no ponto A (local da trinca), continuava a crescer enquanto a deformação no ponto B começava a diminuir a partir de certo nível, chegando à zero no limite. Este fenômeno é denominado localização de deformação e mostra que ocorre uma dissipação de energia elástica na região da localização, comprovada pela recuperação das deformações no restante do corpo.

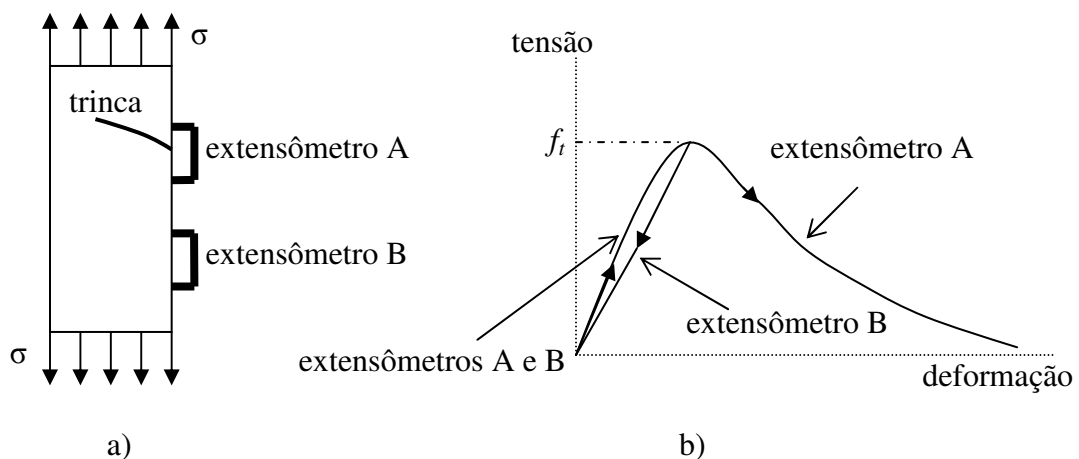


FIGURA 2.16 Ensaio realizado por Hillerborge: a) chapa de concreto tracionada  
b) curva tensão-deformação.

FONTE: SHAH et al., 1995. pp.117.

A quantidade total de energia absorvida pelo corpo-de-prova no ensaio em questão pode ser dividida em duas partes correspondentes às curvas da FIG. 2.17. A resposta durante a fase anterior à carga máxima do concreto, pode ser descrita pela curva tensão-deformação (FIG. 2.17 a). A fase de posterior a carga máxima, momento em que ocorre o processo de amolecimento, pode ser representada pela curva tensão-COD (deslocamento de abertura da trinca) (FIG. 2.17 b), e a área sob o gráfico fornece a

energia absorvida na zona de processo de fratura. Neste modelo, considera-se que a curva que apresenta o processo de amolecimento (FIG. 2.17b) é uma propriedade do material, sendo independente do tamanho e da forma da estrutura.

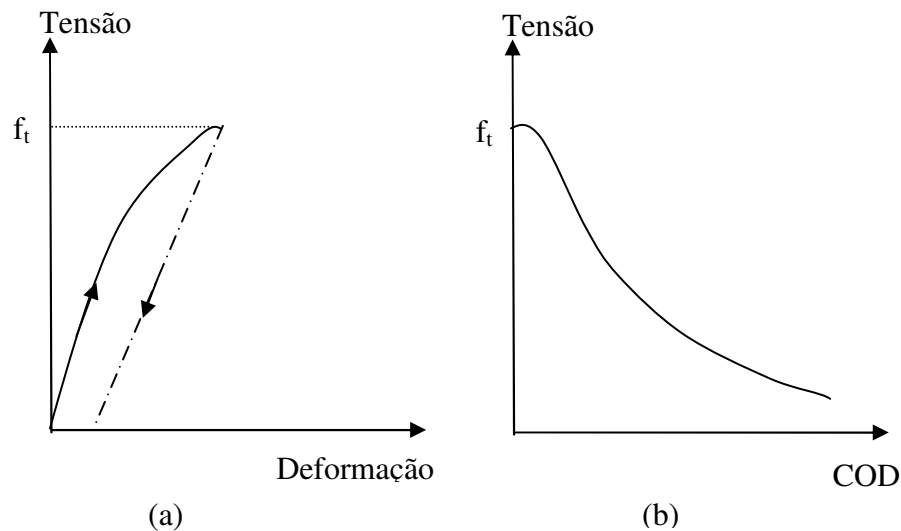


FIGURA 2.17 a) Propriedades de deformação do material fora da ZPF  
b) Deformações absolutas dentro da ZPF.

FONTE: SHAH et al., 1995. pp. 117.

O modelo de trinca fictícia assume que a parcela de energia  $G_{IC}$  para formação de novas superfícies no concreto é pequena em comparação com a parcela  $G\sigma$  requerida para separá-las. Conseqüentemente, a dissipação de energia para a propagação de trinca pode ser completamente caracterizada por meio da relação entre pressão coesiva e abertura da trinca efetiva. A tenacidade à fratura do material é representada pela energia dissipada por unidade de superfície de trinca ( $G_F$ ), sendo seu valor crítico considerado um parâmetro de resistência do material. No modelo de trinca fictícia, a curva de amolecimento  $\sigma(w)$  é considerada como propriedade do material, independente do tamanho e da geometria da estrutura, podendo ser completamente determinada se são conhecidas a sua forma, a resistência à tração  $f_t$  do concreto e a energia de fratura  $G_F$ . Quando a forma da curva é dada, a propriedade do material à fratura é determinada apenas pelos parâmetros  $f_t$  e  $G_F$ .

Os mecanismos de tenacidade na ZPF podem ser modelados por meio de uma pressão coesiva atuando nas faces de uma trinca efetiva, sendo que as faces só abrirão completamente quando houver energia disponível suficiente para vencer a pressão

coesiva. A pressão coesiva é determinada em função da abertura da trinca efetiva na região da ZPF e tendendo manter a trinca fechada.

As formações de novas trincas e as correspondentes ZPF são simplesmente simuladas por uma zona coesiva localizada na ponta da trinca, como mostrado na FIG. 2.18, onde  $w_t$  é o deslocamento de abertura na ponta da trinca, a partir de uma trinca inicial; e  $w_c$  é a separação crítica correspondente ao ponto em que a tensão coesiva é nula. A energia dissipada para a propagação da trinca pode ser inteiramente caracterizada pela resistência de coesão a separação como demonstrado a seguir.

$$G_F = \int_0^{w_c} \sigma(w) \cdot dw$$

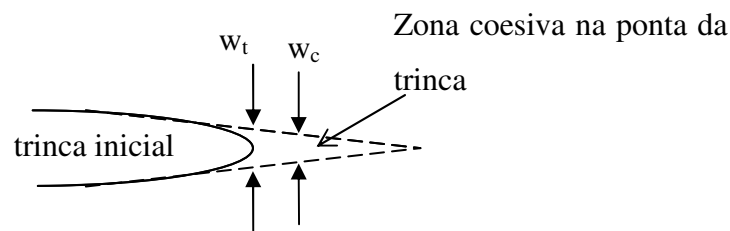


FIGURA 2.18 Zona coesiva na ponta da trinca.

FONTE: SHAH et al., 1995. pp.114.

### 2.3.1.2 Modelo dos Dois Parâmetros de Fratura de Jenq e Shah

O modelo proposto por JENQ e SHAH (1985), baseia-se no conceito de trinca elástica efetiva, o qual determina o estado crítico de fratura de uma estrutura baseado na sua resposta elástica. Assumi-se, desta forma, que o mecanismo de dissipação de energia através da coesão ( $G_\sigma$ ) seja nulo. Deste modo, só a parcela de energia elástica-linear ( $G_{Ic}$ ) é considerada.

Este método é tradicionalmente conhecido como modelo de dois parâmetros, pois a resistência do material à fratura é considerada por meio de duas componentes: a tenacidade à fratura ( $K_{Ic}$ ) e o deslocamento de abertura crítico na ponta da trinca (CTOD<sub>c</sub>), mostrados na FIG. 2.19. Estes parâmetros são calculados através dos critérios

da MFEL. A primeira componente  $K_{Ic}$  corresponde a tenacidade à fratura e a segunda corresponde ao valor crítico do  $CTOD$ . São necessários os dois parâmetros para descrever o comportamento inelástico da propagação estável das fissuras de forma a evitar a influência do efeito de tamanho e da geometria. Deste modo, a MFEL pode ser aplicada para calcular estes parâmetros e prever os carregamentos máximos de quaisquer estruturas.

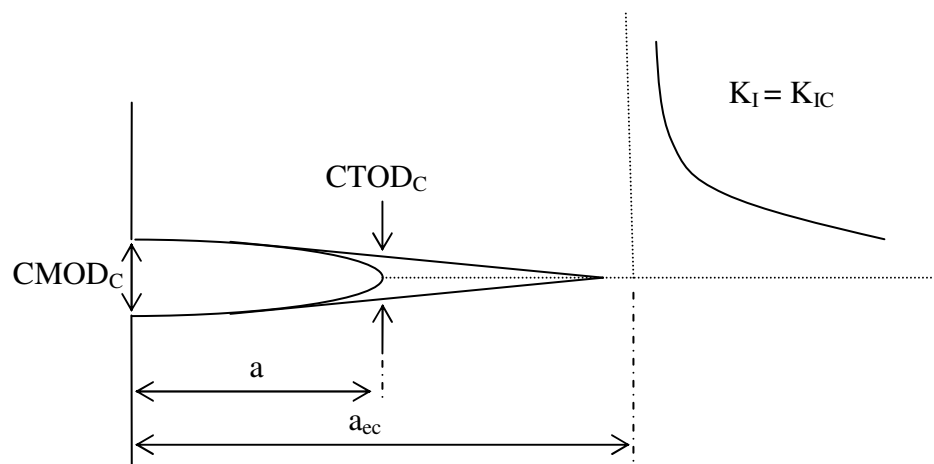


FIGURA 2.19 Início da propagação da trinca.

FONTE: SHAH et al., 1995. pp. 131.

Neste modelo a Zona de Processo de Fratura é modelada através de uma trinca elástica equivalente  $a_e$ , cuja dimensão é determinada empiricamente, a partir da curva cíclica de carga- $CMOD$  (FIG. 2.20a). Esta trinca é dependente do tamanho e da geometria da estrutura, desta forma, não se pode utilizá-la diretamente como um critério de falha do processo de fraturamento. Porém, utiliza-se esta trinca nos cálculos dos valores de  $CTOD_C$  e de  $K_{Ic}$ . As relações de  $CMOD$  e  $CTOD$  em uma trinca são apresentadas na FIG. 2.20b.

Para separar a resposta à fratura elástica da plástica de um dado corpo-de-prova, deve-se carregá-lo até a tensão correspondente à carga máxima e descarregá-lo e em seguida recarregá-lo, separando desta forma uma resposta da outra. Na FIG. 2.20a e 2.20b, as componentes  $CMOD^p$  e  $CMOD^e$  são as parcelas plástica e elástica do  $CMOD$ , respectivamente.

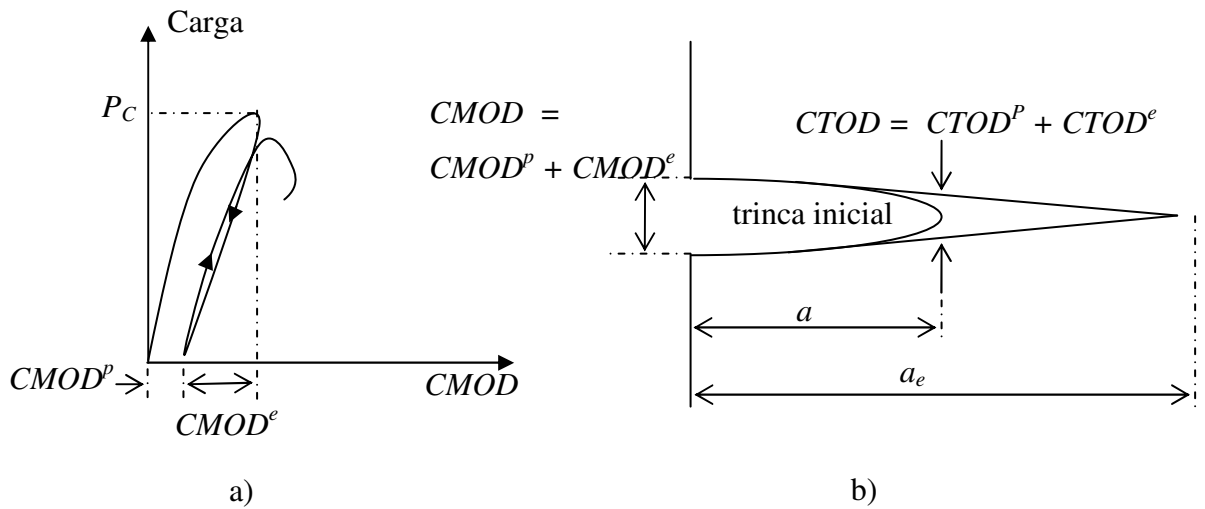


FIGURA 2.20 a) curva carga-CMOD b) modelo da trinca elástica equivalente.

FONTE: SHAH et al., 1995. pp. 129.

A partir da consideração de que todos os materiais possuem algum tipo de defeito assemelhado a trincas, a abertura de deslocamento destas trincas pode ser associada diretamente ao valor do  $CTOD$ , justificando-se, assim, a existência deste valor. Quando o material é sujeito a um carregamento externo, estas trincas irão se abrir, propagando-se e, às vezes, coalescendo-se com outras trincas. A propagação das trincas ocorrerá quando o fator de intensidade de tensão ( $K_I$ ) e o deslocamento de abertura na ponta da trinca ( $CTOD$ ), causados pela solicitação se igualarem, respectivamente, ao fator de intensidade de tensão crítico ( $K_{Ic}$ ) e ao deslocamento de abertura crítico na ponta da trinca ( $CTOD_c$ ), que representam a resistência do material à fratura.

A partir dos resultados experimentais obtidos em ensaios de vigas com diferentes tamanhos, e de mesmo material, os autores deste modelo constataram que os valores de  $K_{Ic}$  e de  $CTOD_c$  são parâmetros independente da geometria e tamanho, sendo dependentes apenas do material.

### 2.3.1.3 Modelo do Efeito de Escala de Bazant e Kazemi

Utilizando o conceito de trinca elástica efetiva, baseado nas formulações da MFEL, em que a taxa de liberação de energia crítica corresponde à parcela elástica-linear ( $G_{IC}$ ) da energia liberada, BAZANT e KAZEMI<sup>10</sup> simularam a fratura de materiais parcialmente frágeis, trabalhando com uma série de vigas com similitude bidimensional, na qual a relação tamanho inicial da trinca pela altura da seção transversal retangular foi mantida constante, assim como, a largura da seção transversal em todos os exemplares. Desta forma, os parâmetros de fraturamento determinados são independentes do tamanho e da geometria da estrutura, conforme ilustrado na FIG. 2.21. Nota-se, nesta figura, a influência do tamanho da estrutura, quando solicitada por um mesmo nível de tensão.

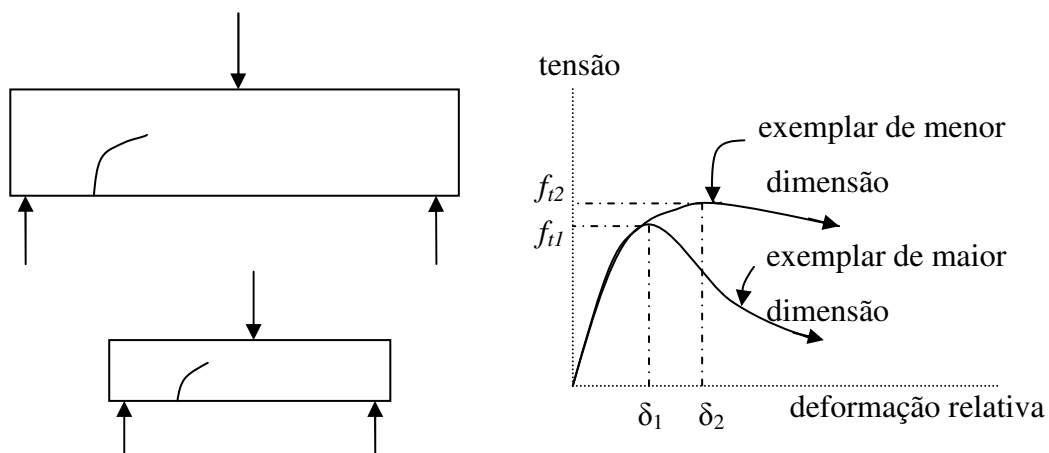


FIGURA 2.21 Lei do efeito de escala.

FONTE: BAZANT et al., 1997. pp. 9.

Considera-se que a Zona de Processo de Fraturamento do concreto ocorre em uma região relativamente grande, da mesma ordem de tamanho dos corpos-de-prova usuais, influenciando nos valores da energia de fraturamento determinados experimentalmente, devido à dependência das dimensões dos exemplares. Desta forma, a energia de fraturamento deve ser determinada e definida através da lei do efeito de tamanho, de modo que seu valor não seja afetado por outras influências. A partir de estruturas geometricamente similares, a tensão nominal de falha pode ser descrita como apresentado a seguir:

$$\sigma_n = c_n \frac{P_c}{t \cdot b} \quad (2.13)$$

onde  $P_c$  é a carga crítica de fratura, ou a carga máxima;  $t$  é a espessura da estrutura;  $b$  é a altura; e  $c_n$  é um coeficiente que representa os diferentes tipos de estruturas. O valor de  $c_n$  pode ser calculado igualando-se a Eq. 2.13 a fórmula de tensão em certo ponto particular da estrutura, determinada de acordo com um critério de resistência, conforme demonstrado a seguir, considerando a estrutura como sendo uma viga bi-apoiada, com um carregamento aplicado no meio do vão, sendo  $S$  o comprimento do vão livre, obtém-se então:

$$\sigma_n = c_n \frac{P}{t \cdot b} = \frac{M}{W} = \frac{6 P \cdot S}{4 t \cdot b^2} \quad c_n = \frac{3 S}{2 b}$$

Os parâmetros de fraturamento são mensurados a partir da extrapolação da carga máxima, de corpos-de-prova geometricamente similares, para um exemplar de tamanho infinito, buscando garantir, deste modo, a independência dos parâmetros de fratura do tamanho e da forma. Pois no limite a ZPF tornar-se-á desprezível comparada com as dimensões do exemplar. Com esta abordagem assintótica, o problema se reduz à aplicação da lei do efeito de escala adequada.

Uma vez que os parâmetros de fraturamento  $G_f$  e  $c_f$  são conhecidos para um dado material, a resistência nominal ( $\sigma_{NC}$ ) para uma série de estruturas geometricamente similares com tamanhos diferentes pode ser determinada. O efeito de tamanho consiste na variação de  $\sigma_{NC}$  com a dimensão característica.

$$\sigma_{nc} = B f'_t \left[ 1 + \left( \frac{D}{D_0} \right)^r \right]^{\frac{1}{2r}} \quad (2.14)$$

Na Eq. 2.14, os valores de  $B$  e  $D_0$  são calculados empiricamente a partir dos valores da resistência nominal determinada através da Eq. 2.13;  $f'_t$  corresponde à resistência à tração do material;  $D$  é a dimensão característica do corpo-de-prova ou da estrutura

(somente exemplares geometricamente similares são considerados); e  $r$  é um expoente utilizado para otimizar uma representação mais fiel do efeito escala. Como os valores de  $D$ ,  $B$  e  $f_r$  relacionam-se com os parâmetros  $G_f$  e  $c_f$ , a tensão nominal pode ser expressa da seguinte forma:

$$\sigma_{nc} = c_n \left[ \frac{EG_f}{g'(a_0/D)c_f + g(a_0/D)} \right] \quad (2.15)$$

Os valores de  $G_f$  e  $c_f$ , na Eq. 2.15, são os parâmetros de fratura do material, determinados experimentalmente para uma série de corpos-de-prova, geometricamente similares; os parâmetros  $g'(a_0/D)$  e  $g(a_0/D)$  são funções que consideram a influência da geometria da estrutura e,  $a_0$  corresponde ao valor da trinca inicial ou entalhe,  $D$  é a dimensão característica, no caso, a altura da seção transversal retangular,  $E$  é o módulo de elasticidade e  $c_n$  é um coeficiente que representa o tipo de estrutura. O parâmetro de fratura  $G_f$  corresponde à taxa de liberação de energia crítica ( $G_{Ic}$ ), enquanto  $c_f$  é a extensão crítica da trinca, no caso de estruturas com dimensões infinitas, o valor de  $c_f$  equivale à metade da Zona de Processo de Fratura.

Com base na lei do efeito de escala, pode-se caracterizar o tipo de teoria de falha que se deve utilizar no projeto de uma estrutura. Esta análise é realizada a partir da dimensão característica da estrutura ( $D$ ) e do comprimento da Zona de Processo de Fratura ( $l$ ), que tem seu tamanho dependente da dimensão do máximo agregado, nos materiais parcialmente frágeis. Para usar os conceitos da MFEL a relação  $D/l$  deve ser maior ou igual a 100, enquanto os conceitos da Mecânica da Fratura Não-Linear (MFNL) para materiais parcialmente-frágeis se aplicam quando a relação  $D/l$  for maior ou igual a 5 e menor que 100. Por outro lado, a resistência dos materiais se aplicaria somente quando esta razão fosse menor que 5, como ilustrado na FIG. 2.22.

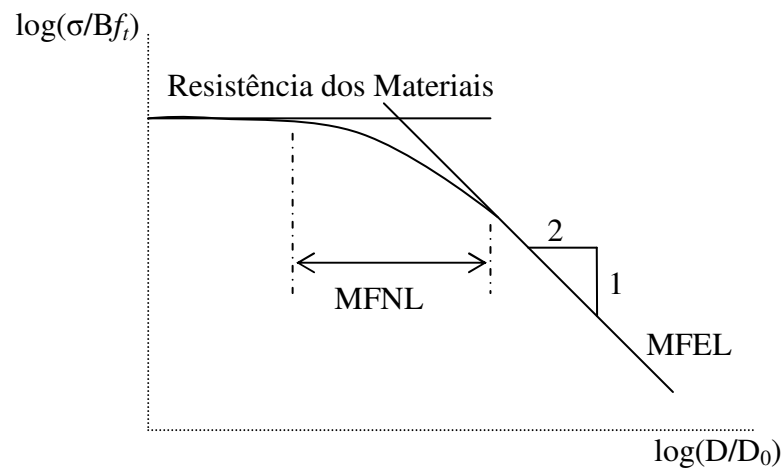


FIGURA 2.22 Ilustra o domínio de cada uma das teorias.

FONTE: BAZANT et al., 1997. pp. 9.

Na figura acima, a reta paralela ao eixo das abscissas representa o domínio de um critério de resistência baseado na Resistência dos Materiais. Já a reta com inclinação de 2:1 encontra-se o domínio em que a MFEL pode ser aplicada. O ponto de interseção entre as duas retas e as regiões próximas a este representa o domínio da MFNL.

# 3

## METODOLOGIA

### 3.1 Introdução

A determinação dos parâmetros de resistência do concreto com base nos fundamentos da Mecânica da Fratura para materiais parcialmente-frágeis, foi realizada através de ensaios de vigas com entalhe bi-apoiada com carga concentrada no meio do vão, usualmente denominado ensaio de flexão em três pontos, conforme ilustrado na FIG. 3.1, de acordo com os métodos experimentais especificados pelo comitê RILEM (International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures). Estes métodos foram utilizados do Laboratório de Análise Experimental de Estrutura do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG (LAEES), considerando concretos fabricados com materiais usualmente utilizados na região de Belo Horizonte. As especificações utilizadas para se determinar os parâmetros de fratura do concreto são 50-FMC (*Committee fracture mechanics of concrete*), TC 89-FMT (*Technique Committe 89 Fracture Mechanics of Concrete – Test Methods*) e a TC 89-

FMT (*Technique Committee 89 Fracture Mechanics of Concrete – Test Methods*) que leva em conta o método do efeito de escala.

O comitê RILEM adota ensaios de flexão em vigas, devido à facilidade de execução, em comparação com ensaios de corpos-de-prova prismáticos submetidos à tração direta. Além disso, os ensaios de flexão garantem uma menor interferência das condições de contorno nos resultados dos ensaios, pois as cargas são aplicadas através de rótulas, sendo uma na parte superior e duas nos apoios, oferecendo desta forma, o mínimo de atrito possível, cujo esquema mecânico é ilustrado na FIG. 3.1. Já em corpos-de-prova prismáticos submetidos à tração, os apoios utilizados podem ser rígidos ou móveis, influenciando nos resultados devido à possibilidade da introdução de esforços indesejados.

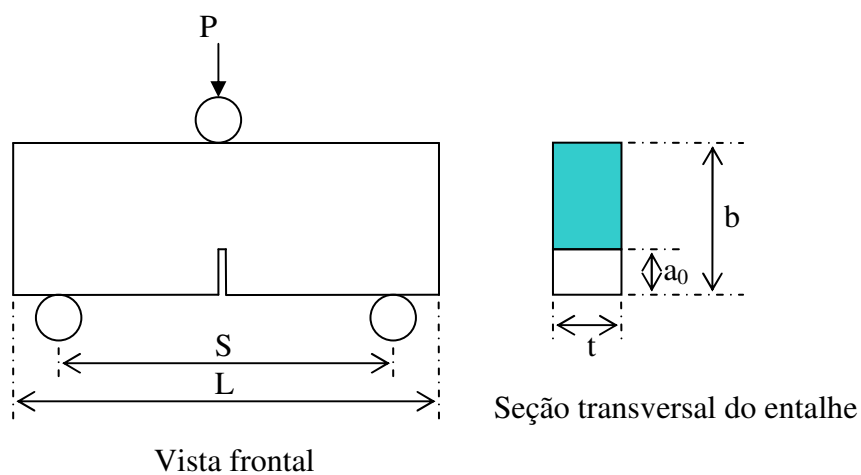


FIGURA 3.1 Corpo-de-prova para ensaio à flexão em três pontos.

FONTE: SHAH et al., 1995. pp. 163.

Os métodos recomendados pelas especificações são referenciados ao longo deste trabalho como: Método 1 para a especificação 50-FMC; Método 2 para a especificação 89-FMT para a determinação dos parâmetros de fratura ( $K_{Ic}$  e  $CTOD_c$ ) e Método 3 para a especificação 89-FMT, incorporando o Método do Efeito de Escala.

Uma generalização das dimensões das vigas ensaiadas, em cada um dos métodos, é apresentada na FIG. 3.1. Estas dimensões dependem diretamente do diâmetro máximo do agregado graúdo utilizado. Na FIG. 3.1,  $L$  denota o comprimento total da viga,  $S$  é o

vão livre entre os apoios,  $b$  é a altura,  $t$  a espessura e  $a_0$  é o tamanho do entalhe,  $P$  é a carga aplicada.

### 3.2 Método 1 (50-FMC)

A especificação 50-FMC (*Fracture Mechanics of Concrete*), baseia-se no método proposto por Hillerborg, para determinar experimentalmente a energia de fraturamento do concreto ou da argamassa, utilizando-se o ensaio de flexão em três pontos em vigas de concreto simples com entalhe no meio do vão.

A energia de fraturamento ( $G_F$ ) é definida como a energia necessária para a formação de uma trinca de área unitária. A área da trinca é definida como a área projetada sobre o plano paralelo à direção principal da fissura.

O resultado dos ensaios das vigas é representado pela curva carga-deslocamento no meio do vão da viga. O processo de amolecimento (*strain softening*) ocorre após o carregamento máximo. Para a obtenção do diagrama carga-deslocamento, apresentado na FIG. 3.2, é necessária a utilização de uma máquina servo-controlada, ou de uma máquina que possua rigidez elevada o suficiente, da ordem de 10 kN/mm no mínimo, para os exemplares de menores dimensões, garantindo a estabilidade dos ensaios.

O carregamento deve ser incrementado de modo constante, através da taxa de deslocamento, permitindo que a carga máxima seja alcançada no intervalo de tempo de 30 a 60 segundos após o início do carregamento.

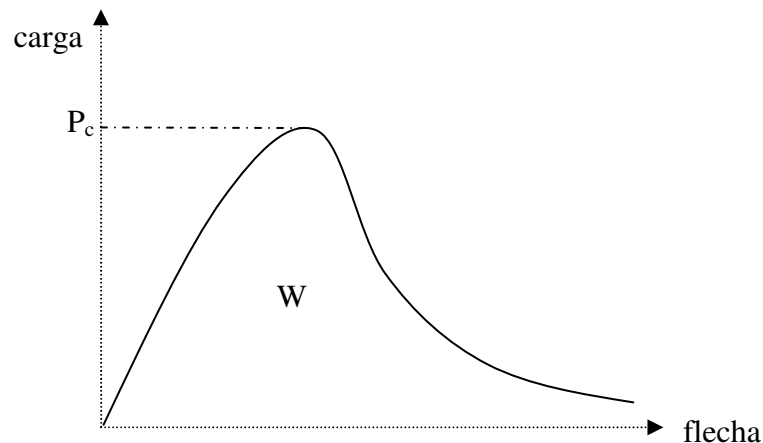


FIGURA 3.2 Diagrama carga x deslocamento.

A viga é carregada até sua completa ruptura, dividindo-se em duas metades. A energia de fraturamento pode ser determinada pela divisão da energia total absorvida pela viga ( $W$ ) pela área de fraturamento (FIG. 3.2), que é a área da seção transversal acima do entalhe, que equivale a área líquida,  $A_{lig}$  (Eq. 3.1).

$$G_F = \frac{W}{A_{lig}} \quad (3.1)$$

Para se obter resultados mais precisos, é necessário considerar o efeito do peso próprio da viga durante o ensaio, podendo este ser representado por uma carga adicional  $P_w$ , que fornece uma quantidade de energia equivalente as áreas  $W_1$  e  $W_2$  indicadas na FIG. 3.3. Desta forma, a solitação total na viga pode ser representada pela soma da carga aplicada durante o ensaio ( $P_a$ ) com o peso próprio ( $P_w$ ). O peso do equipamento de aplicação de carga também deve ser incluído em  $P_w$ .

Na FIG. 3.3, os eixos carga aplicada e flecha de ensaio, representam a energia fornecida pela máquina durante o ensaio, corresponde à área  $W_0$ , sendo  $\delta_0$  o deslocamento final da viga na ruptura, no momento em que a carga aplicada pelo sistema se anula. O trabalho realizado pelo peso próprio durante o ensaio é igual a área  $W_1$ , que pode ser determinada como sendo:  $W_1 = P_w \delta_0$ . Deste modo, ambos os valores  $W_0$  e  $W_1$  podem ser determinados a partir da curva  $P_a-\delta$ . Segundo PETERSON<sup>11</sup>, SWARTZ e YAP<sup>12</sup> apud

SHAH (1995), o valor de  $W_2$  é aproximadamente igual à  $W_1$ . A energia total ( $W$ ) absorvida pela viga equivale à área sob a curva carga-flecha (FIG. 3.3), dividida em três parcelas,  $W_0$ ,  $W_1$  e  $W_2$ .

Para facilitar o cálculo de  $P_w$  considera o peso próprio equivalente a uma carga concentrada no meio do vão, e pode ser calculada em função do momento produzido por esta, como demonstrado a seguir:

$$\frac{P_w}{2} \frac{S}{2} = mg \frac{S}{2} \frac{S}{4} \qquad P_w = \frac{mgS}{2} = \frac{Mg}{2}$$

Os valores de  $m$ ,  $g$  e  $M$  correspondem respectivamente à massa por unidade de comprimento, a aceleração da gravidade (9,81 m/s), e a massa da viga entre os apoios;  $S$  é o vão da viga entre os apoios.

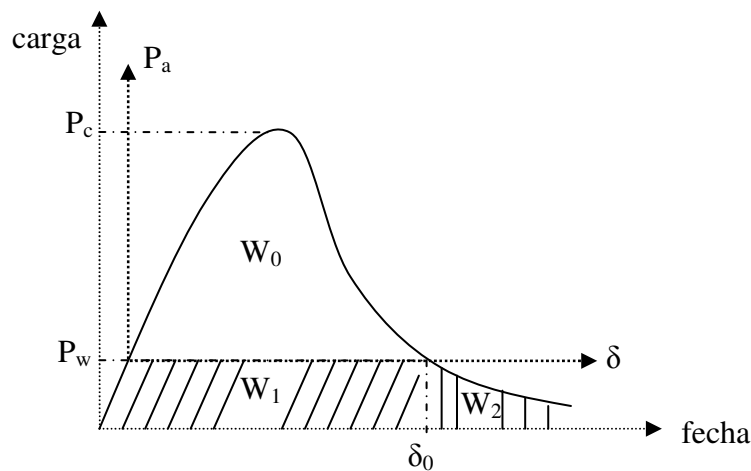


FIGURA 3.3 Diagrama carga x deslocamento considerando o peso próprio.

<sup>11</sup> PETERSON, P. E., *Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials*. Report TVBM-1006, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, 1981.

<sup>12</sup> SWARTZ, S. E., YAP, S. T., *The Influence of Dead Load on Fracture Energy Measurements Using the RILEM Method*, Materials and Structures, Vol. 21, 1988, pp. 410-415

Com o valor do peso próprio, da área  $W_0$ , da flecha no momento de ruptura, da espessura da viga  $t$ , da altura  $b$  e da profundidade do entalhe  $a_0$ , a energia de fraturamento pode ser calculada:

$$G_F = \frac{(W_0 + 2W_1)}{A_{lig}} = \frac{W_0 + 2\left(\frac{Mg}{2}\right)\delta_0}{t(b - a_0)} = \frac{W_0 + Mg\delta_0}{t(b - a_0)} \quad (3.2)$$

### 3.3 Método 2 ( TC 89-FMT)

A recomendação TC 89-FMT (*Fracture Mechanics of Concrete Test Methods*), baseia-se no método proposto por JENQ e SHAH (1985), para determinar experimentalmente a tenacidade à fratura ( $K_{Ic}$ ) e o deslocamento de abertura crítica na ponta da trinca ( $CTOD_c$ ), utilizando-se o ensaio de flexão em três pontos em vigas de concreto com entalhe no meio do vão. Para caracterizar a resistência de fratura e a dissipação de energia no concreto ou na argamassa, é necessário também, determinar o módulo de elasticidade do material.

O fator de intensidade de tensão crítico (tenacidade à fratura) é definido como o fator de intensidade de tensão calculado na ponta de uma trinca elástica efetiva crítica, usando a carga máxima obtida no ensaio, que também é chamada de carga de pico. Já o  $CTOD_c$  é definido como o deslocamento de abertura crítica na ponta da trinca, calculado a partir do deslocamento máximo entre as faces da fissura, medido na face inferior da viga ( $CMOD$ ) (FIG. 3.4), juntamente com os valores da carga máxima e o comprimento da trinca elástica efetiva crítica.

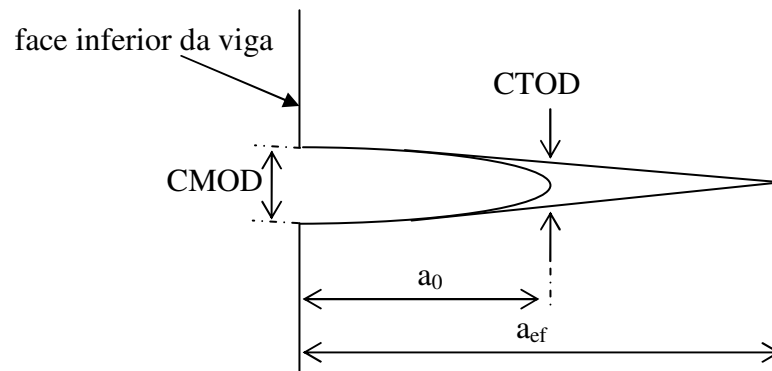


FIGURA 3.4 Relação entre CMOD e CTOD.

O resultado dos ensaios pode ser representado pela curva carga-*CMOD*, ilustrada na FIG. 3.5, onde são apresentados dois ciclos de carregamento e um de descarregamento. A partir deste diagrama, o módulo de elasticidade, a tenacidade à fratura e o deslocamento de abertura crítica na ponta da trinca ( $CTOD_c$ ) podem ser determinados. A abertura da trinca e a aplicação da carga devem ocorrer de forma contínua durante o teste, sem grandes oscilações, caracterizando um ensaio estável. Os valores do *CMOD* são obtidos por meio da instalação de um *clip gauge*, transdutor de deslocamento de alta precisão utilizado para medir pequenos deslocamentos e deformações, no ponto situado na metade da espessura da viga, conforme visto na FIG. 3.6.

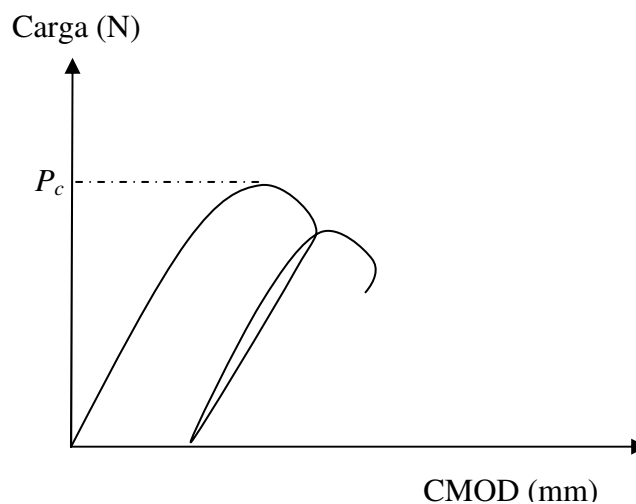


FIGURA 3.5 Gráfico carga-CMOD.

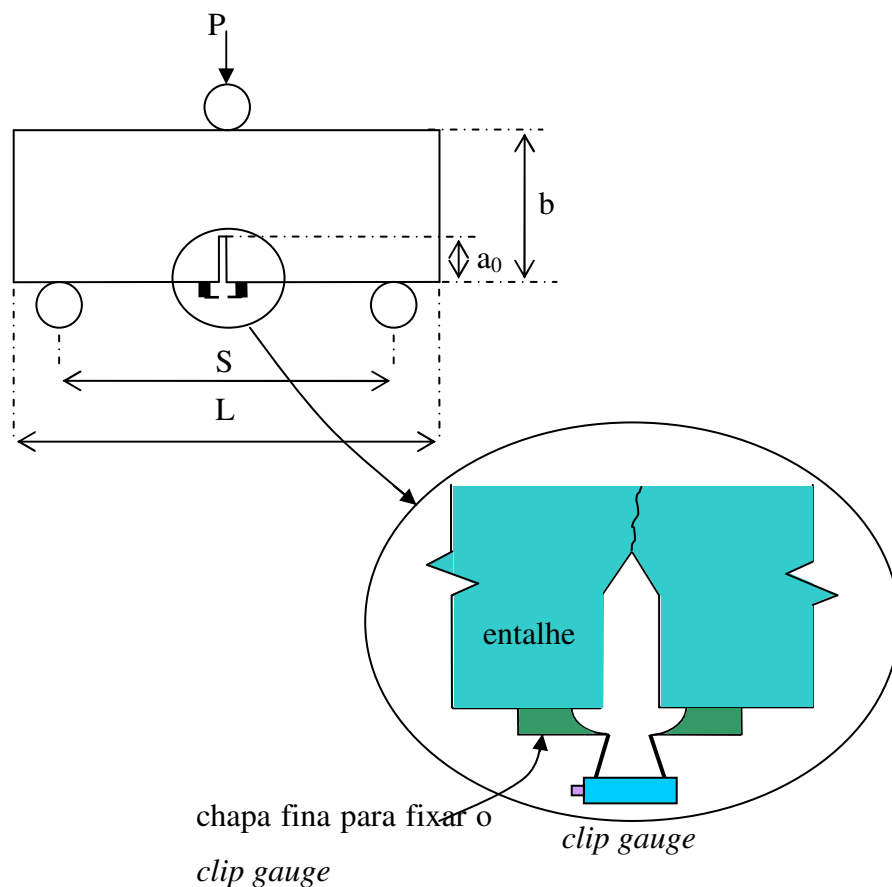


FIGURA 3.6 Esquema de ensaio e medição do CMOD.

Para a obtenção do diagrama carga-*CMOD*, é necessário à utilização de uma máquina servo-controlada, com dois canais de entrada, sendo um destinado aos valores de carga e o outro aos medidos pelo *clip-gauge*. O carregamento é controlado pela taxa de deslocamento de abertura do entalhe, devendo ser constante, para garantir que a carga máxima seja alcançada em aproximadamente 5 minutos após o início do ensaio. A viga deve ser solicitada monotonicamente até a carga máxima. Após esta carga, inicia-se a curva de amolecimento com o decréscimo da carga. Quando esta atinge o valor igual a 95% da carga máxima, a viga é descarregada e então se inicia um novo ciclo de carregamento. Cada ciclo de descarregamento e recarregamento deve ser finalizado em aproximadamente 1 minuto.

A partir da curva obtida carga-*CMOD*, traça-se a reta tangente correspondente ao primeiro ciclo de carregamento,  $C_i$ , e a reta  $C_u$  resultante do descarregamento. A partir

destas retas, determina-se o módulo de elasticidade, através do valor da tangente do primeiro ciclo de carga,  $C_i$ , conforme apresentado na FIG. 3.7, utilizando-se a seguinte equação:

$$E_c = \frac{6S \cdot a_0 \cdot V_1(\alpha_0)}{C_i \cdot b^2 t} \quad (\text{N/m}^2) \quad (3.3)$$

onde  $V_1(\alpha_0) = 0,76 - 2,28\alpha + 3,87\alpha^2 - 2,04\alpha^3 + 0,66 / (1-\alpha)^2$  é o fator de forma, e  $\alpha_0 = (a_0 + HO)/(b+HO)$ .

Com o valor do módulo de elasticidade e da reta do ciclo de descarregamento e recarregamento,  $C_u$  (FIG. 3.7), determina-se o comprimento da trinca crítica efetiva (Eq. 3.4), através de interações, até se adquirir uma precisão adequada, neste trabalho considerou que esta precisão é de  $10^{-2}$  milímetros, conforme encontrado na bibliografia. Com este comprimento determina-se o valor da tenacidade da fratura e do  $CTOD_C$ .

$$a_c = a_0 \frac{C_u \cdot V_1(\alpha_0)}{C_i \cdot V_1(\alpha_c)} \quad (\text{m}) \quad (3.4)$$

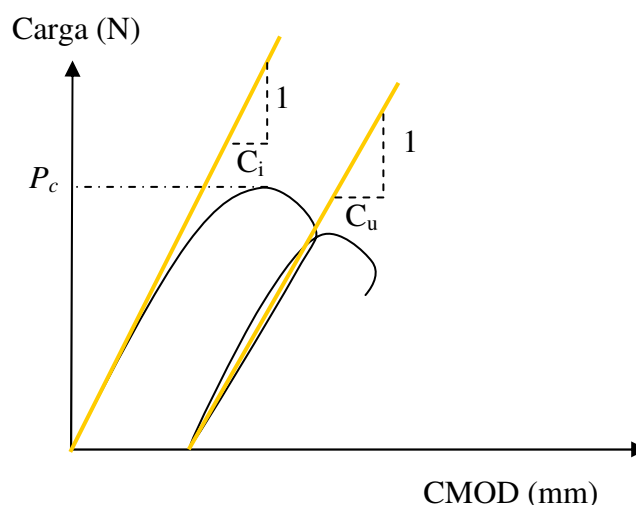


FIGURA 3.7 Retas tangente  $C_i$  e reta  $C_u$  na curva carga-CMOD.

FONTE: SHAH et al., 1995. pp. 173.

O cálculo do comprimento da trinca efetiva crítica pode ser realizado através de tentativa e erro, devido à complexidade da formulação matemática, uma vez que o fator de forma  $V_I(\alpha_c)$  é calculado em função de  $\alpha_c$ , que é uma função do comprimento da trinca crítica efetiva equivalente a:  $(a_c + HO)/(b+HO)$ . O fator de intensidade de tensão é determinado utilizando-se a seguinte expressão:

$$K_{IC} = 3(P_{\max} + 0,5M) \frac{S\sqrt{\pi \cdot a_c} F(\alpha)}{2b^2t} \quad (\text{N/M}^{3/2}) \quad (3.5)$$

onde  $P_{\max}$  é a carga máxima do ensaio;  $M$  corresponde à massa da viga entre os suportes, sendo calculada pela expressão:  $M = m \cdot S/L$  [N];  $m$  é o peso próprio da viga;  $S$  é o vão livre e  $L$  o comprimento da viga;  $\alpha$  é a razão entre a trinca elástica efetiva crítica e a altura da viga,  $\alpha = a/b$  e  $F(\alpha)$  é o fator de forma, que é calculado com a seguinte expressão:

$$F(\alpha) = \frac{1,99 - \alpha(1 - \alpha)(2,15 - 3,93\alpha + 2,7\alpha^2)}{\sqrt{\pi^{1/2} (1 + 2\alpha)(1 - \alpha)^{3/2}}}$$

Já o  $CTOD_C$  é calculado considerando-se a trinca crítica efetiva, o módulo de elasticidade e a carga máxima do ensaio (Eq. 3.6).

$$CTOD_C = \frac{6P_{\max} S \cdot a_c \cdot V_I(\alpha)}{E_C \cdot b^2t} [(1 - \beta)^2 + (1,081 - 1,149\alpha)(\beta - \beta^2)]^{1/2} \quad [\text{m}] \quad (3.6)$$

onde  $\alpha = a_c/b$  e  $\beta = a_0/a$ .

Com estes dois parâmetros ( $K_{IC}$  e  $CTOD_C$ ) é possível prever a carga máxima de corpos-de-prova ou estruturas de qualquer geometria. Este método de teste é o único a determinar todos os parâmetros do material a partir dos ensaios com vigas de concreto com entalhe no meio do vão.

Nos laboratórios que não consigam ensaios estáveis nos testes de flexão em três pontos, os valores de  $C_u$  podem ser calculados aproximadamente, assumindo que o descarregamento irá retornar à origem. Os valores de  $K_{IC}$  e  $CTOD_C$  determinados desta forma apresentam resultados mais elevados do que se o ensaio tivesse sido estável e os cálculos realizados com a curva real de descarregamento, estimando-se uma majoração dos valores em aproximadamente 10 a 25%.

### 3.4 Método 3 (TC 89-FMT)

A especificação TC 89-FMT prevê a determinação da energia de fratura ( $G_f$ ) baseada no método proposto por BAZANT E PFEIFFER (1987). Neste método a energia de fratura é definida como energia específica, isto é, energia por unidade de área plana fissurada, requerida para a trinca se propagar em corpos-de-prova de dimensões infinitas. Esta definição é, em tese, independente do tamanho e da forma dos exemplares. Para isto, são utilizados ensaios à flexão em três pontos de vigas com entalhe no meio do vão, de dimensões similares, mas com tamanhos diferentes. Juntamente com a energia de fratura, deve-se determinar a resistência à tração, utilizando-se procedimentos tradicionais, como por exemplo, o ensaio de compressão diametral em corpos cilíndricos e o módulo de elasticidade. De posse destes dados, a tensão nominal de falha pode ser calculada.

O procedimento experimental utilizado neste método tende ser mais simples dentre os três métodos utilizados neste trabalho, pois os dados necessários para determinação da energia de fratura são os valores das cargas máximas e das dimensões de cada viga ensaiada, não necessitando de equipamentos de extensometria sofisticados. Este método baseia-se na carga crítica aplicada e no comprimento da trinca elástica efetiva crítica.

Devem ser ensaiados no mínimo três tipos de exemplares de dimensões similares, cujas alturas são definidas a partir da dimensão máxima do agregado. As menores vigas a serem ensaiadas devem ter uma altura menor ou igual a 5 vezes a dimensão máxima do agregado, e as maiores devem possuir uma altura superior a 10 vezes esta dimensão. A razão entre a altura do maior exemplar e a altura do menor deve ser no mínimo igual a

4. Preferencialmente, a razão entre a altura da viga e a dimensão máxima do agregado deve ser tão abrangente quanto possível, garantindo, desta forma, uma maior precisão nos resultados. Os valores mais indicados para estas razões são: 3, 6, 12 e 24, porém, podem ser escolhidas razões como: 4, 8 e 16, que são as usualmente aceitáveis.

Todos os exemplares devem ter a razão entre o vão livre e a altura, de no mínimo 2,5, e a razão da profundidade do entalhe e a altura da viga pode variar entre 0,15 a 0,5. A espessura do entalhe deve ser tão pequena quanto possível, não devendo exceder 0,5 vezes a dimensão máxima do agregado. A altura e a espessura da viga não devem ser menor do que 3 vezes a dimensão máxima do agregado. A distância da ponta da viga até o apoio deve ser ajustada para garantir que não ocorram concentrações de tensões, evitando-se a ocorrência de fissuras na região dos apoios. Todos os exemplares devem ser geometricamente similares, isto é, possuírem a mesma, espessura, razão entre o vão livre e a altura, razão entre a profundidade do entalhe e a altura e razão entre o comprimento da viga e a altura. No mínimo três corpos-de-prova com as mesmas dimensões devem ser ensaiados.

Os ensaios podem ser realizados em máquinas de teste uniaxial, ou em máquinas servo-controladas, sendo que este último tipo de máquina garante resultados mais consistentes. A máquina usada nos ensaios deve ser capaz de medir os carregamentos, não sendo necessária a caracterização do regime de pós-pico de carga. O carregamento deve ser aplicado de forma constante, controlado pelo incremento de deslocamento. A taxa de deslocamento deve permitir que a carga máxima seja alcançada em torno de 5 minutos.

Os resultados necessários para se determinar a energia de fratura são apenas os valores das cargas máximas, as dimensões das vigas, no caso, a altura, e o módulo de elasticidade do concreto, que pode ser obtido através de ensaios convencionais de compressão em corpos-de-prova cilíndricos.

O peso próprio de cada exemplar é somado aos valores das cargas máximas obtidas nos ensaios. Estes resultados, juntamente com as alturas das vigas, são utilizados para se

calcular as ordenadas  $Y$  e as abscissas  $X$  da função linear de extrapolação ( $Y = A.X + C$ ) (Eq. 3.7).

$$Y = \left( \frac{b \cdot t}{P^0} \right)^2 \quad X = b \quad (3.7)$$

Na equação acima,  $b$  corresponde à altura da viga,  $t$  a espessura e  $P^0$  a carga máxima obtida nos ensaios somada com o valor do peso próprio entre os apoios da viga.

A partir da curva  $Y$  versus  $X$ , pode-se determinar a inclinação da reta de regressão linear, utilizada para extrapolar os resultados dos ensaios a dimensões infinitas (FIG. 3.8). Com os valores da inclinação da reta de regressão e do ponto que corta o eixo das ordenadas, a energia de fratura pode ser calculada:

$$G_f = \frac{g_f(\alpha_0)}{E_c \times A} \quad (3.8)$$

onde  $E_c$  corresponde ao módulo de elasticidade; “ $A$ ” corresponde a inclinação da reta de regressão linear, e  $g_f(\alpha_0)$  corresponde à energia de fratura adimensional determinada a partir da MFEL (Eq. 3.9), considerando a razão entre o vão livre e a altura da viga igual a 2,5; já  $\alpha_0$  é dado pela seguinte relação:  $\alpha_0 = a_0/b$ .

$$g_f(\alpha_0) = \left( \frac{S}{b} \right)^2 \pi \times \alpha_0 \left[ 1,5 \times \frac{1,0 - 2,5\alpha_0 + 4,49\alpha_0^2 - 3,98\alpha_0^3 + 1,33\alpha_0^4}{(1 - \alpha_0)^{3/2}} \right] \quad (3.9)$$

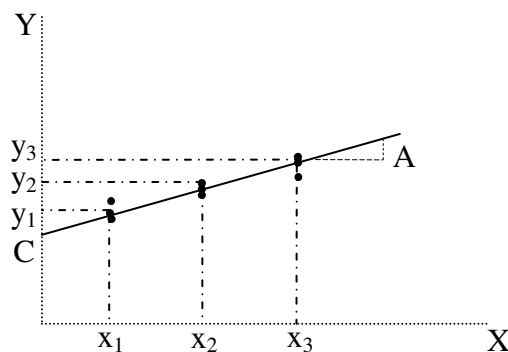


FIGURA 3.8 Reta de regressão linear.

Os valores da energia de fraturamento ( $G_f$ ) são obtidos a partir da extrapolação das cargas máximas de um número limitado de corpos-de-prova com dimensões finitas, através da regressão linear, um simples erro nos cálculos da inclinação da reta ( $A$ ) pode alterar significativamente o valor de  $G_f$ .

Neste ensaio deve-se tomar cuidados em relação à dispersão dos resultados para que se tenha uma definição precisa da reta de regressão linear entre  $X$  e  $Y$ . Na FIG. 3.9a, apresenta-se o caso típico onde o intervalo utilizado da verificação das dimensões dos corpos-de-prova foi muito estreito, com isto a reta de regressão linear tem uma inclinação altamente incerta. Neste caso seria necessário um intervalo de variação das dimensões características dos corpos-de-prova maior, tal como ilustrado na FIG. 3.9b. Por outro lado, na FIG. 3.9c apresenta-se um caso em que ocorre uma pequena dispersão de resultado, permitindo com isto um intervalo de variação de dimensões dos corpos-de-prova mais estreito.

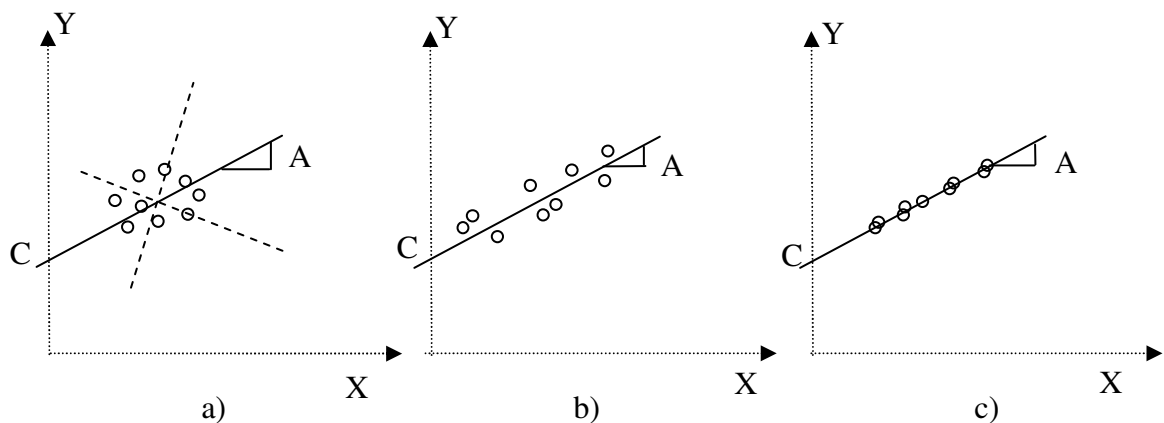


FIGURA 3.9 Dispersão dos resultados.

FONTE: RILEM 89-FMT, 1990. pp. 3.

A partir dos resultados da regressão linear (FIG. 3.6), a inclinação da reta ( $A$ ) e o ponto de encontro da reta de regressão com o eixo das ordenadas ( $C$ ) são determinados. A dispersão dos resultados dos ensaios é avaliada através da dispersão da inclinação da regressão linear ( $w_A$ ), devendo ser menor ou igual a 0,10; da espessura relativa da faixa

de dispersão ( $m$ ), menor ou igual a 0,20; e do coeficiente de variação que intercepta a linha de regressão ( $w_C$ ), que deve ser menor ou igual a 0,20.

O método do efeito de tamanho aplica a MFEL em materiais parcialmente-frágeis, através da consideração da trinca elástica linear de comprimento equivalente ( $a_{ef}$ ), que associa o comprimento real da fissura a ZPF, representada por um acréscimo ao comprimento inicial. O comprimento desta trinca equivalente corresponde a  $c_f$ , para corpos-de-prova de dimensões infinitas, sendo determinado a partir da energia de fratura adimensional e de sua primeira derivada e da regressão linear do tratamento estatístico para os valores das cargas e das dimensões, segundo a Eq. 3.10.

$$c_f = \frac{g_f(\alpha_0)}{g'_f(\alpha_0)} \left( \frac{C}{A} \right) \quad (3.10)$$

Depois de determinados os parâmetros de fraturamento, uma aplicação prática da lei do efeito de tamanho, ocorre através do cálculo da tensão de ruptura em exemplares ou em estruturas de concreto (Eq. 3.11).

$$\sigma_N = \frac{Bf_t}{(1 + \beta)^{0,5}} \quad (3.11)$$

onde  $\sigma_N$  é a tensão nominal de ruptura,  $f_t$  é a resistência à tração,  $B$  é uma constante empírica e  $\beta$  é o número de fragilidade da estrutura e ele corresponde a:  $\beta = b/D_0$ , sendo  $b$  a altura do exemplar e  $D_0$  é uma constante empírica calculada a partir do comprimento da trinca elástica-linear equivalente e da função de forma  $g(\alpha_0)$  e de sua derivada primeira.

A resistência nominal para uma série de estruturas geometricamente similares do mesmo material parcialmente-frágil é apresentada a seguir (Eq. 3.12), sendo descrita pelos parâmetros de fratura  $G_f$  e  $c_f$  e pelo módulo de elasticidade,  $E$ .

$$\sigma_{NC} = c_n \left[ \frac{E \cdot G_f}{g'(a_0/b) + g(a_0/b)b} \right]^{1/2} \quad (3.12)$$

sendo  $c_n$  coeficiente que representa os diferentes tipo de estruturas.

### 3.5 Índice de Fragilidade (*Brittleness Number*)

O índice de fragilidade é uma propriedade do material, determinada a partir da energia de fraturamento, de parâmetros de resistência do material e da geometria e tamanho da estrutura. Este índice é proporcional ao comprimento da Zona de Processo de Fratura, e é um método de se quantificar a fragilidade do material. O valor deste índice é menor para materiais relativamente mais frágeis. Os concretos de alta resistência são normalmente mais frágeis que os concretos de resistência convencional. Isto pode ser, devido à propagação da trinca ocorrer através dos agregados, ao invés de contorná-los, ocorrendo um decréscimo na deflexão do caminho da trinca.

A idéia principal associada ao índice de fragilidade, é de se possuir uma medida qualitativa do comportamento de uma dada estrutura de concreto, indicando se a mesma está mais próximo da análise limite (critério de resistência) ou da MFEL. Quanto mais frágil for o comportamento da estrutura, mais próximo ele estará da MFEL.

O índice de fragilidade de HILLERBORG<sup>9</sup> corresponde ao comprimento característico ( $l_{ch}$ ), apresentado a seguir na Eq. 3.13. O valor de  $l_{ch}$  é menor para materiais mais frágeis. Na maioria dos concretos os valores de  $l_{ch}$  se situam no intervalo entre 100 e 400 mm. A fragilidade tende a aumentar com o incremento de resistência à tração, observando-se então uma redução dos valores de  $l_{ch}$ .

$$l_{ch} = \frac{E \cdot G_F}{f_t^2} \quad (3.13)$$

JENQ e SHAH (1985) utilizam o comprimento do material,  $Q$ , que é proporcional ao tamanho da ZPF, como índice de fragilidade, que é calculado de acordo com a seguinte expressão (Eq. 3.14).

$$Q = \left( \frac{E \cdot CTOD_C}{K_{IC}} \right)^2 \quad (3.14)$$

Semelhantemente ao proposto por HILLERBORG<sup>9</sup>, quanto maior o valor de  $Q$ , mais dúctil será o material. Os valores para o concreto variam de 150 a 350 mm aproximadamente. O parâmetro  $Q$  tem dimensões de comprimento e é usado como comprimento do material para normalizar os modelos prescritos visando ao estudo dos parâmetros de fraturamento. Com os valores do índice de fragilidade, tanto pelo proposto por HILLEBORG<sup>9</sup>, quanto pelo proposto por JENQ e SHAH pode-se determinar a resistência à tração do material.

De outra forma, BAZANT e PFEIFFER (1987) consideraram essas relações objetivas somente ao se comparar diferentes tamanhos de estrutura com mesma geometria, ou seja, os parâmetros utilizados são insuficientes, pois não conseguem refletir as diferenças entre as geometrias das estruturas. O índice de fragilidade ( $\beta$ ), proposto pelos autores, indica se a ação de uma estrutura qualquer pode ser relacionada com a análise de estado limite (critério de resistência), com a MFEL, ou deve ser realizada uma análise pela MFNL, sendo totalmente independente da geometria da estrutura. Esse índice é calculado pela seguinte expressão:

$$\beta = \left( \frac{b}{D_0} \right) \quad (3.15)$$

onde  $b$  o comprimento característico da estrutura, no caso deste estudo equivale à altura das vigas;  $D_0$  é determinado empiricamente, podendo ser interpretado fisicamente como o tamanho que caracteriza a interseção da reta horizontal do critério de resistência com a reta inclinada do critério da MFEL, apresentado na FIG. 2.19.

O valor de  $\beta$  igual a 1, corresponde ao ponto de transição entre a abordagem do critério de resistência e a MFEL. Para valores menores de 0,1, a análise elastoplástica pode ser usada no projeto das estruturas. Já o valor maior que 10, indicam a possibilidade de utilização da MFEL. Para estruturas com valores de  $\beta$  entre 0,1 e 10 a MFNL deve ser utilizada.

# 4

## ESTUDOS EXPERIMENTAIS

### 4.1 Introdução

Os parâmetros de fratura do concreto foram determinados a partir de ensaios realizados em vigas de concreto simples, conforme proposto pelas recomendações do comitê RILEM, considerando-se três métodos distintos, denominados neste trabalho como Método 1, Método 2 e Método 3. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG (LAEES). No total foram ensaiadas 132 vigas, distribuídas igualmente em 6 séries de concretagem, para três categorias de resistência de concreto, dosadas visando à obtenção dos seguintes valores de resistência característica: 25 MPa, 40 MPa e 60 MPa, denominados neste trabalho como concretos do tipo A, B e C, respectivamente. Para cada um dos traços foram realizadas duas séries de concretagem, resultando no total de seis séries.

As séries de concretagem realizadas foram divididas do seguinte modo: as duas primeiras para o concreto tipo A, a terceira e quarta séries concreto tipo C e as duas últimas dosadas para um concreto B.

A resistência de dosagem de 25 MPa foi adotada devido a sua recomendação pela NBR-6118/2003, como resistência de dosagem para concretos com armadura ativa. As demais resistências foram adotadas com o intuito de verificar o comportamento do concreto a fratura com o aumento da resistência à compressão. O concreto tipo C caracteriza-se por ser um concreto de alto desempenho, apresentando um comportamento à fratura mais crítico do que os concretos convencionais. Este tipo de concreto está começando a ser utilizado em larga escala em todo o país.

Além da determinação da energia de fraturamento, outros parâmetros mecânicos do concreto foram determinados, como a resistência à tração, por meio do ensaio de compressão diametral, a resistência à compressão, através do ensaio de compressão uniaxial, e o módulo de elasticidade, buscando caracterizar adequadamente os concretos utilizados nos ensaios. Estes ensaios foram realizados conforme metodologia especificada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), com a utilização de corpos-de-prova cilíndricos.

## **4.2 Corpos-de-prova**

### **4.2.1 Dimensões das Vigas**

As dimensões das vigas baseiam-se na dimensão máxima do agregado de acordo com as recomendações do RILEM. A FIG.4.1 mostra as dimensões dos corpos-de-prova e os métodos a que se referem, considerando a dimensão máxima do agregado de 19 mm.

Segundo a recomendação 50-FMC, as dimensões das vigas deveriam ser maiores do que as utilizadas, considerando um agregado máximo de 19 mm. Optou-se em reduzir o tamanho dos corpos-de-prova, conforme observado em alguns trabalhos encontrados na

bibliografia., devido a limitações instrumentais do laboratório para se trabalhar com vigas de vãos maiores que 1 metro.

Na FIG. 4.1 observando-se a espessura escolhida para a viga de menor dimensão do Método 3 (M31) foi maior do que a sua altura. Este fato é devido à simetria exigida nos exemplares deste método. Desta forma, visando facilitar o manuseio das vigas de alturas maiores (M33) e evitar possíveis danos durante o seu transporte, optou-se por aumentar a sua espessura, aumentando a espessura de todas as demais vigas. Teoricamente, isto não influencia nos resultados dos ensaios, pois o coeficiente de Poisson do concreto, assume valores muito baixos, variando da ordem de 0,15 a 0,25, logo a diferença entre o estado plano de tensões e o estado plano de deformações é mínima, e portanto, a curva tensão-deformação é independente da espessura do corpo-de-prova.

Durante a realização dos ensaios do Método 3, tentou-se obter a curva de amolecimento, após a carga máxima; porém, as vigas apresentaram um comportamento frágil nesta fase de carregamento. Este comportamento não influencia nos cálculos da energia de fraturamento, segundo este método, já que o mesmo utiliza somente os valores das cargas máximas e das dimensões das vigas. Este fenômeno foi devido a um comportamento instável das vigas nos ensaios, ou seja, a energia elástica liberada pelo exemplar foi inferior à energia fornecida pelo pórtico de aplicação de carga. Para tentar equilibrar estas parcelas de energias e observar o efeito de amolecimento durante este ensaio, optou-se por aumentar a profundidade do entalhe nas demais séries deste mesmo método.

Na FIG. 4.1, a profundidade do entalhe das vigas do Método 3 está indicada por  $a_0$ , pois se variou esta dimensão ao longo das séries. Inicialmente, adotou-se uma profundidade do entalhe de 0,15 vezes a altura da viga, nas duas primeiras séries ensaiadas. Já na terceira série aumentou-se a profundidade do entalhe para 0,3 vezes a altura da viga, porém, durante os ensaios, as vigas ainda apresentaram instabilidade após a carga de pico, por isso, aumentou-se novamente a profundidade do entalhe para 0,5 vezes a altura da viga, que é o valor máximo previsto na especificação.

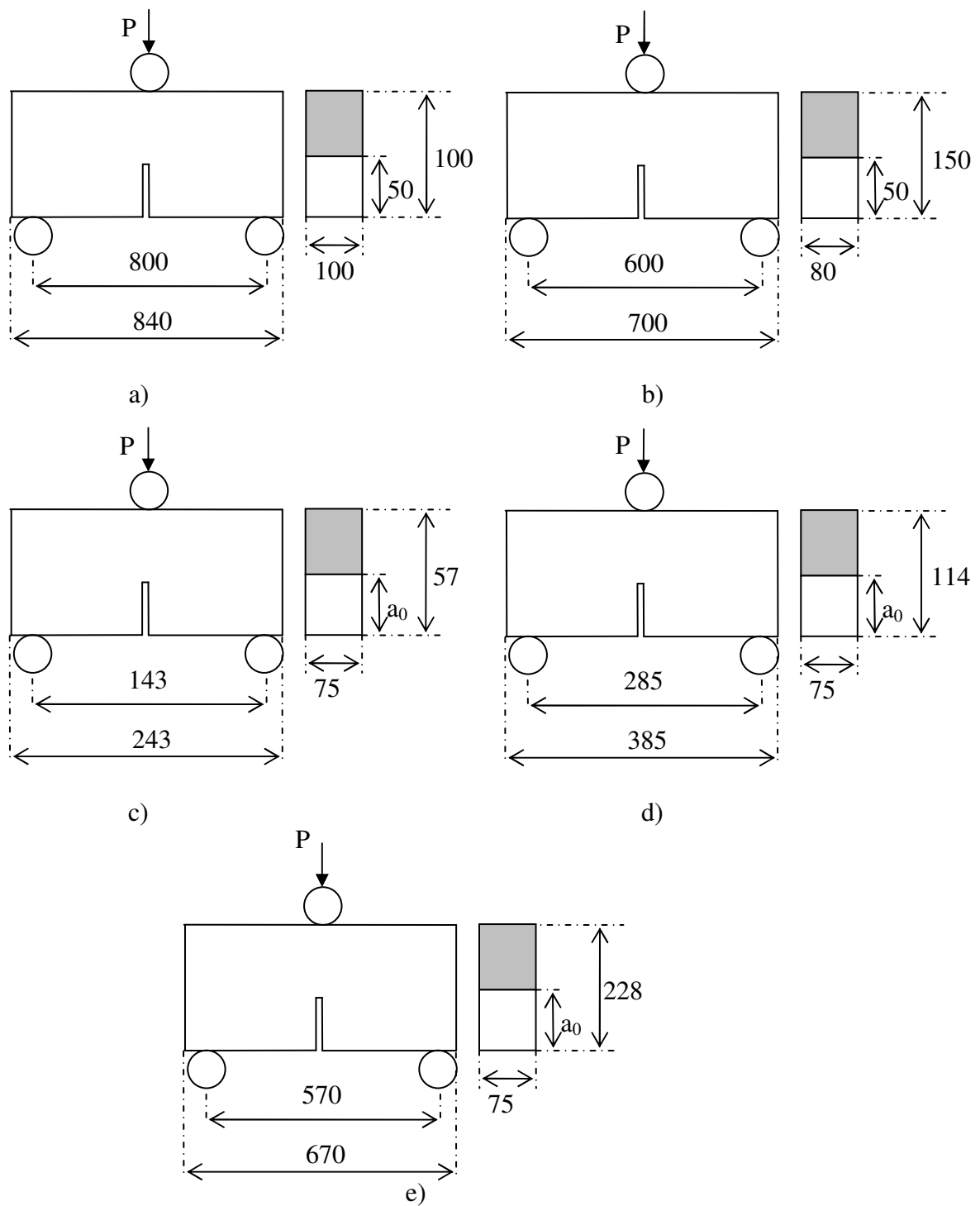


FIGURA 4.1 Dimensão das vigas:

- a) Método 1 b) Método 2 c) Método 3, viga M31 d) Método 3, viga M32  
 e) Método 3, viga M33.

### 4.2.2 Entalhe das Vigas

A execução dos entalhes nas vigas poderia ser feita de duas maneiras: a primeira, durante o processo de modelagem do concreto, através do uso de uma placa fixada à fôrma. A segunda, através do corte úmido, na viga já desformada. Este procedimento deve ser realizado no mínimo um dia antes dos ensaios, havendo a necessidade de se aguardar 24 horas após o corte do entalhe para a realização do ensaio, para que ocorra a dissipação de possíveis tensões criadas nesta região durante o corte. Existem dúvidas quanto ao melhor método para se produzir o entalhe, uma vez que é possível questionar que a pré-modelagem poderia modificar as propriedades do concreto nas proximidades do entalhe, enquanto o corte poderia causar a concentração de tensões nas regiões próximas, e um processo de microfissuração, fragilizando a peça.

Inicialmente tentou-se fazer o entalhe na própria fôrma, porém, nos testes preliminares para verificação e adequação da fôrma, notou-se que a região próxima ao entalhe estava sendo afetada durante o processo de desforma, originando fissuras e até mesmo rompendo alguns exemplares. Por isso, optou-se pela realização do entalhe através do corte úmido com disco adiamantado, conforme a FIG. 4.2.



a)



b)

FIGURA 4.2 Processo de corte das vigas:

a) disco de 3,5mm de espessura b) disco de 2 mm de espessura

Utilizou-se um disco adiamantado de 2 mm em quase todos os exemplares, com exceção das vigas com dimensões de 228mm de altura, 75 de largura e 670mm de comprimento (M33). Devido a sua altura, não foi possível regular o disco para o corte do entalhe. Sendo então utilizada outra serra para o corte do entalhe nestas vigas (FIG. 4.2a), com disco adiamantado de 3,5mm. As espessuras dos discos utilizados encontram-se dentro do especificado pela TC 89-FMT (Método 3), não ultrapassando o valor de 0,5 vezes o diâmetro do maior agregado, correspondendo a 9,5 mm. A FIG. 4.3 mostra as vigas após o corte do entalhe.



FIGURA 4.3 Vigas após o corte do entalhe:  
a) vigas do Método 1 b) vigas do Método 2.

#### 4.2.3 Fôrmas

Os resultados experimentais podem ser influenciados pelo tipo de material utilizado na fôrma. Fenômenos como o “efeito parede” e a “perda de água para a fôrma devido a sua permeabilidade”, podem ocorrer. No efeito parede, a camada de concreto em contato com a fôrma se torna rica em cimento e as partículas finas acabam se tornando mais abundantes nessa região. Já na perda de água para a fôrma devido a sua permeabilidade, ocorre a percolação da água através da fôrma, tornando o concreto da camada de contato mais poroso.

As fôrmas foram projetadas para serem reutilizadas diversas vezes, tendo em vista a quantidade de vigas a serem concretadas. Em virtude disto, as mesmas foram feitas em chapas metálicas de 2 mm de espessura, dobradas nas laterais para garantir uma maior rigidez e facilitar o transporte (FIG. 4.4). Para evitar impacto e danos nos exemplares durante o processo de desforma, construiu-se as faces laterais das fôrmas desmontáveis. Outra vantagem das fôrmas metálicas é a sua baixa permeabilidade, praticamente desprezível, quando comparada com fôrmas de madeira.



FIGURA 4.4 Fôrmas metálicas, utilizadas na modelagem das vigas:

a) fôrmas dos Métodos 1 e 2    b) fôrmas do Método 3.

#### 4.2.4 Nomenclatura

Visando facilitar a identificação das várias vigas ensaiadas e dos vários métodos, adotou-se a seguinte nomenclatura:  $MiSj-Vk$ , sendo que  $M$  corresponde ao Método, e o índice  $i$  e corresponde aos valores 1, 2 e 3, que representam o Método 1, Método 2 e Método 3, respectivamente.  $S$  representa a série de concretagem, e o índice  $j$  assume valores de 1 a 6, correspondendo às seis séries concretadas.  $V$  corresponde à viga e  $k$  é o número da viga ensaiada. Nas vigas do Método 3, a nomenclatura recebe ainda, o índice  $z$ , conforme apresentado a seguir:  $MizSj-Vk$ . Este índice representa a dimensão da viga ensaiada, variando de 1 a 3, correspondendo às dimensões mostradas nas FIG. 4.1c a 4.1e, respectivamente.

#### 4.2.5 Corpos-de-Prova Cilíndricos

Foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro igual a 10 cm e altura igual a 20 cm (FIG. 4.5), para a determinação da resistência à compressão, resistência à tração e do módulo de elasticidade.



FIGURA 4.5 Corpos-de-prova cilíndricos

- a) corpos-de-prova com capeamento à base de enxofre
- b) corpos-de-prova com ripas de madeira fixadas em sua lateral.

Nos ensaios de compressão axial e de módulo de elasticidade, utilizou-se capeamento à base de enxofre, para regularizar a superfície, garantindo que as mesmas estariam planas e paralelas entre si. Já nos ensaios de compressão diametral, pequenas ripas de madeira foram usadas para ajudar na fixação dos corpos-de-prova e na distribuição longitudinal de tensão.

## 4.3 Concretagem

### 4.3.1 Materiais e Dosagem

Os materiais utilizados foram fornecidos pela empresa LAFARGE CONCRETO, que também elaborou as dosagens dos concretos. O cimento e os agregados usados são rotineiramente comercializados no Brasil e em uso nas construções, assim como as suas dimensões características. Os materiais utilizados foram cimento CPIII-40 RS, areia artificial de gnaiss, pó de calcário, brita 1 de gnaiss, brita 0 de gnaiss e plastificante Chrysol®Plast.642. Para o concreto tipo C, dosado visando a um valor de  $f_{ck}$  60 MPa, utilizou-se ainda o superplastificante, Glenium-54.

As resistências de dosagem para a obtenção dos traços são apresentadas na TAB.4.1, juntamente com o traço utilizado para cada tipo de concreto adotado. A caracterização física dos agregados é apresentada no Anexo A.

Utilizou-se uma mistura de 30% de brita 0 e 70% de brita 1, em peso, buscando-se obter uma granulométrica mais uniforme possível. O diâmetro máximo da brita 1 utilizada foi de 19 mm. A partir desta dimensão, determinaram-se as dimensões das vigas a serem ensaiadas seguindo as recomendações do comitê RILEM para cada especificação.

Os materiais foram fornecidos pela empresa LAFARGE, embalados em sacos plásticos e pesados, de acordo com o consumo especificado por cada traço, sendo então transportados para o LAEES, onde foram devidamente estocados até o dia da concretagem, aguardando um tempo máximo de 7 dias. Durante a pesagem da areia e do pó de calcário, fazia-se a correção de seus pesos devido ao teor de umidade presente nestes agregados.

A areia artificial foi utilizada para garantir uma maior uniformidade e padronização dos agregados miúdos. O material era buscado toda semana na LAFARGE, devido à falta de condições físicas para a sua estocagem no LAEES.

TABELA 4.1  
Dosagem dos materiais, calculada pela empresa LAFARGE.

Serie	1 - 2	3 - 4	5 - 6
Tipo de Concreto	A	C	B
Resistência de Dosagem (MPa)	25	60	40
Teor de Argamassa (%)	55,90	53,50	53,70
Cimento CPIII-40RS (Kg/m <sup>3</sup> )	300	550	450
Areia artificial gnaise (Kg/m <sup>3</sup> )	674	561	537
Pó-Calcário (Kg/m <sup>3</sup> )	229	101	182
Brita 1 gnaise (Kg/m <sup>3</sup> )	695	806	728
Brita 0 gnaise (Kg/m <sup>3</sup> )	232	201	243
Água (L/m <sup>3</sup> )	204	180	206
Plastificante (L/m <sup>3</sup> )	1,50	2,75	2,25
Superplastificante (L/m <sup>3</sup> )	-	5,50	-

#### 4.3.2 Procedimentos

A concretagem foi realizada no LAEES, utilizando-se uma betoneira de 320 litros. Como os materiais já se encontravam dosados, o único procedimento necessário antes da concretagem era a verificação do teor de umidade da areia e do pó de calcário. A ordem de colocação dos materiais na betoneira, segundo alguns autores, pode influenciar na resistência do concreto e no seu processo de fraturamento. Desta forma, os materiais foram dispostos na seguinte ordem: britas 0 e 1, seguidas pelo cimento, depois foi acrescentado o pó de calcário e por fim a areia. Logo após a mistura de todos esses elementos, a água era adicionada, juntamente com o plastificante e o superplastificante, quando utilizado. Os materiais eram misturados à medida que eram acrescentados.

Devido ao grande número de corpos-de-prova, dividiu-se a etapa de concretagem de uma mesma série em duas partes, buscando reduzir a influência do tempo de concretagem e do endurecimento do concreto nos últimos exemplares. Os corpos-de-prova concretados na primeira e na segunda parte foram escolhidos aleatoriamente, e a padronização do processo de concretagem garantiu a uniformidade dos exemplares. Após a mistura, realizava-se o teste de abatimento de cone (*slump*), que foi utilizado como mecanismo de controle da uniformidade das etapas de concretagem em cada série. Nas séries S3 e S4, realizou-se o controle através do índice de espalhamento, visto que o concreto de alto desempenho era altamente fluido e viscoso, devido à utilização do superplastificante. Os valores do *slump* e espalhamento para cada etapa de concretagem das séries, são apresentados na TAB. 4.2 e ilustrados na FIG. 4.6.

TABELA 4.2  
Valores do slump e espalhamento dos concretos.

Serie	1		2		3		4		5		6	
Tipo de Concreto	A		A		C		C		B		B	
Etapas de Concretagem	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Slump (cm)	13,3	16,3	15,3	15,3	24,3	25,2	22,0	21,3	10,5	14,5	7,0	7,0
Espalhamento (cm x cm)	-	-	-	-	94x76	94x79	92x73	80x74	-	-	-	-

O volume total de concreto utilizado em cada uma das séries era de  $0,200 \text{ m}^3$ , para modelar 22 vigas, 18 corpos-de-prova cilíndricos, juntamente com um coeficiente de perda, correspondente ao acréscimo de 15% do volume total. Como a concretagem de uma série era dividida em duas etapas, o volume de concreto confeccionado por vez foi de  $0,100 \text{ m}^3$ .

Após o teste de *slump*, era então iniciada a fase de modelagem dos exemplares, as fôrmas das vigas encontravam-se dispostas aleatoriamente sobre uma mesa vibratória,

que além de facilitar a modelagem, garantindo uma boa compactação, retirando o excesso de ar confinado no compósito, fenômeno observado durante e após a vibração dos exemplares modelados (FIG. 4.7). A mesa vibratória não foi utilizada no concreto tipo C, para se evitar a segregação, por ser este concreto auto-adensável. Para adensamento dos corpos-de-prova cilíndricos eram aplicados golpes conforme indicação da norma NBR 5738/2003, duas camadas com 12 golpes em cada (FIG. 4.8).

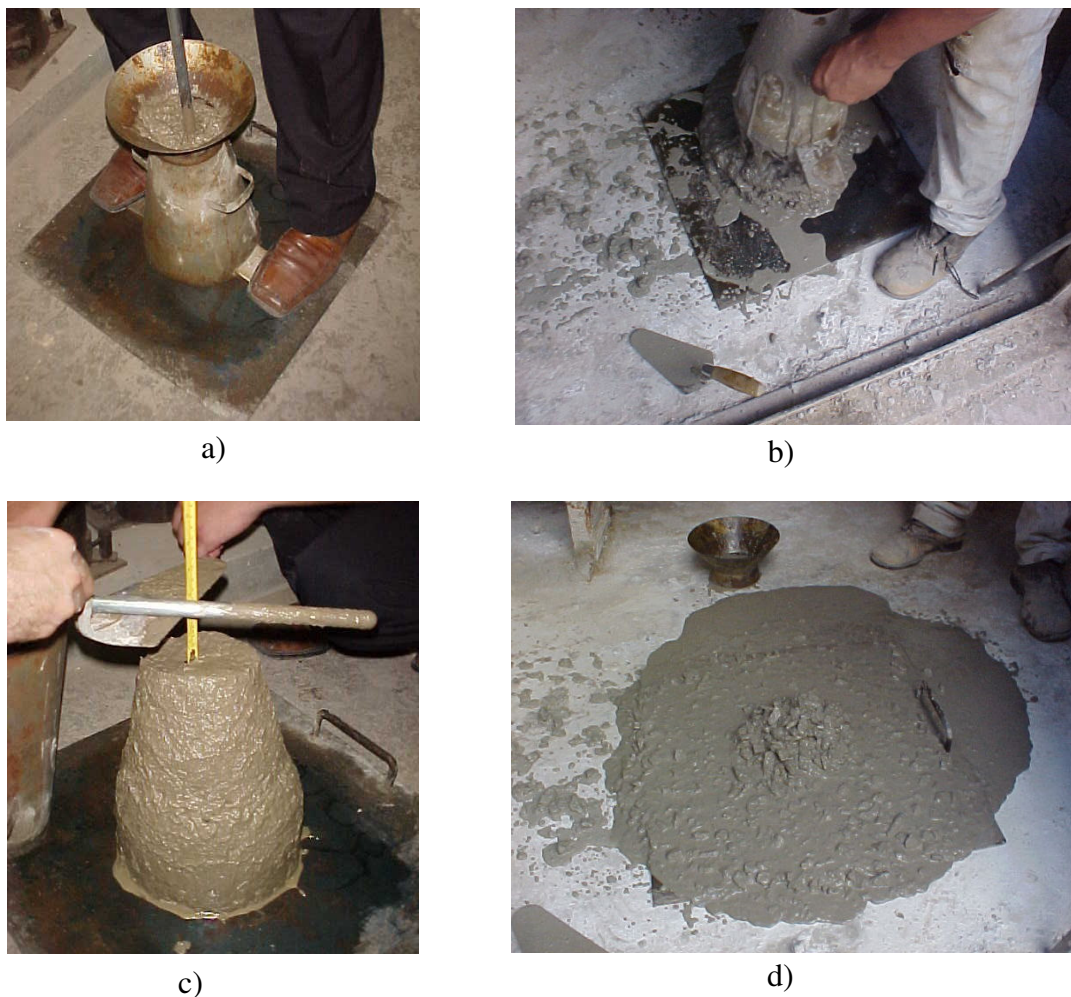


FIGURA 4.6 Controle da uniformidade das concretagens das séries:

- a) aplicação dos golpes no ensaio de tronco de cone
- b) fôrma de cone sendo retirada do concreto C
- c) medida do slump do concreto A
- d) espalhamento do concreto C

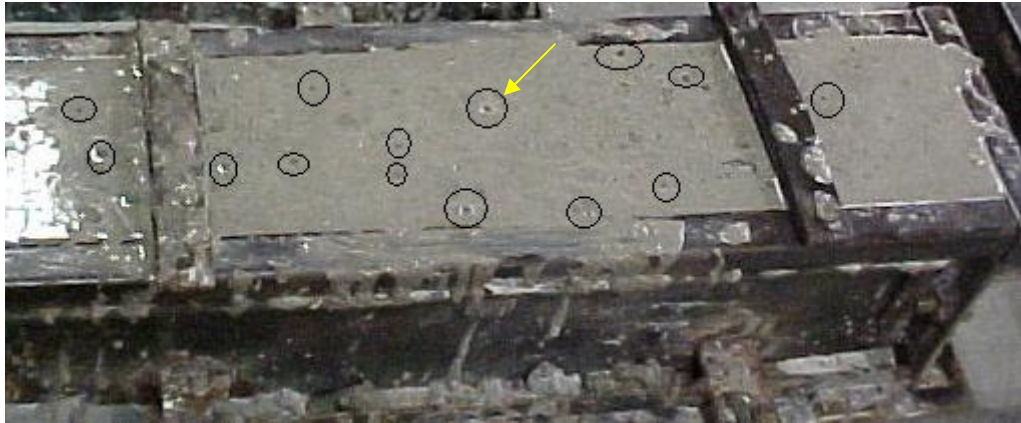


FIGURA 4.7 Ar (circulado em preto) saindo após vibração dos corpos-de-prova.



FIGURA 4.8 Modelagem de corpos-de-prova cilíndricos.

A etapa de concretagem das séries S3 e S4 foram as mais difíceis, devido à baixa trabalhabilidade do concreto. O superplastificante utilizado conferiu ao concreto de alto desempenho um aspecto fluido e altamente viscoso (FIG. 4.9), causando a segregação do concreto em uma das vigas da série 3 (FIG. 4.10). Devido a sua baixa trabalhabilidade, os resultados obtidos nos ensaios das séries 3 e 4, apresentados posteriormente, tiveram uma grande dispersão.

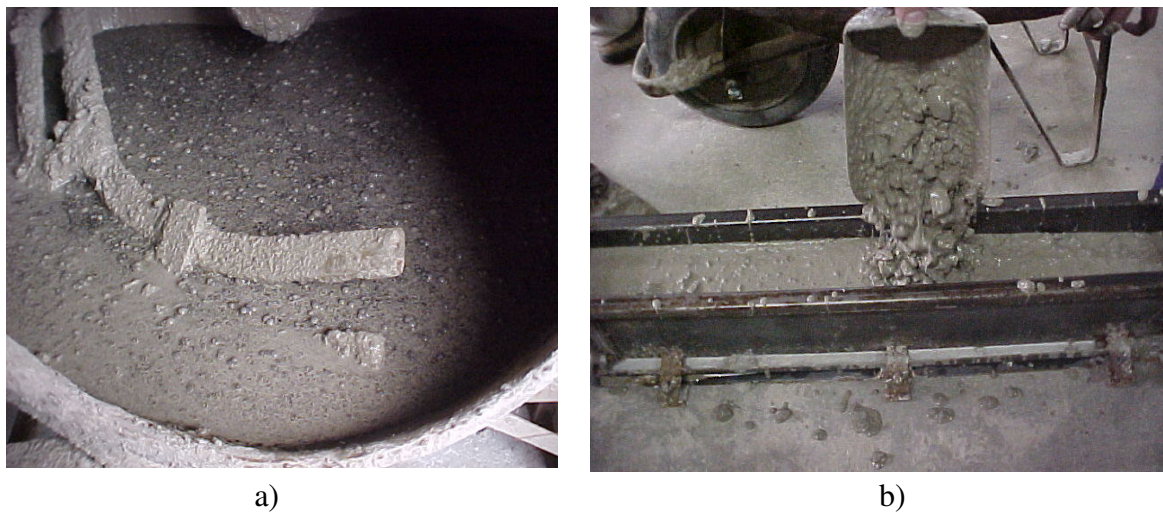


FIGURA 4.9 Concreto tipo C:  
a) após a sua mistura na betoneira b) sendo moldado.



FIGURA 4.10 Exemplo da série 3, apresentando segregação:  
a) vista lateral da viga b) vista da parte inferior da viga.

Após a concretagem de todas as vigas, estas eram cobertas com um tecido umedecido em água e embaladas em sacos plásticos, conforme FIG. 4.11, procurando minimizar o processo de retração inicial do concreto. No dia seguinte, 24 horas após a concretagem, as vigas e os corpos-de-prova cilíndricos, do concreto A e B, eram desformados e identificados segundo a nomenclatura proposta, e então submergidos em água dentro de um tanque (FIG. 4.12), aí permanecendo até dois dias antes do ensaio, totalizando um tempo de cura úmida de 26 dias. Já o concreto C, foi desformado após três dias, pois, devido à utilização do superplastificante, teve-se um retardamento de pega. Após a

desforma deste tipo de concreto, seguiram-se os mesmos procedimentos realizados nos concretos tipo A e B.

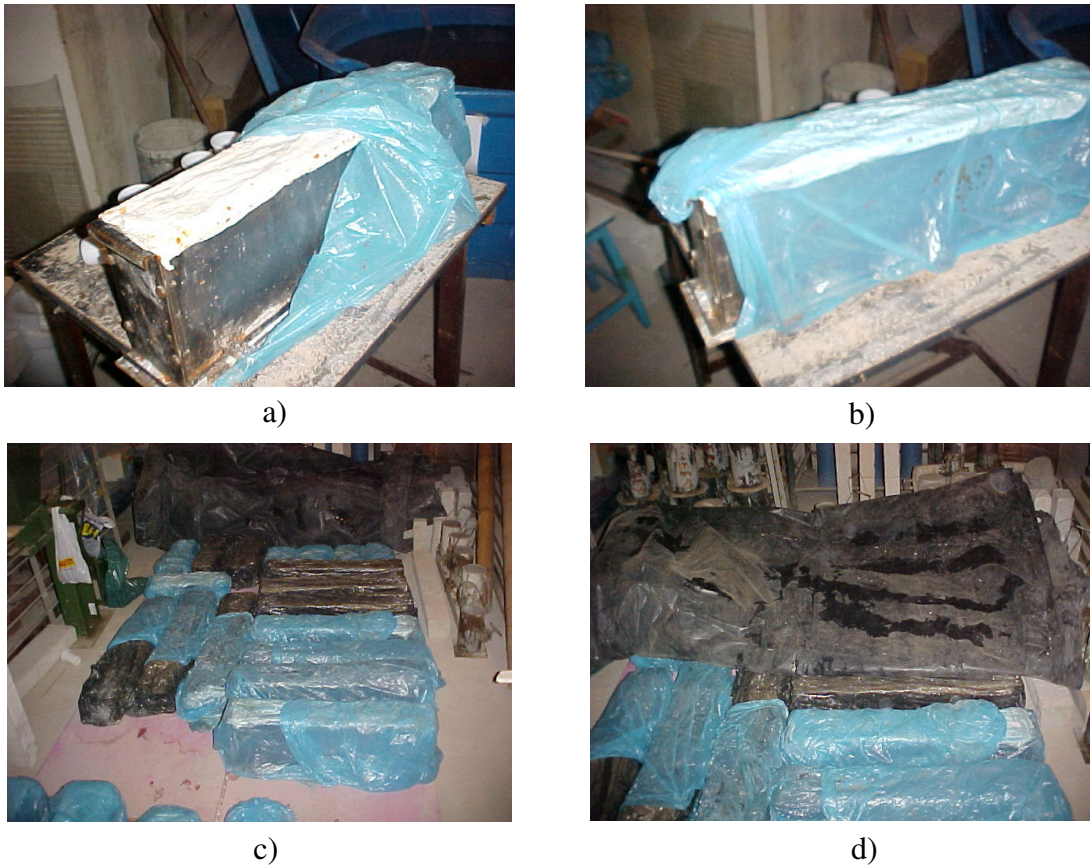


FIGURA 4.11 Processo inicial de cura:

a) e b) viga com tecido sendo embalada c) vigas já embaladas  
d) vigas sendo cobertas por uma lona plástica.

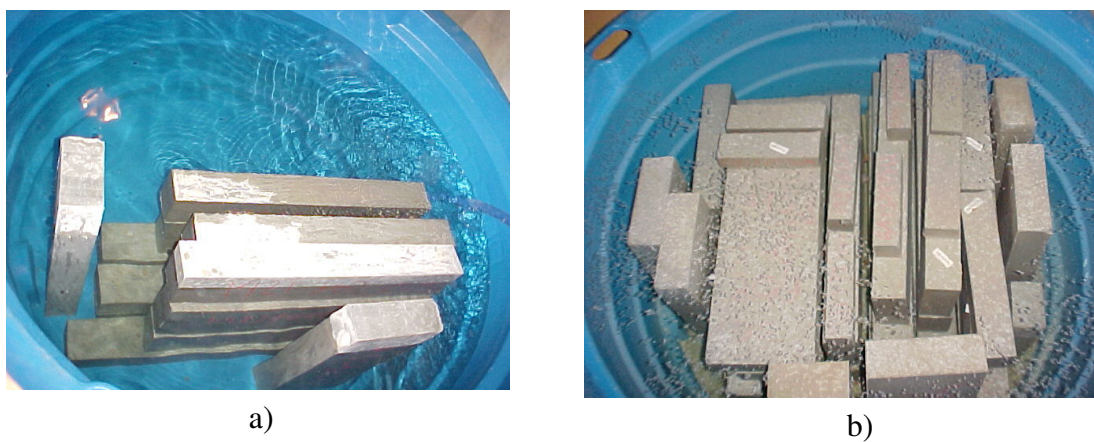


FIGURA 4.12 Processo de cura, vigas submersas em água:

a) vigas do concreto tipo C b) vigas de concreto tipo A

## 4.4 Ensaios

### 4.4.1 Procedimentos

O processo de cura das vigas e dos corpos-de-prova cilíndricos foi realizado através da submersão em água. Este processo durou 26 dias, ou seja, até dois dias antes do ensaio, permitindo assim, que após a execução do entalhe nas vigas por meio de corte, houvesse um intervalo de tempo de 24 horas até o início dos ensaios. Nos corpos-de-prova cilíndricos foram feitos capeamentos à base de enxofre neste mesmo período de tempo.

Os primeiros ensaios realizados foram os de compressão simples, compressão diametral e módulo de elasticidade. Os ensaios de compressão simples seguiram as recomendações da ABNT, NBR-5739/1994, buscando determinar a resistência à compressão do concreto; a FIG. 4.13 ilustra a realização deste procedimento. Os ensaios foram realizados em três datas distintas, aos sete, quatorze e vinte e oito dias após a concretagem, conforme descrito pela NBR-12.655/1996. Este procedimento teve como objetivo analisar o ganho de resistência do concreto. Adotou-se o número total de 6 exemplares, sendo ensaiados dois exemplares em cada uma das idades distintas. O ensaio de compressão aos 28 dias foi realizado antes do ensaio de módulo de elasticidade, já que este último dependia do valor da resistência à compressão para a sua execução.

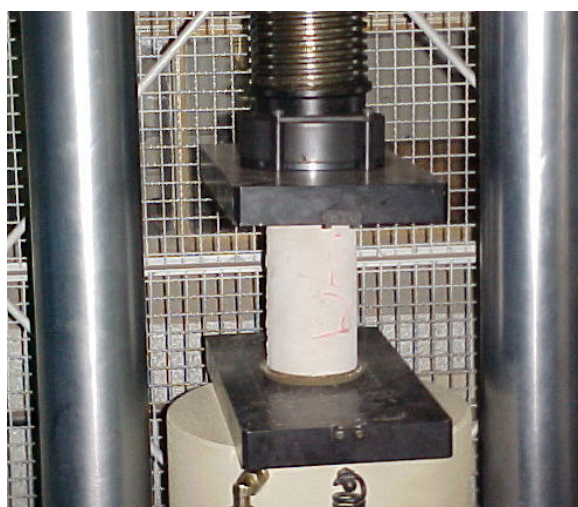


FIGURA 4.13 Ensaio de compressão uniaxial.

O processo de escolha dos corpos-de-prova a serem ensaiados a compressão simples, compressão diametral e para obtenção do módulo de elasticidade foi aleatório, tentando, desta forma, eliminar qualquer tipo de variável do processo de concretagem que pudesse interferir nos resultados do processo de tratamento estatístico dos dados.

Os ensaios de módulo de elasticidade seguiram as recomendações da ABNT, NBR-8522/2003, para se determinar o módulo secante. Na FIG. 4.14 apresenta-se a montagem do ensaio de módulo, com a utilização de *clip gauges* para se determinar a deformação do concreto durante a aplicação do carregamento. Já os ensaios de compressão diametral, para determinação da resistência à tração do concreto, seguiram as recomendações da NBR-7222/1994, conforme ilustrado na FIG. 4.15. Adotou-se o número total de 6 exemplares para cada um destes ensaios, que ocorreram na mesma data do ensaio das vigas, ou seja, com a idade de 28 dias. O objetivo destes ensaios foi a caracterização geral dos concretos estudados e a complementação de dados visando a obtenção da energia de fratura.

Os dados obtidos nos ensaios de compressão diametral do concreto, juntamente, com os dos módulos de elasticidade, foram usados para estimar, inicialmente, a carga de pico e a flecha equivalente a este carregamento, e conseqüentemente a velocidade inicial do ensaio. Após o ensaio inicial de uma das vigas em cada método, a velocidade era ajustada de acordo com a respectiva especificação. Este procedimento ocorreu somente no ensaio da série S1. Nas demais série foram tomadas por base as velocidades desta série inicial.

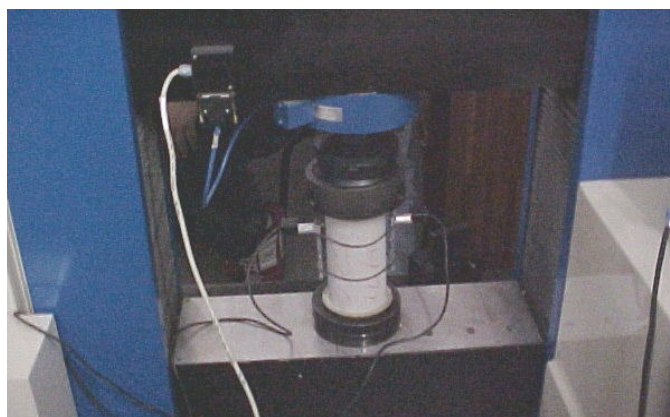


FIGURA 4.14 Ensaio de módulo de elasticidade.

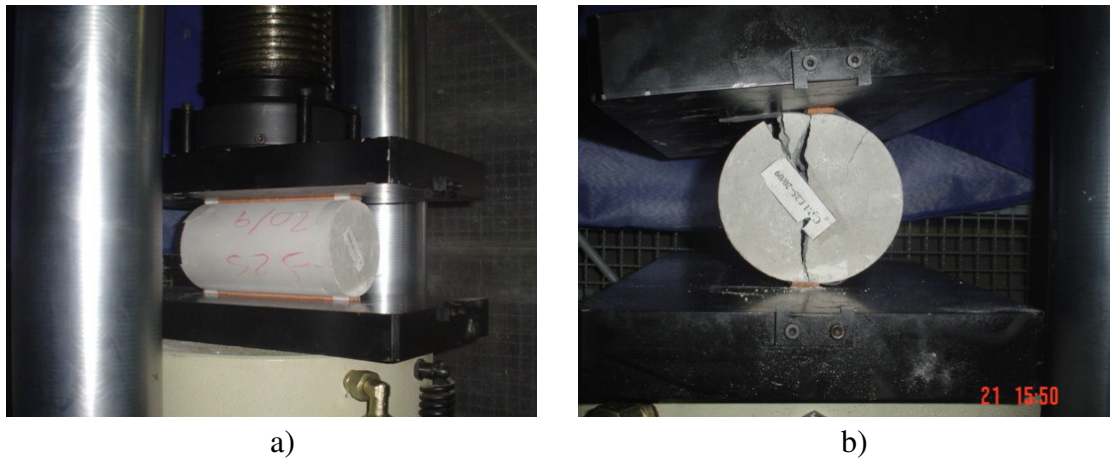


FIGURA 4.15 Ensaio de compressão diametral:

- a) vista lateral do corpo-de-prova durante ensaio  
b) vista frontal do corpo-de-prova após a ruptura.

As vigas eram pesadas em uma balança eletrônica, antes de serem ensaiadas. Uma viga de cada série era destinada ao ajuste da velocidade, garantindo, assim, que a carga de pico fosse alcançada no intervalo especificado por cada um dos métodos. Depois disso, iniciavam-se os ensaios para determinação da energia de fratura, propriamente ditos. Para cada tamanho de viga, era necessário o acerto da distância correspondente entre os apoios, conforme ilustrado na FIG. 4.16, que mostra diferentes vigas sendo ensaiadas.



FIGURA 4.16 Ajuste do vão livre das vigas:

- a) viga do Método 3, vão de 143 mm b) viga do Método 1, vão de 800 mm.

Para garantir uma boa precisão na leitura dos valores de deslocamento vertical das vigas durante o ensaio, foram utilizados transdutores de deslocamento (*DTs*), instalados sobre a travessa da máquina universal (FIG. 4.17), assegurando que o erro na leitura fosse menor que 2%, conforme especificado pelas metodologias. Este procedimento foi realizado, pois apesar da rigidez da máquina ser suficiente para a realização dos ensaios, para medidas de deslocamentos abaixo de 12,5 mm feitas com os *DTs* internos da própria máquina, o resultado não precisão, poderiam ocorrer erros variando entre 2 a 5% do valor da leitura, conforme informações obtidas diretamente com o fabricante da máquina.

O canal utilizado para detectar o deslocamento vertical, através dos *DTs*, era o mesmo utilizado para captar a leitura do *clip gauge*, utilizados nos ensaios do Método 2, medindo o deslocamento de abertura da trinca. A partir dos valores obtidos com os *DTs* e com o *clip gauge*, obteve-se as curvas características dos ensaios, tanto no trecho de pré-pico (carga máxima), como de pós-pico.

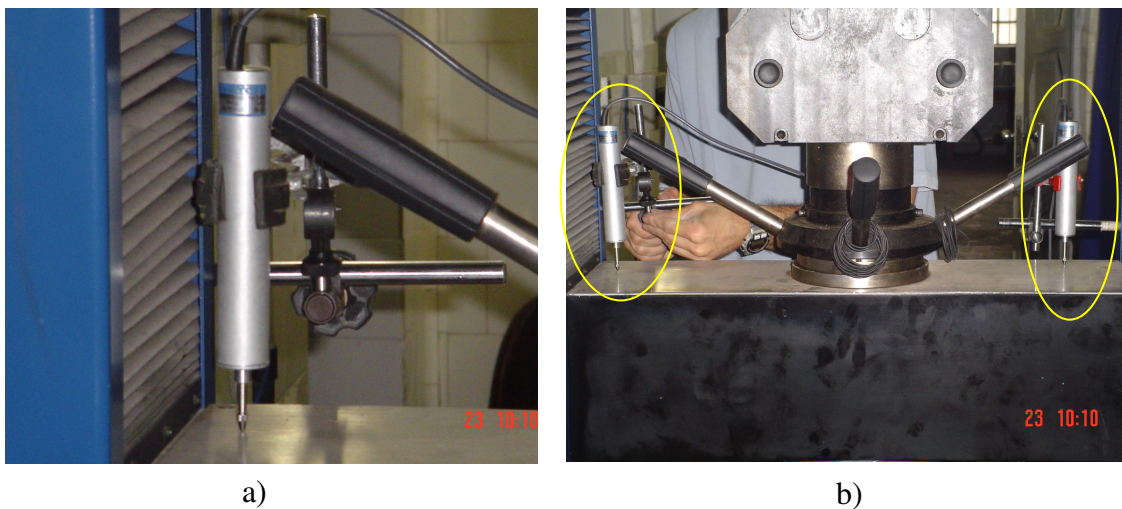


FIGURA 4.17 Transdutores de deslocamento:

a) transdutor sobre a travessa em detalhe      b) transdutores sendo instalados.

A seqüência dos ensaios foi determinada de acordo com a utilização da célula de carga. Primeiro foram ensaiadas as vigas que utilizavam a mesma célula de carga e o sistema de *DTs*. Este procedimento teve o intuito de poupar tempo, não sendo necessária a substituição da célula de carga a cada ensaio. Iniciaram-se os ensaios com as vigas do

Método 1 (FIG. 4.18), seguida das vigas de menor dimensão do Método 3 (M31 e M32) (FIG.4.19 a e b), depois, as vigas do Método 2 (FIG.4.20), que não exigia a mudança da célula de carga, mas sim a mudança do sistema de captação de deslocamento, utilizando-se o *clip gauge* ao invés dos *DTs*, e por fim as vigas de maior dimensão do Método 3 (FIG. 4.19 c), que exigiam a troca da célula de carga e do sistema de *DTs*.



FIGURA 4.18 Viga do Método 1 sendo ensaiada:

a) viga durante o ensaio b) detalhe da propagação da trinca durante o ensaio.

O controle de aplicação de carga nos ensaios das vigas foi realizado pelo incremento de deslocamento vertical. As velocidades eram informadas no início do ensaio, como dados de entrada. No Método 2, apesar da utilização do *clip gauge*, as velocidades também eram controladas pelo incremento de deslocamento vertical, mesmo assim, os dados deste deslocamento não eram captados, pois o canal de leitura da máquina estava sendo utilizado pelo *clip gauge*.

Esta máquina possui um sistema de dois *clipes gauges*, medindo pequenos deslocamentos ou deformação em conjunto. Os *clipes gauges* foram instalados na lateral das vigas visava à proteção deste equipamento, pois se ocorresse a ruptura brusca da viga durante o ensaio, esta cairia num suporte de madeira projetado para tal finalidade, não permitindo a abertura máxima deste instrumento, como mostrado na FIG. 4.20. Os *clipes gauges* foram fixados à lateral da viga através de um anel de borracha rígida.

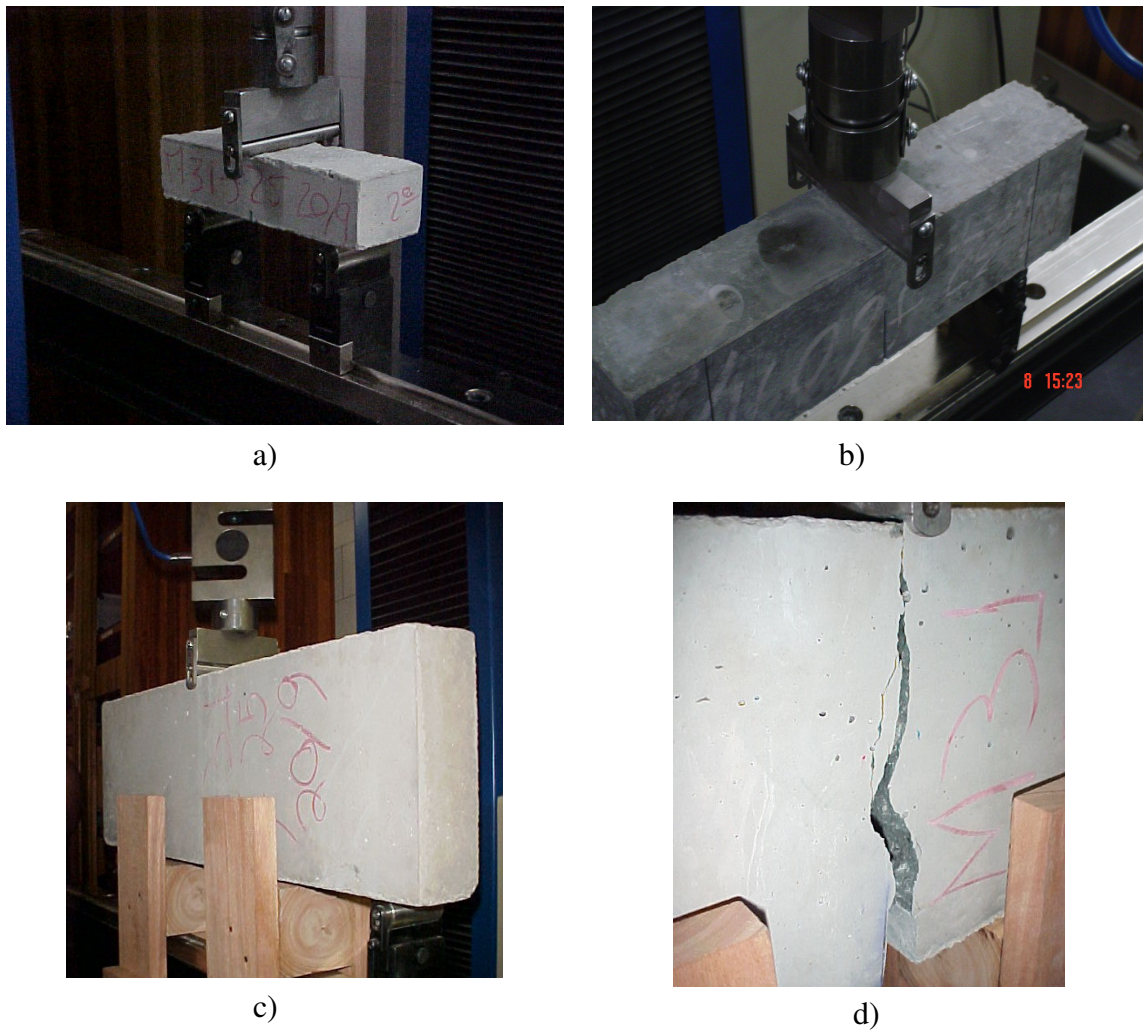


FIGURA 4.19 Vigas do Método 3 sendo ensaiada:

- a) viga M31 sendo ensaiada
- b) viga M32 durante ensaio
- c) viga M33 sendo ensaiada, utilização de um suporte de madeira
- d) viga M33 no momento da ruptura.

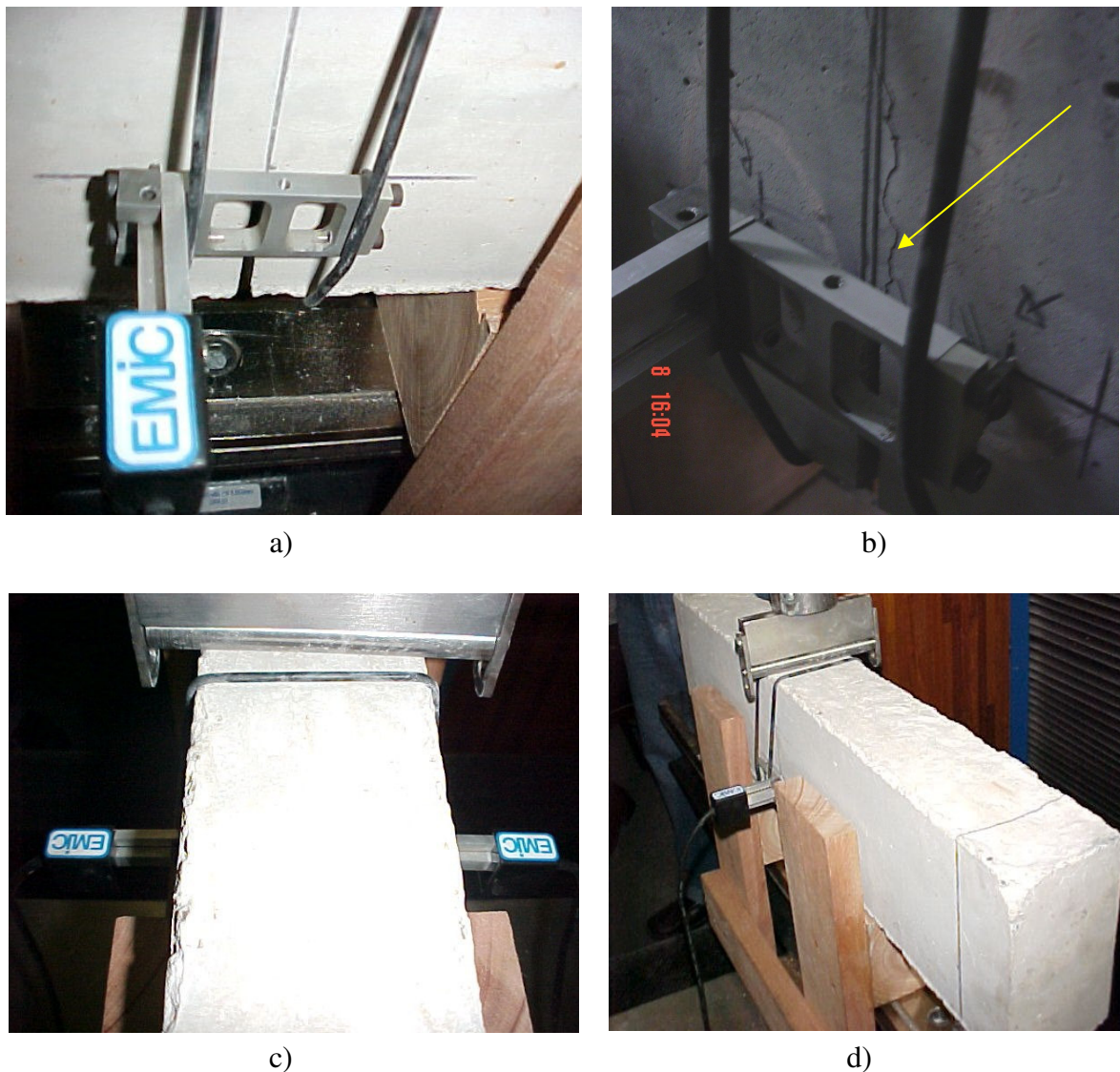


FIGURA 4.20 Ensaio do Método 2

- a) Detalhe do clip gauge b) Propagação da trinca, indicado pela seta  
c) Instalação simétrica dos clipes gauges d) Proteção de madeira.

O ajuste das velocidades foram realizado de acordo com o especificado em cada um dos métodos testados. No Método 1, a velocidade foi ajustada para garantir que a carga de pico fosse alcançada no intervalo de 30 a 60 segundos após o início do ensaio. Desta forma, adotou-se a velocidade média de 0,008 mm/s.

Já no Método 2, duas velocidades foram utilizadas, uma para o ciclo inicial e outra para os demais ciclos a serem executados. A velocidade para o primeiro ciclo foi ajustada para garantir que a carga de pico fosse alcançada próxima do intervalo de 5 minutos,

para os demais ciclos este intervalo, considerando-se o descarregamento e o recarregamento, deveria ser de 1 minuto. Utilizou-se a velocidade de 0,00245 mm/s para o primeiro ciclo e de 0,006 mm/s os demais ciclos.

No Método 3 a velocidade foi ajustada para o carregamento máximo ser alcançado em aproximadamente 5 minutos após o início do ensaio. Como a experimentação prevista neste método era composta por vigas com 3 dimensões distintas, para cada dimensão utilizava-se uma velocidade. Para as vigas M31, utilizou-se a velocidade média de 0,0018 m/s, já as vigas M32, a velocidade foi de 0,0022 mm/s, e por fim, para as vigas M33, a velocidade foi de 0,004mm/s. Este método foi o mais difícil de ajustar as velocidades de ensaio, ocorrendo variações de tempo no ponto de carga máxima durante os ensaios de uma mesma série.

Por mais rigoroso que tenha sido o controle do processo de concretagem, e das dimensões dos exemplares, pequenas variações ocorreram, influenciando na área resistente à propagação da trinca, bem como nas propriedades de rigidez e resistência das vigas.

Durante os ensaios dos Métodos 2 e 3, ocorreram à perda de alguns exemplares após a carga máxima ter sido alcançada. Nos ensaios do Método 2 para o concreto tipo A, não ocorreu a perda de nenhuma das vigas ensaiadas; já para o concreto C, ocorreu a queda brusca da carga, após o pico de carga no primeiro ciclo, em duas das quatro vigas ensaiadas na série S3; da mesma forma, ocorreu na série S4, porém todas as vigas apresentaram uma queda brusca da carga após o pico, o que levou a uma pequena carga máxima nos ciclos posteriores, como será apresentado no capítulo seguinte e nos gráficos do Anexo B. No concreto B, ambas as séries (S5 e S6) apresentaram um comportamento semelhante ao descrito para a série S4. Esta instabilidade ocorreu principalmente devido ao fato de que o carregamento era aplicado através do controle de deslocamento realizado pelos transdutores internos da máquina universal e não pelo *clip gauge*, não oferecendo uma precisão adequada para deslocamentos tão pequenos quanto o requerido nestas velocidades.

#### 4.4.2 Estabilidade do Ensaio

Um experimento controlado, com deslocamento estável, é necessário para a obtenção da energia de fratura, juntamente, com a forma da curva de amolecimento do concreto. A estabilidade do teste de fratura depende do balanço energético entre a energia elástica liberada pelo exemplar e a energia do pórtico de carga, durante a propagação da trinca. O tempo de resposta do sistema servo-controlado desempenha um importante papel neste caso, pois dependendo do material, é necessária uma resposta mais rápida do sistema servo, assim como uma redução da energia elástica armazenada pelo pórtico e pelo exemplar. Esta resposta rápida é necessária em geral para materiais que apresentam uma resistência mais elevada, como nos concretos de alto desempenho.

Nos ensaios do Método 3, as vigas das séries S1 e S2, apresentavam uma queda brusca da carga após o pico, chegando à ruptura total nas vigas M33, caracterizando um ensaio instável. Esta instabilidade não afeta os cálculos da energia de fratura, pois os mesmos só consideram os valores máximos do carregamento e das dimensões das vigas. Porém, tentou-se determinar a curva de amolecimento destes ensaios, para que isto fosse possível, o ensaio deveria ser estável.

Ao se comparar a relação entre a altura da seção transversal da viga, na seção do entalhe e o vão livre dos outros métodos com o Método 3, observou-se que esta relação era maior nos demais métodos. Desta forma, optou-se por aumentar o tamanho do entalhe. Primeiramente, utilizou-se um entalhe de  $0,15b$ , onde  $b$  é a altura da seção transversal da viga, das séries S1 e S2; posteriormente, aumentou-se para  $0,3b$  nas vigas da série S3, passando a observar uma pequena mudança no comportamento da curva de carga-deslocamento. O entalhe adotado nas séries seguintes, S4, S5 e S6 foi de  $0,5b$ , o máximo recomendado pela especificação. Ao se comparar os gráficos obtidos em todas as séries, vê-se que a profundidade do entalhe afetou o comportamento da curva. Os resultados são apresentados no próximo capítulo.

O processo de aplicação do carregamento pode ter influenciado na instabilidade dos ensaios do Método 3, pois a velocidade dos mesmos eram as menores dentre todos os

métodos ensaiados, e os transdutores de deslocamento internos da máquina universal não ofereciam uma precisão adequada para deslocamentos tão pequenos, o que acabou por gerar uma instabilidade durante estes ensaios.

#### 4.4.3 Equipamentos

O suporte utilizado para todos os ensaios das vigas foi o mesmo, sendo apenas ajustado o vão livre requerido. Este suporte é constituído por dois rolos, que possuem a liberdade de se rotacionarem lateralmente.

Foi utilizada nos ensaios de flexão uma máquina servo-controlada EMIC modelo DL300.000N (FIG. 4.21), pertencente ao LAEES, juntamente com uma célula de carga de 10.000 N e de 30.000 N, garantindo, desta forma, uma boa precisão nos dados coletados tendo em vista a carga máxima necessária para a ruptura das vigas da ordem de 1.500 N e de 15.000 N, respectivamente. Para medir os deslocamentos no meio do vão das vigas, transdutores de deslocamentos foram instalados na travessa da máquina, e para medir a abertura da trinca foram utilizados *clipes gauges*.

A máquina utilizada na realização dos ensaios possibilitava a aquisição automática de dois parâmetros simultaneamente, sendo um deles necessariamente a carga aplicada, o outro parâmetro a flecha no meio do vão, e juntamente com os valores de carregamento, era possível determinar o diagrama carga-deslocamento, para determinar a energia de fratura nos Métodos 1 e 3. Para o Método 2, era realizada a aquisição da carga e dos valores de deslocamento da trinca através dos *clipes gauges*.

Nos ensaios de compressão simples e diametral, foi utilizada uma máquina servo-hidráulica EMIC PC200 (FIG. 4.22), permitindo ensaiar os corpos-de-prova com uma velocidade constante de 0,45 MPa/s na compressão simples e de 0,05 MPa/s na compressão diametral. Para a determinação do módulo de elasticidade, os ensaios foram realizados na EMIC DL300.000, com medidores de deformação, *clipes gauges*, determinando assim o módulo de elasticidade secante.

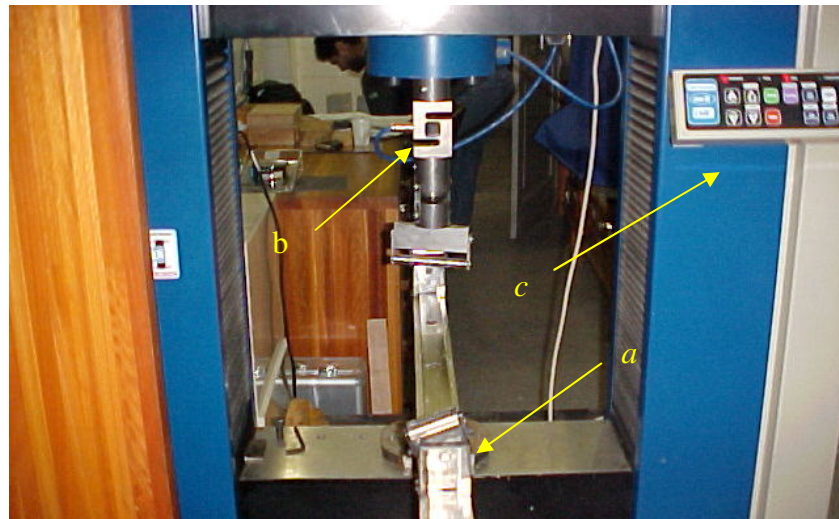


FIGURA 4.21 Máquina universal, EMIC DL 300.000

Na FIG. 4.21, observa-se o sistema de ensaio de flexão em três pontos. Na parte inferior indicado pela letra “a” é o suporte com rolos, pouco acima do suporte encontra-se o sistema de aplicação de carga, constituído pela célula de carga, rótula e rolo, indicados pela letra “b”. O sistema de aplicação de carga, juntamente com o painel de controle da máquina EMIC DL 300.000 indicado pela letra “c”.



a)



b)

FIGURA 4.22 Máquina universal, EMIC PC200:

a) Sistema servo controlado b) Prensa hidráulica da PC200.

# 5

## RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISES

### 5.1 Introdução

Inicialmente, são apresentados os resultados dos ensaios de compressão, módulo de elasticidade e tração. Em seguida, são apresentados os resultados dos ensaios das vigas, seguidos do cálculo das energias de fraturamento por meio de cada um dos métodos testados. Apresenta-se ainda uma comparação dos resultados tendo em vista as propriedades obtidas para os três tipos de concreto adotados no trabalho.

Devido ao grande número de ensaios realizados e ao grande número de resultados obtidos, optou-se por apresentar as médias dos resultados neste capítulo, e os demais dados no Anexo B, que contém os resultados dos ensaios de todas as vigas e das velocidades dos ensaios apresentados através das curvas de carga-tempo.

## 5.2 Caracterização do Concreto

A resistência à compressão dos concretos testados foi determinada através do ensaio de compressões simples, utilizando-se corpos-de-prova cilíndricos, sendo determinada nas idades de 7, 14 e 28 dias nos concretos tipo B e C, e nas idades de 14, 21 e 28 no concreto tipo A, seguindo as recomendações da NBR-12.655/1996, que adota dois corpos-de-prova para cada uma destas idades. O valor da resistência para uma determinada idade corresponde ao maior resultado obtido dentre os dois exemplares ensaiados.

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples são apresentados na TAB. 5.1. Constatou-se durante alguns ensaios a má execução de alguns corpos-de-prova, notada através de uma elevada rugosidade na superfície (FIG. 5.1), além de um processo de segregação dos agregados com a pasta, comprovado posteriormente nos ensaios de compressão diametral (FIG. 5.2). Esta má formação ocorreu principalmente no concreto tipo C (resistência de dosagem 60MPa), provavelmente devido a sua baixa trabalhabilidade. Os resultados destes exemplares foram descartados.

Os ensaios de módulo de elasticidade são apresentados na TAB. 5.2. Da mesma forma, do ocorrido nos ensaios de compressão, notou-se uma variação dos resultados dos ensaios nos corpos-de-prova que possuíam uma elevada rugosidade na superfície. Além de um possível processo de segregação em alguns exemplares do concreto tipo C.

Os resultados de resistência à tração (TAB. 5.3), foram obtidos através do ensaio de compressão diametral em corpos-de-prova cilíndricos. Da mesma forma, ocorreu um processo de segregação (FIG. 5.2) em alguns corpos-de-prova do concreto tipo C, nas séries S3 e S4, o que reduziu grandemente a sua resistência, além de uma alta rugosidade na superfície de alguns exemplares. A segregação pode ser capitada facilmente nos exemplares ensaiados à compressão diametral, pois, diferentemente do que ocorreu no ensaio de compressão simples, os corpos-de-prova do concreto de alta resistência não explodiam.

Nos ensaios de compressão simples adotou-se uma velocidade de 0,45 MPa por segundo, sendo um valor médio dentre os intervalos recomendados pela norma. Já nos ensaios de compressão diametral a velocidade adotada foi de 0,05 MPa por segundo.

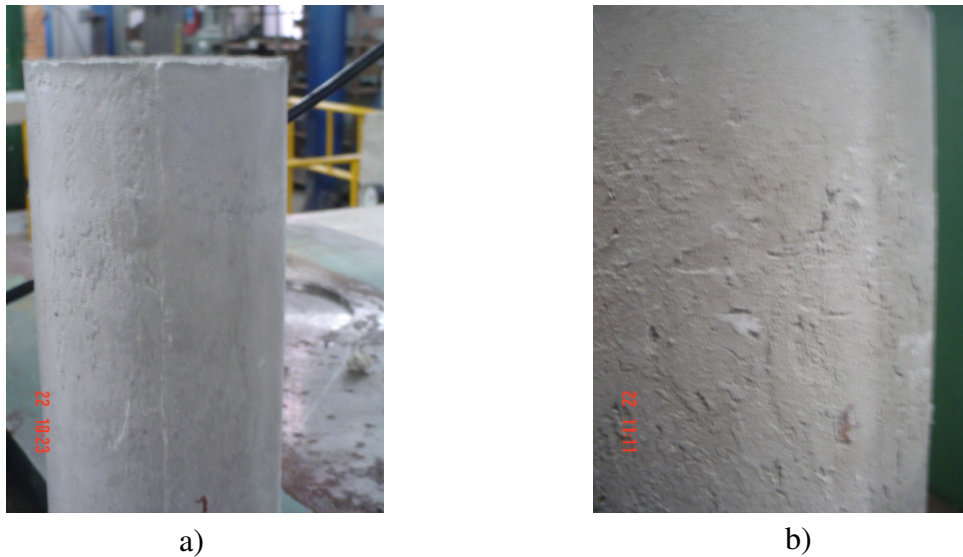


FIGURA 5.1 Rugosidade excessiva observada na superfície de alguns corpos-de-prova:

a) superfície rugosa b) Detalhe da rugosidade na superfície.



FIGURA 5.2 Segregação ocorrida em alguns exemplares do concreto tipo C.

TABELA 5.1  
Resistência à compressão

Tipo de concreto	Série	Idade (dias)	Corpo de Prova	Resistência (MPa)	Resistência do lote ensaiado (MPa)
A	S1	14	CP1	27,60	30,60
		14	CP2	30,60	
		21	CP3	35,70	35,70
		21	CP4	34,35	
		28	CP5	36,37	36,37
		28	CP6	36,30	
A	S2	14	CP1	31,70	31,70
		14	CP2	30,40	
		21	CP3	36,85	36,85
		21	CP4	33,72	
		28	CP5	39,71	39,71
		28	CP6	35,24	
C	S3	7	CP1	51,28	51,28
		7	CP2	42,24*	
		14	CP3	65,36	65,36
		14	CP4	57,16	
		28	CP5	64,02	70,43
		28	CP6	70,43	
C	S4	7	CP1	38,89**	-
		7	CP2	43,57**	
		14	CP3	50,30	50,30
		14	CP4	43,90**	
		28	CP5	94,86	99,81
		28	CP6	99,81	
B	S5	7	CP1	42,21	42,21
		7	CP2	41,86	
		14	CP3	43,21	47,09
		14	CP4	47,09	
		28	CP5	53,07	57,03
		28	CP6	57,03	
B	S6	7	CP1	46,95	46,95
		7	CP2	44,41	
		14	CP3	51,39	54,46
		14	CP4	54,46	
		28	CP5	57,43	57,43
		28	CP6	55,54	

NOTA: \*Corpos-de-prova com rugosidade excessiva na superfície

\*\* Provável processo de segregação ocorrido nos exemplares.

TABELA 5.2  
Resultados do módulo de elasticidade

Tipo de concreto	Série	Idade (Dias)	Corpo de Prova	Módulo (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)
A	S1	28	CP1	29.933	28.548	971
		28	CP2	28.442		
		28	CP3	27.288		
		28	CP4	29.401		
		28	CP5	27.900		
		28	CP6	28.324		
A	S2	28	CP1	32.160*	27.827	238
		28	CP2	28.696		
		28	CP3	27.802		
		28	CP4	27.594		
		28	CP5	28.071		
		28	CP6	27.817		
C	S3	28	CP1	35.636	35.344	1388
		28	CP2	34.996		
		28	CP3	34.548		
		28	CP4	38.413*		
		28	CP5	36.326		
		28	CP6	34.363		
C	S4	28	CP1	38.647	37.753	782
		28	CP2	33.664**		
		28	CP3	33.031**		
		28	CP4	38.104		
		28	CP5	36.868		
		28	CP6	37.392		
B	S5	28	CP1	34.258	33.692	559
		28	CP2	33.802		
		28	CP3	33.827		
		28	CP4	32.907		
		28	CP5	34.227		
		28	CP6	33.131		
B	S6	28	CP1	33.490	33.900	556
		28	CP2	33.577		
		28	CP3	34.709		
		28	CP4	33.961		
		28	CP5	33.278		
		28	CP6	34.383		

NOTA: \* O corpo-de-prova estava fora do eixo de aplicação de carga

\*\*Corpos-de-prova com rugosidade excessiva na superfície e provável processo de segregação ocorrido nos exemplares.

TABELA 5.3  
Resultados da resistência à tração

Tipo de concreto	Série	Idade (Dias)	Corpo de Prova	Resistência (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)
A	S1	28	CP1	4,59	4,13	0,47
		28	CP2	3,78		
		28	CP3	3,45		
		28	CP4	3,96		
		28	CP5	4,51		
		28	CP6	4,49		
A	S2	28	CP1	4,00	4,15	0,36
		28	CP2	4,48		
		28	CP3	4,35		
		28	CP4	3,66		
		28	CP5	4,55		
		28	CP6	3,88		
C	S3	28	CP1	3,85**	5,65	0,68
		28	CP2	4,57*		
		28	CP3	4,47*		
		28	CP4	6,13		
		28	CP5	5,17		
		28	CP6	4,01*		
C	S4	28	CP1	5,21**	5,39	0,20
		28	CP2	5,26		
		28	CP3	4,67*		
		28	CP4	5,47		
		28	CP5	4,90*		
		28	CP6	5,64		
B	S5	28	CP1	4,33	4,56	0,39
		28	CP2	4,72		
		28	CP3	5,11		
		28	CP4	4,13		
		28	CP5	4,82		
		28	CP6	4,23		
B	S6	28	CP1	4,76	5,23	0,72
		28	CP2	4,52		
		28	CP3	5,81		
		28	CP4	6,34		
		28	CP5	4,67		
		28	CP6	5,30		

NOTA: \* Ocorreu segregação do agregado com a pasta de cimento

\*\* O corpo-de-prova estava fora do eixo de aplicação de carga

Nas tabelas de módulo de elasticidade (TAB. 5.2) e resistência à tração (TAB. 5.3) encontram-se os respectivos valores médios e o desvio padrão; nestes cálculos foram descartados os resultados dos corpos-de-prova que apresentaram algum tipo de defeito decorrente do processo de modelagem..

Os resultados do concreto tipo C apresentaram uma maior variação dos valores de uma série com relação à outra série. Isto pode ter ocorrido devido ao concreto ser auto adensável e altamente viscoso e a equipe de concretagem não ter experiência na confecção e manuseio deste tipo de concreto.

Nota-se no concreto tipo C, um aumento excessivo da resistência à compressão (TAB. 5.1) da série S4 em relação à série S3; este comportamento foi semelhante nos valores de módulo de elasticidade (TAB. 5.2), porém, nos resultados de resistência à tração (TAB. 5.3), observaram-se resistências da série S4 menor do que a da S3.

Os resultados de resistência à compressão da série S4 do concreto tipo C, não se apresentaram coerentes em relação aos demais resultados obtidos, pois ocorreu um grande aumento de resistência nos primeiros 7 dias, seguido de uma estabilização da resistência dos 7 aos 14 dias e um aumento de quase 100% aos 28 dias. As demais séries, com o mesmo tipo de concreto, apresentaram uma baixa variação dos resultados obtidos aos 28 dias.

Observa-se nos valores de módulo de elasticidade a tendência de aumentar juntamente com o incremento de resistência à compressão. A resistência à tração média (TAB. 5.3), aos 28 dias, corresponde aproximadamente a 11% da resistência à compressão para o concreto tipo A; 8,5% para o concreto tipo B, e 6% para o concreto tipo C. Os valores de resistência à compressão utilizados nesta comparação são os maiores resultados deste ensaio ao 28 dias (TAB. 5.1).

A resistência à compressão em todas as séries apresentou resultados maiores do que da resistência de dosagem, conforme esperado, tendo em vista o desvio padrão utilizado no

cálculo dos traços. As resistências à compressão obtidas foram equivalentes, aos resultados usualmente obtidos pela LAFARGE, fornecedora do material e das dosagens, para os respectivos tipos de concreto no seu processo rotineiro de produção.

### **5.3 Caracterização do Concreto com Base na Mecânica da Fratura**

Os ensaios de flexão em três pontos em vigas de concreto simples foram realizados com o objetivo de estudar o comportamento do concreto à fratura e, mais especificamente, quantificar a energia de fraturamento. A seguir, são apresentados os resultados obtidos nos ensaios na forma de curvas de carga-deslocamento para os Métodos 1 e 3 e carga-CMOD para o Método 2, assim como os cálculos realizados por cada um dos métodos para a determinação da energia de fraturamento. Todas as curvas obtidas experimentalmente são apresentadas no Anexo B.

#### **5.3.1 Método 1**

A determinação da energia de fratura por este método proposto pelo RILEM é baseada no cálculo da área sob a curva carga versus flecha no meio do vão conforme a Eq. 3.2. As FIG. 5.3 a 5.5 mostram os diagramas dos resultados médios obtidos nos ensaios das vigas, para cada um dos tipos de concreto. A partir dos resultados médios determinou-se uma curva média para cada uma das resistências de dosagem.

Os diagramas carga-deslocamento obtidos mostram que os ensaios ocorreram de maneira estável, ou seja, sem variações bruscas nos valores das cargas e ou dos deslocamentos. Após a apresentação das curvas médias dos ensaios de flexão para cada um dos tipos de concreto, seguem-se as tabelas com os valores de flecha, carga de ruptura, área de ligação e os resultados dos cálculos da energia de fraturamento, obtidos para cada uma das séries e para cada tipo de concreto analisado. Estes resultados são apresentados nas TAB. 5.4 a TAB. 5.6.

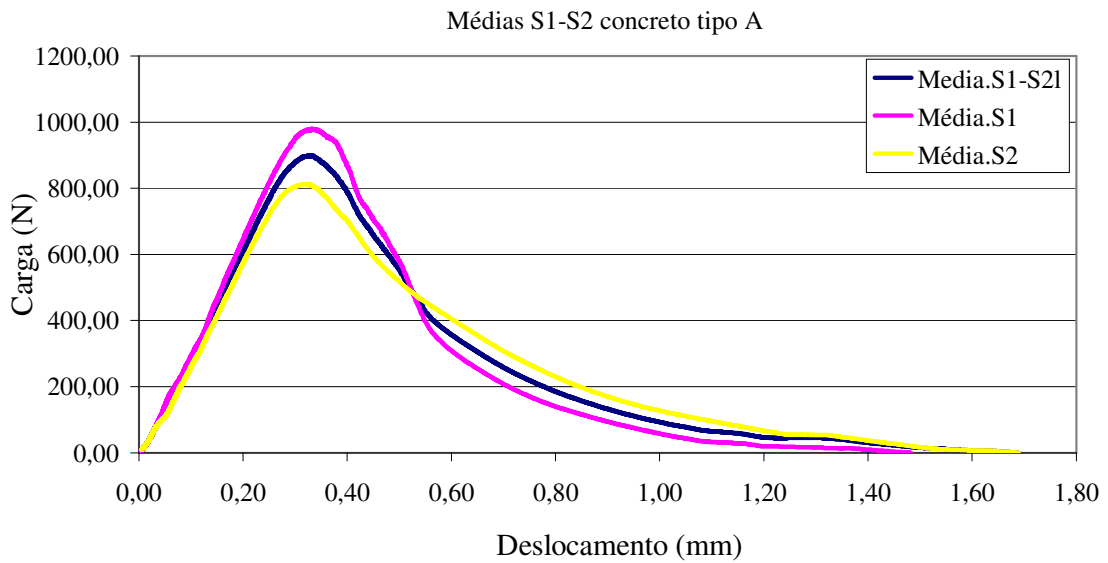


FIGURA 5.3 Curva carga-deslocamento dos ensaios das séries S1 e S2, concreto A

Observa-se na FIG. 5.3, que apesar da série S2 apresentar uma resistência à compressão (TAB. 5.1) e à tração (TAB. 5.3) um pouco maior do que a série S1, as vigas da série S1 alcançaram valores de cargas de pico superiores aos das vigas da série S2. Em contraposição, as flechas da série S2 foram maiores do que as flechas da série S1, assim como o processo de amolecimento foi mais brando.

Nota-se também nas curvas (FIG. 5.3) das séries S1 e S2, um comportamento inicial semelhante até aproximadamente 600 N, neste momento, provavelmente, tem início o processo de microfissuração distribuída aleatoriamente. Um comportamento linear é observado até a carga aproximada de mais ou menos 600 N.

TABELA 5.4  
Energia de fraturamento das vigas do concreto tipo A

Série	Viga	Peso da viga (Kgf)	Carga máxima (N)	Flecha final (mm)	$W_0$ (Nm)	Área de ligação ( $\text{mm}^2$ )	Energia de fraturamento (N/m)
1	1	19,62	1.0056,65	1,07	0,588	4.984,08	122,77
1	2	20,00	889,83	1,23	0,628	5.071,04	129,34
1	3	19,78	1.010,54	1,48	0,753	5.032,74	156,16
1	4	19,76	1.195,62	1,21	0,676	4.999,29	140,51
2	1	19,60	874,31	1,57	0,799	5.034,64	165,55
2	2	19,50	868,31	1,57	0,744	5.023,50	154,84
2	3	19,362	881,90	1,68	0,819	5.149,31	166,20
2	4	19,72	704,00	1,24	0,561	5.009,42	117,48
Média		19,67	935,15	1,38	0,696	5.038,00	<b>144,11</b>
Desvio		0,19	148,70	0,22	0,097	52,00	<b>19,29</b>

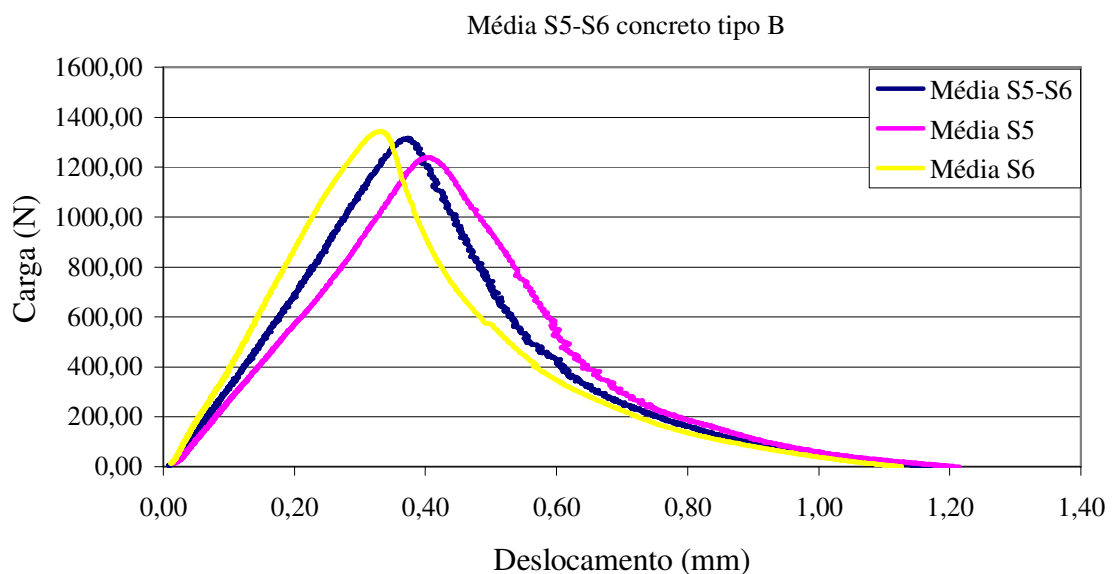


FIGURA 5.4 Curva carga-deslocamento dos ensaios das séries S5 e S6, concreto B

Nos ensaios das séries S5 e S6 (FIG. 5.4), nota-se um comportamento inicial um pouco diferente, mas com valores de cargas de pico próximos, e com ramos de amolecimento semelhantes, com valores das flechas finais equivalentes. Um comportamento linear pode ser observado até aproximadamente 300 N na fase de pré-pico de carga.

TABELA 5.5  
Energia de fraturamento das vigas do concreto tipo B

Série	Viga	Peso da viga (Kgf)	Carga máxima (N)	Flecha final (mm)	$W_0$ (Nm)	Área de ligação (mm <sup>2</sup> )	Energia de fraturamento (N/m)
5	1	19,50	1.302,52	0,91	0,605	4.963,89	125,95
5	2	20,14	1.221,18	1,07	0,685	5.142,76	137,78
5	3	19,82	1.331,85	1,23	0,758	4.992,55	157,32
5	4	19,94	1.262,49	1,50	0,805	5.102,57	164,35
6	1	19,96	1.362,45	1,12	0,663	4.970,28	138,43
6	2	20,02	1.366,33	1,00	0,673	5.109,37	136,00
6	3	19,64	1.382,47	1,13	0,715	5.073,22	145,80
6	4	20,80	1.398,34	1,22	0,766	5.179,82	153,22
Média		19,98	1.328,45	1,15	0,709	5.066,81	<b>144,86</b>
Desvio		0,39	62,03	0,18	0,065	82,02	<b>12,72</b>

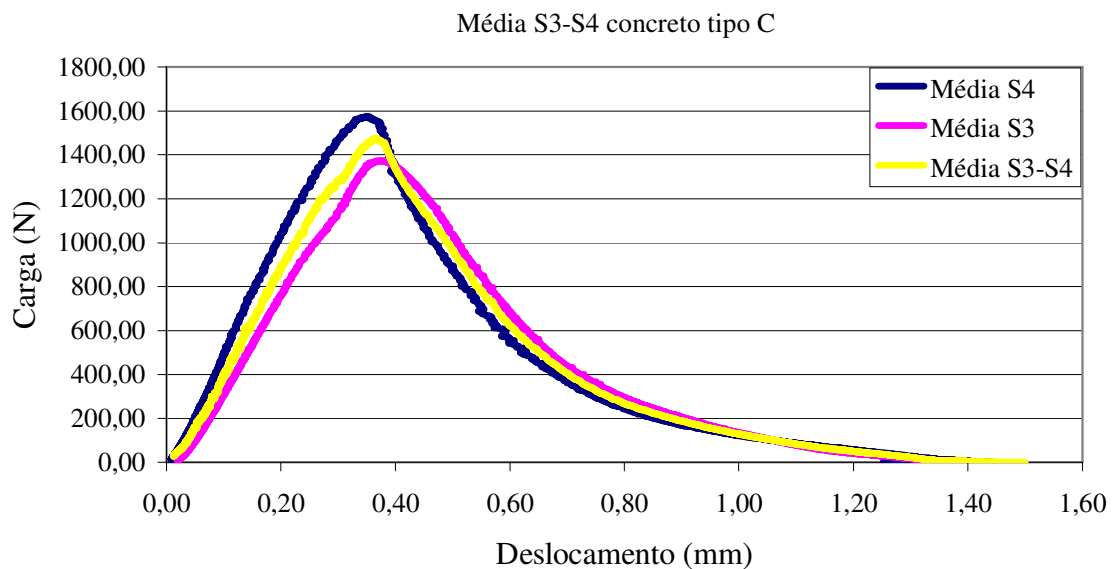


FIGURA 5.5 Curva carga-deslocamento dos ensaios das séries S3 e S4, concreto C.

As vigas das séries S3 e S4 (FIG. 5.5) apresentaram um comportamento de pré-pico de carga semelhante, com um comportamento linear até a carga aproximada de 400 N. Com ramos de amolecimento semelhantes e valores de flechas finais equivalentes.

TABELA 5.6  
Energia de fraturamento das vigas do concreto tipo C

Série	Viga	Peso da viga (Kgf)	Carga máxima (N)	Flecha final (mm)	$W_0$ (Nm)	Área de ligação ( $\text{mm}^2$ )	Energia de fraturamento (N/m)
3	1	20,10	1.436,29	1,21	0,815	4.984,08	168,90
3	2	20,03	1.423,88	1,77	1,110	5.028,75	228,57
3	3	20,52	1.447,31	1,21	0,816	5.032,74	167,70
3	4	19,84	1.303,89	1,18	0,810	4.905,35	170,44
4	1	20,42	1.539,35	1,73	1,106	5.257,95	217,74
4	2	20,60	1.563,16	1,40	0,922	5.206,31	183,32
4	3	20,16	1.718,65	1,45	1,002	5.187,34	199,45
4	4	19,94	1.565,25	1,04	0,751	5.167,45	149,75
Média		20,20	1.499,72	1,37	0,916	5.096,25	<b>185,73</b>
Desvio		0,28	124,61	0,27	0,141	124,92	<b>27,23</b>

Os valores da energia de fraturamento para o concreto tipo C (TAB. 5.6) apresentaram uma dispersão maior do que os demais tipos, o que pode ter sido provocada pela baixa trabalhabilidade deste concreto, mostrando a influência do processo de concretagem nos resultados dos parâmetros de fraturamento. Apesar de ter ocorrido segregação em um grande número de corpos-de-prova cilíndricos, o mesmo não ocorreu nas vigas executadas e ensaiadas.

Observando-se as TAB. 5.4 a 5.6, nota-se que a ductilidade tende a aumentar com o incremento da resistência à compressão do concreto. Isto pode ser explicado pelo fortalecimento das ligações da pasta com os agregados, de tal forma que ocorra a ruptura dos agregados ao invés da trinca contorná-los. Porém, nota-se nas TAB. 5.4 e 5.5, que a energia de fraturamento praticamente não variou apesar do aumento da resistência.

Ao se comparar as curvas médias dos gráficos de carga-deslocamento de cada um dos tipos de concreto (FIG. 5.6), observa-se no ponto de pico (valor máximo da carga durante o ensaio) o carregamento correspondente a valores equivalentes de flechas média das vigas de todos os tipos de concreto, desta forma há um aumento na inclinação

das curvas na fase pré-pico de carga, juntamente com o ganho de resistência à compressão, desta forma, nota-se uma maior inclinação da curva do concreto C em relação a do concreto B, e em comparação ao concreto tipo A. Após a carga máxima, nota-se um processo de amolecimento mais suave do concreto tipo A em relação aos demais, que apresentam uma inclinação mais acentuada após o pico de carga, ou seja o processo de fratura nos concretos de maior resistência ocorreu de forma mais brusca. Os ramos finais do trecho de amolecimento se assemelham bastante.

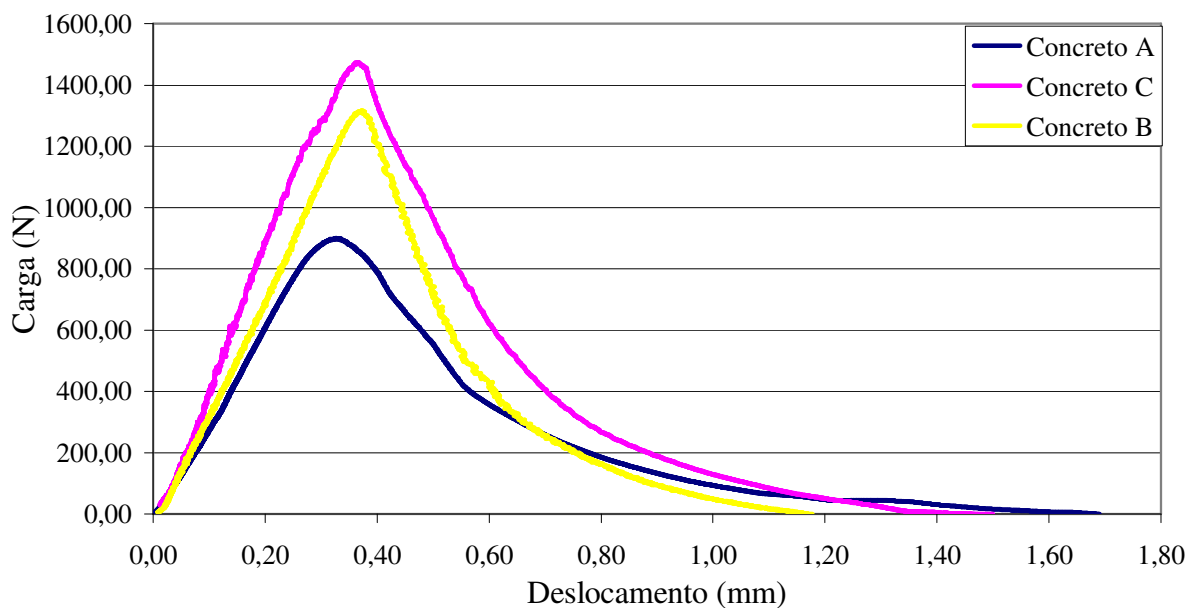


FIGURA 5.6 Curva carga-deslocamento das médias dos três tipos de concreto.

### 5.3.2 Método 2

Este método considera a inclinação da reta tangente do primeiro ciclo de carregamento da curva carga-CMOD, como base de cálculo do valor do módulo de elasticidade, e a inclinação da reta de descarregamento após o pico de carga do primeiro ciclo, determinando o comprimento da trinca elástica efetiva crítica utilizada nos cálculos, juntamente, com o módulo de elasticidade para se obter os valores de tenacidade à fratura e o deslocamento de abertura crítico na ponta da trinca.

A seguir, são apresentadas algumas das curvas obtidas nos ensaios de cada uma das séries, para todos os tipos de concreto (FIG. 5.7 a 5.12). Optou-se por não apresentar as

curvas médias, devido à ocorrência de instabilidades em algumas das vigas ensaiadas, conforme mencionado anteriormente. Após cada uma das curvas de um mesmo tipo de concreto, apresenta-se uma tabela com valores de módulo de elasticidade, inclinação da curva de carga ( $C_i$ ) e da curva de descarregamento ( $C_u$ ), tenacidade à fratura,  $CTOD_C$  e a energia de fraturamento, determinada através da tenacidade à fratura elevada ao quadrado dividida pelo módulo de elasticidade (TAB. 5.7 a 5.9).

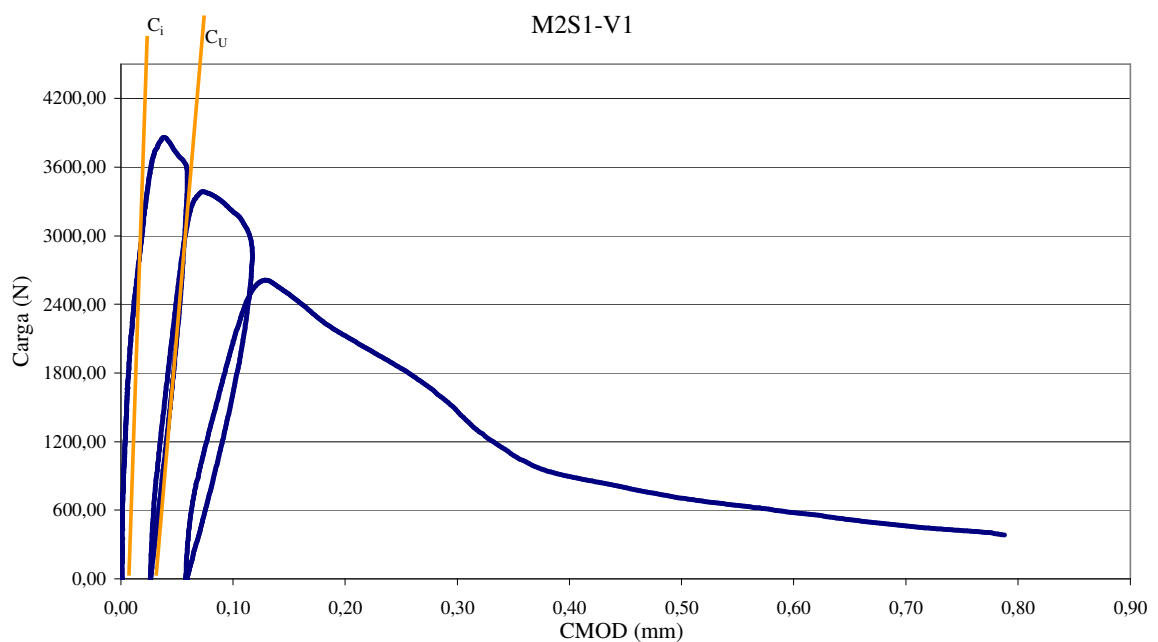


FIGURA 5.7 Curva carga-CMOD das vigas da série S1 do concreto A.

Nos ensaios das vigas da série S1 (FIG. 5.7), foram realizados 3 ciclos de carregamentos e descarregamentos. Observou-se após a carga de pico e o instante do início do descarregamento a ocorrência do processo de amolecimento. Em média a carga máxima do segundo ciclo alcançou aproximadamente 84% da carga de pico nas três primeiras vigas ensaiadas, sendo na última viga um valor de 60% aproximadamente. Conseqüentemente esta viga também apresentou um processo de amolecimento após a carga de pico maior do que as demais vigas ensaiadas, explicando o baixo valor da carga máxima do segundo ciclo.

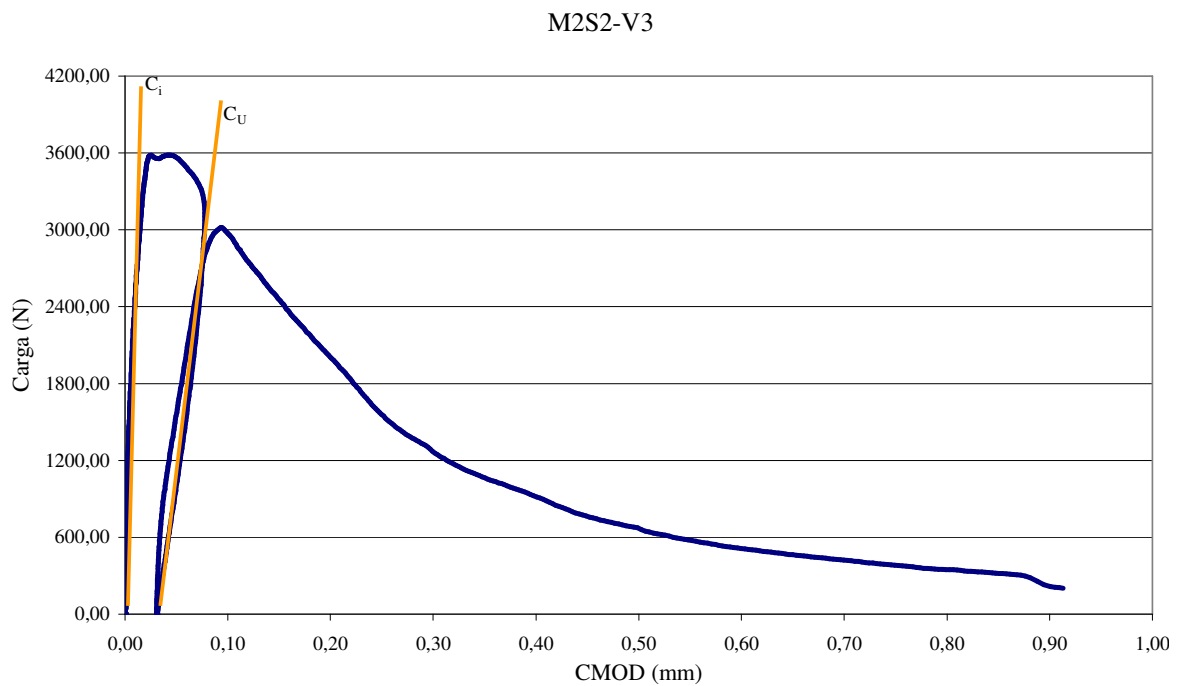


FIGURA 5.8 Curva carga-CMOD das vigas da série S2 do concreto A.

Já as vigas da série S2 (FIG. 5.8), realizaram-se dois ciclos nas vigas M2S2-V1 e M2S2-V3 e três ciclos nas M2S2-V2 e M2S2-V4. O número de ciclos não influencia nos resultados, pois os valores das energias de fratura são calculados considerando-se apenas os dois primeiros ciclos. Os carregamentos do segundo ciclo apresentaram-se em média com um valor de aproximadamente 75% do valor da carga de pico.

TABELA 5.7  
Energia de fraturamento das vigas de concreto tipo A

Série	Viga	Carga máxima (N)	Módulo de Elasticidade (MPa)	$C_i$ (mm/N)	$C_u$ (mm/N)	CTOD <sub>C</sub> (mm)	$K_{Ic}$ (MPa /m <sup>1/2</sup> )	Energia de fraturamento (N/m)
1	1	3.858,6	64.721	$2,9 \cdot 10^{-6}$	$9,10 \cdot 10^{-6}$	0,0179	1,58	38,41
1	2	3.074,2	66.648	$2,9 \cdot 10^{-6}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$	0,0189	1,47	32,39
1	3	3.674,8	68.737	$2,7 \cdot 10^{-6}$	$9,25 \cdot 10^{-6}$	0,0171	1,54	34,53
1	4 *	3.985,1	62.893	$3,0 \cdot 10^{-6}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$	0,0310	2,09	69,72
2	1	3.752,4	60.155	$3,1 \cdot 10^{-6}$	$1,4 \cdot 10^{-5}$	0,0270	1,86	57,29
2	2	3.255,2	85.674	$2,2 \cdot 10^{-6}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$	0,0272	2,09	51,15
2	3	3.582,8	86.190	$2,2 \cdot 10^{-6}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$	0,0301	2,35	64,04
2	4	3.880,1	101.828	$1,9 \cdot 10^{-6}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	0,0397	3,12	95,82
Média		3.632,9	74.606	$2,6 \cdot 10^{-6}$	$1,34 \cdot 10^{-5}$	0,0261	2,01	<b>55,42</b>
Des.Padrão		318,35	14.829	$0,5 \cdot 10^{-6}$	$0,31 \cdot 10^{-5}$	0,0078	0,55	<b>21,34</b>

Nota: \* A viga apresentou grande trecho de instabilidade após a carga de pico.

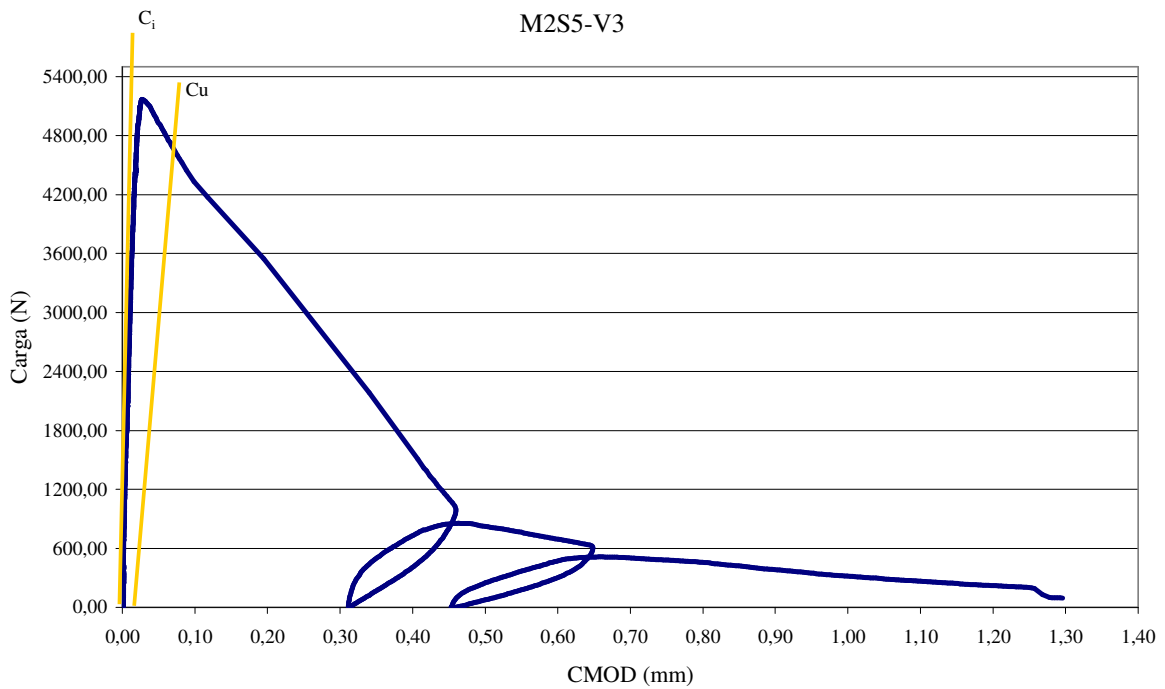


FIGURA 5.9 Curva carga-CMOD das vigas da série S5 do concreto B.

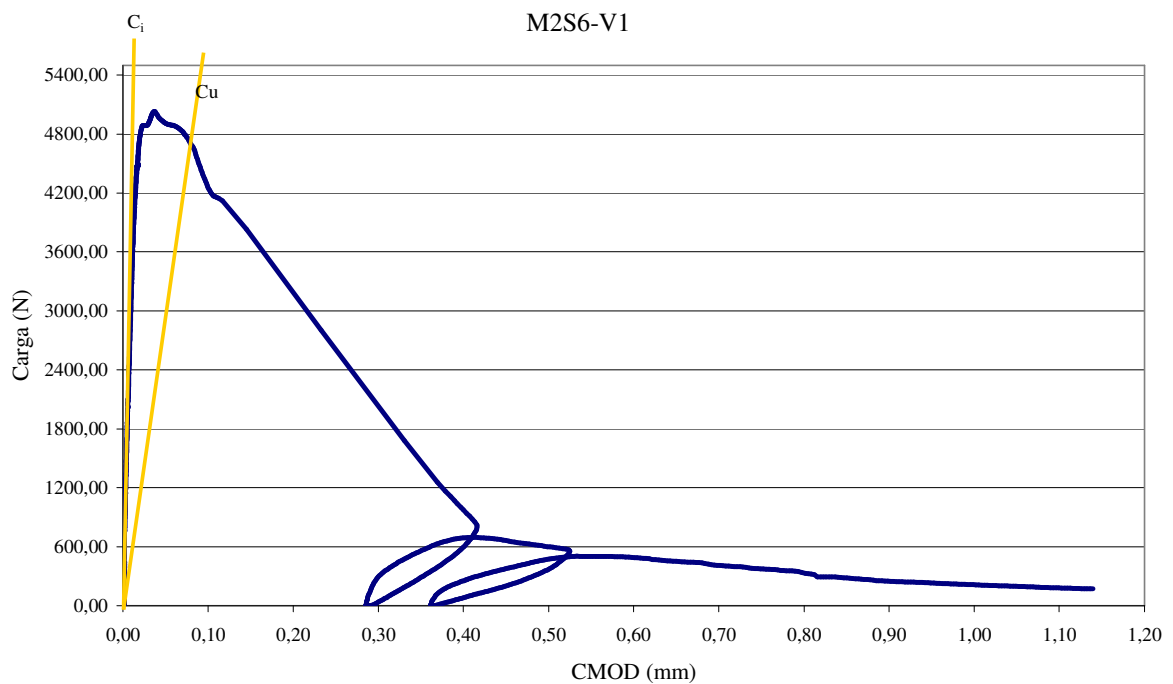


FIGURA 5.10 Curva carga-CMOD das vigas da série S6 do concreto B.

TABELA 5.8  
Energia de fraturamento das vigas de concreto tipo B

Série	Viga	Carga máxima (N)	Módulo de Elasticidade (MPa)	$C_i$ (mm/N)	$C_u$ (mm/N)	$CTOD_C$ (mm)	$K_{IC}$ (MPa/m <sup>1/2</sup> )	Energia de fraturamento (N/m)
5	1	4.290,6	70.941	$2,7 \cdot 10^{-6}$	$1,01 \cdot 10^{-5}$	0,0222	1,93	52,70
5	2	4.574,7	89.379	$2,1 \cdot 10^{-6}$	$1,10 \cdot 10^{-5}$	0,0271	2,48	69,06
5	3	5.166,6	62.650	$3,1 \cdot 10^{-6}$	$1,05 \cdot 10^{-5}$	0,0271	2,21	78,28
5	4	4.794,6	74.920	$2,6 \cdot 10^{-6}$	$9,86 \cdot 10^{-6}$	0,0243	2,21	65,34
6	1	5.028,3	68.809	$2,8 \cdot 10^{-6}$	$1,54 \cdot 10^{-5}$	0,0416	2,84	117,51
6	2	5.012,5	66.279	$3,0 \cdot 10^{-6}$	$1,09 \cdot 10^{-5}$	0,0274	2,27	77,82
6	3	4.975,6	58.942	$3,7 \cdot 10^{-6}$	$1,23 \cdot 10^{-5}$	0,0289	2,23	84,23
6	4	5.009,7	83.447	$2,3 \cdot 10^{-6}$	$1,14 \cdot 10^{-5}$	0,0301	2,65	84,46
Média		4.856,6	71.921	$2,8 \cdot 10^{-6}$	$1,14 \cdot 10^{-5}$	0,0286	2,35	<b>78,68</b>
Des.Padrão		290,60	10.306	$0,5 \cdot 10^{-6}$	$1,78 \cdot 10^{-6}$	0,0058	0,29	<b>18,97</b>

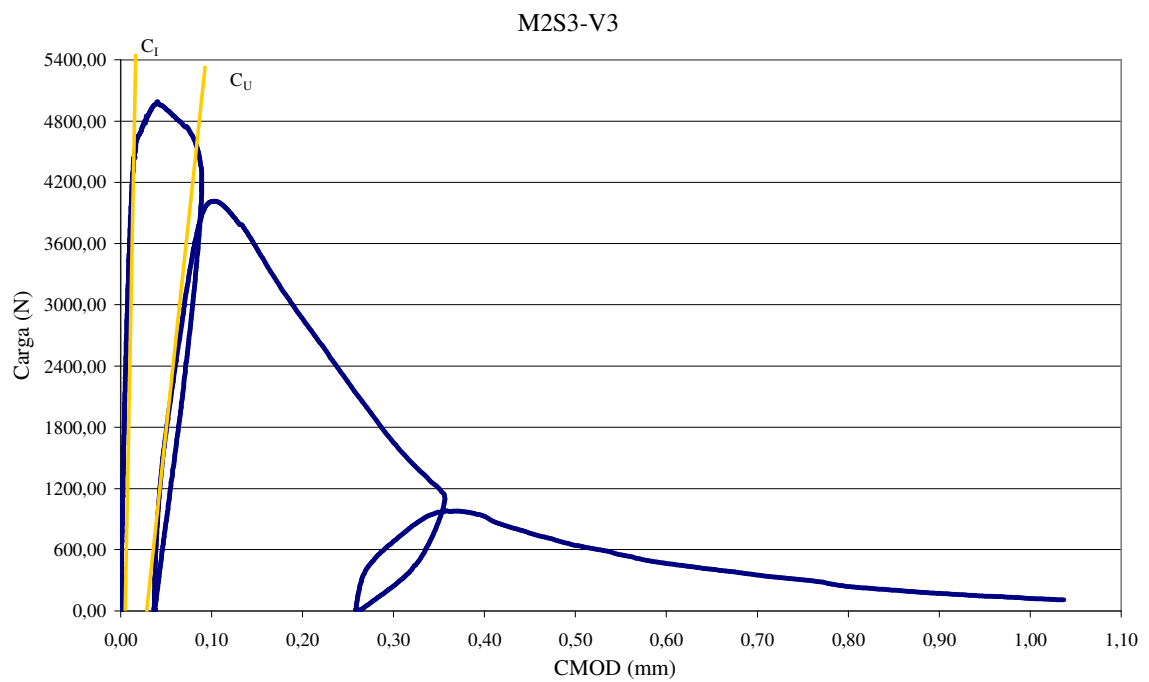


FIGURA 5.11 Curva carga-CMOD das vigas da série S3 do concreto C.

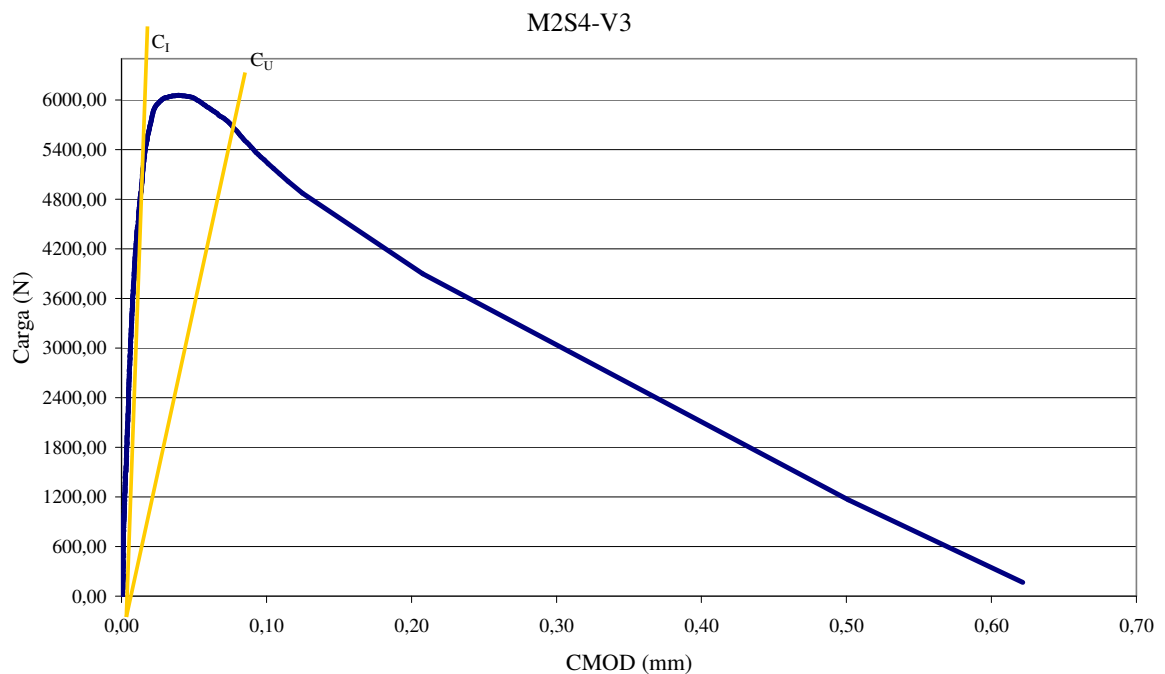


FIGURA 5.12 Curva carga-CMOD das vigas da série S4 do concreto C.

TABELA 5.9  
Energia de fraturamento das vigas de concreto tipo C

Série	Viga	Carga máxima (N)	Módulo de Elasticidade (MPa)	$C_i$ (mm/N)	$C_u$ (mm/N)	CTOD <sub>C</sub> (mm)	$K_{IC}$ (MPa/m <sup>1/2</sup> )	Energia de fraturamento (N/m)
3	1	5.271,4	102.764	$1,9 \cdot 10^{-6}$	$1,42 \cdot 10^{-5}$	0,0418	3,69	132,31
3	2	5.835,1	74.972	$2,5 \cdot 10^{-6}$	$1,01 \cdot 10^{-5}$	0,0308	2,71	97,69
3	3*	4.987,6	85.850	$2,1 \cdot 10^{-6}$	$1,14 \cdot 10^{-5}$	0,0312	2,73	86,63
3	4*	5.503,1	87.946	$2,1 \cdot 10^{-6}$	$1,27 \cdot 10^{-5}$	0,0382	3,25	119,74
4	1	5.455,2	85.591	$2,1 \cdot 10^{-6}$	$9,98 \cdot 10^{-6}$	0,0295	2,75	88,44
4	2	4.924,2	78.439	$2,3 \cdot 10^{-6}$	$1,23 \cdot 10^{-5}$	0,0331	2,68	91,46
4	3	6.058,8	99.927	$1,9 \cdot 10^{-6}$	$1,26 \cdot 10^{-5}$	0,0398	3,59	129,29
4	4	5.407,2	78.287	$2,4 \cdot 10^{-6}$	$1,48 \cdot 10^{-5}$	0,0442	3,26	135,56
Média		5.430,3	86.722	$2,2 \cdot 10^{-6}$	$1,14 \cdot 10^{-5}$	0,0361	3,08	<b>110,14</b>
Des. Padrão		385,95	10.009	$0,2 \cdot 10^{-6}$	$1,78 \cdot 10^{-6}$	0,0056	0,42	<b>21,13</b>

Nota: \* Foram realizados ciclos de descarregamento e recarregamento, a reta  $C_u$  não sai da origem.

Para os concretos tipos B (FIG. 5.9 e 5.10) e C (FIG. 5.11 e 5.12), a carga caía rapidamente após o seu valor máximo e o  $CMOD$  aumentava continuamente dando a impressão de um ramo de amolecimento, porém de modo instável, inviabilizando assim o descarregamento programado quando a carga atingisse 95% do valor de pico. Nestas séries (S3 a S6) optou-se por utilizar a segunda reta ( $C_u$ ) saindo da origem e cortando o gráfico no ponto de 95% da carga máxima. As únicas exceções ocorreram nas vigas M2S3-V3 (FIG. 5.11) e M2S3-V4, pois foi possível realizar os ciclos de carga e descarregamento. Nestas vigas, observou-se que a carga máxima do segundo ciclo de carregamento correspondeu a aproximadamente 83% em média da carga de pico do primeiro ciclo.

Nos gráficos das FIG. 5.7 a 5.12, as retas cujas inclinações foram utilizadas para a determinação de  $C_i$  e  $C_u$ , receberam estes índices. Os valores de  $C_i$  e  $C_u$  são calculados através da cotangente do ângulo de inclinação da reta, com relação ao eixo das abscissas.

A medida de deslocamento de abertura da trinca foi realizada na extremidade superior do entalhe, em ambas as faces da viga. em pontos distantes  $a_0$  da face inferior da viga.

Considerando que a metodologia TC89-FMT do RILEM, baseada na medida do *CMOD* na face inferior da viga, foi necessária a correção dos valores obtidos. Considerou-se uma variação linear do deslocamento de abertura ao longo do comprimento  $a_0$  do entalhe (FIG. 5.13). Esta correção se baseou na hipótese da seção plana permanece plana após a deformação, levando a um valor de *CMOD* dado por:

$$CMOD = \left( \frac{b}{b - a_0} \right) \Delta a$$

sendo o valor de  $b$  correspondente a altura da viga e  $\Delta a$  o valor lido pelo *clip gauge*.

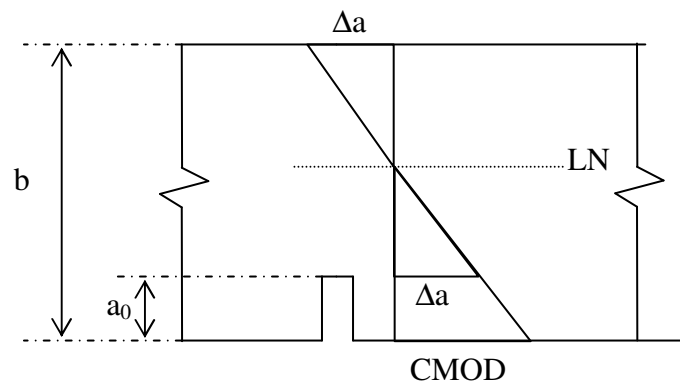


FIGURA 5.13 Correção dos valores lidos pelo *clip gauge*.

### 5.3.3 Método 3

Este método calcula a energia de fratura de corpos-de-prova de dimensões infinitas, tornando-se desta forma, independente da forma e do tamanho da estrutura. Este procedimento é realizado através da extrapolação dos valores das cargas máximas e das alturas das vigas ensaiadas, com dimensões finitas. O módulo de elasticidade e a resistência à tração do concreto são dados necessários para se calcular a energia de fraturamento independente da forma e das dimensões da estrutura.

A seguir, são apresentados os resultados médios dos ensaios na forma de gráfico de carga-deslocamento para os três tipos de concreto. As FIG. 5.14 e 5.15 retratam o ocorrido durante os ensaios das vigas das duas primeiras séries (S1 e S2),

respectivamente, da concretagem do concreto tipo A. Do mesmo modo, as FIG. 5.16 e 5.17 apresentam os resultados das vigas das séries S5 e S6 do concreto B. Já os resultados das séries S3 e S4, do concreto C, são apresentados nas FIG. 5.18 e 5.19, respectivamente.

Após as curvas de carga-deslocamento, são apresentados os gráficos de dispersões dos ensaios (FIG. 5.20 a 5.25), construídos a partir dos coeficientes X e Y da função de extrapolação. Nos gráficos de dispersão observam-se os valores da inclinação da reta A e o ponto em que a função corta o eixo das ordenadas C, da função de extrapolação das cargas e das dimensões.

Os valores da energia de fraturamento, da razão da altura do entalhe pela altura da viga e do comprimento da ZPF da trinca elástica-linear equivalente são apresentados nas TAB. 5.10 a 5.12 para os concretos tipos A, B e C, respectivamente.

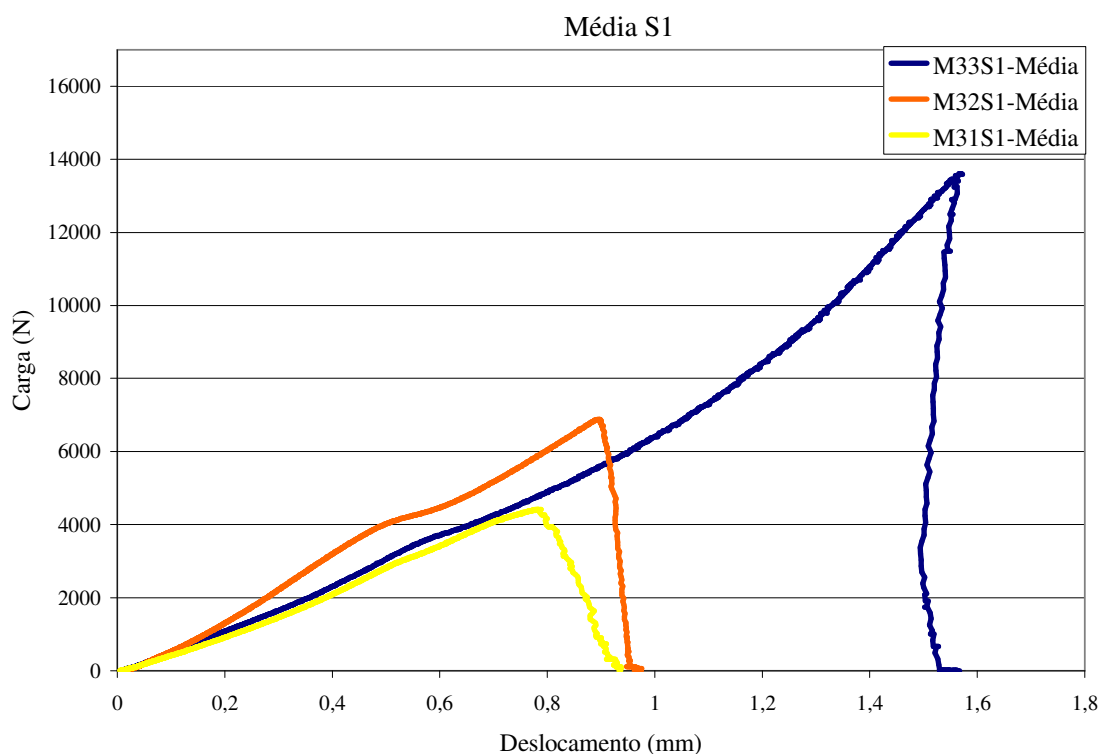


FIGURA 5.14 Curva média dos ensaios das vigas da série S1, concreto A.

Nos ensaios das vigas da série S1 (FIG. 5.14), nota-se um comportamento inicial semelhante das vigas ensaiadas. Após a carga de pico, os exemplares comportam-se de modo distinto, as vigas menores M31 tiveram uma queda menos acentuada de sua carga em comparação com os demais corpos-de-prova. Nas vigas maiores M33 observou-se uma redução dos deslocamentos acompanhada do decréscimo do carregamento, este efeito é conhecido como *snap-back*, e retrata a ocorrência de instabilidade durante os ensaios.

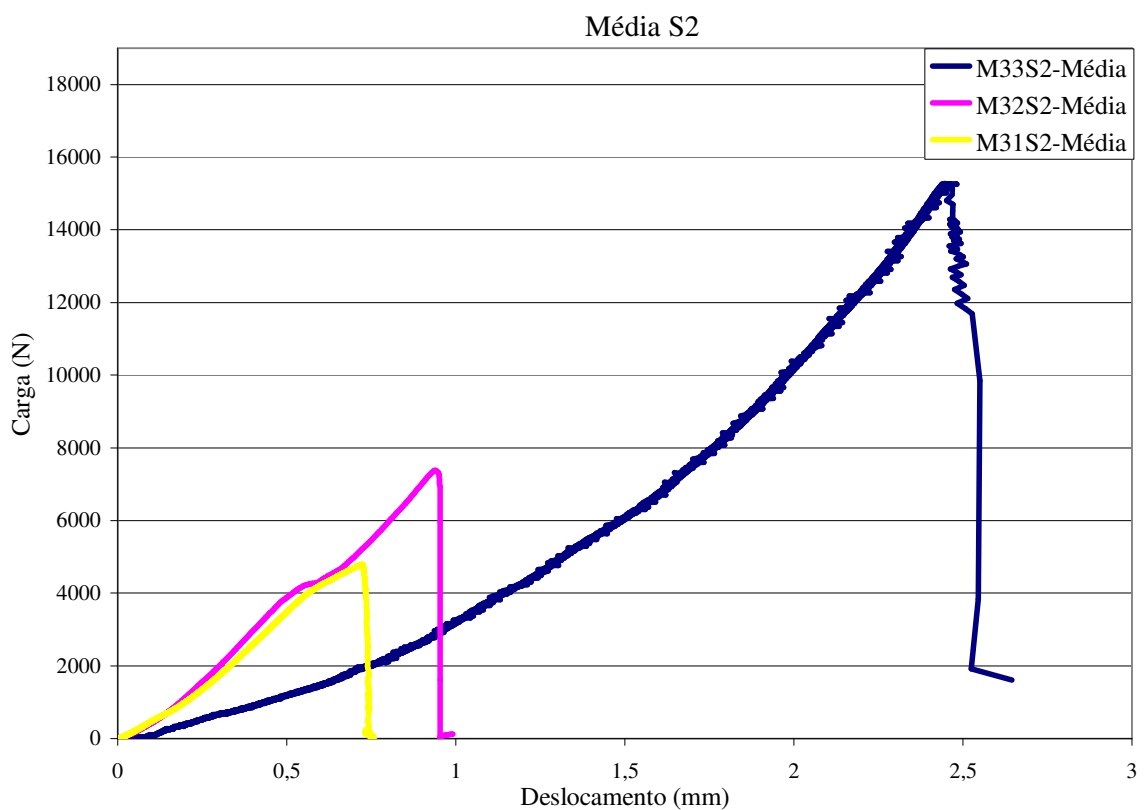


FIGURA 5.15 Curva média dos ensaios das vigas da série S2, concreto A.

Os exemplares da série S2 (FIG. 5.15) apresentaram um comportamento semelhante entre as vigas de dimensões menores M31 e M32, possuindo uma inclinação na fase de pré-pico de carga maior do que as vigas M33. O comportamento após o pico de carga foi igual para todas as vigas, ocorrendo a queda brusca do carregamento, como se fosse um material frágil.

As vigas M31 e M32 das duas primeiras séries (S1 e S2) apresentaram um comportamento semelhante na fase de pré-pico de carga, chegando a valores aproximados das cargas máximas. Porém, após a carga de pico, as vigas M31 da série S1 apresentaram uma queda do carregamento menos brusca do que o ocorrido na série S2. O resultado das vigas M32 da série S2 se resume ao valor de um único exemplar, pois os resultados das demais vigas ensaiadas não foram armazenados no banco de dados da máquina de teste.

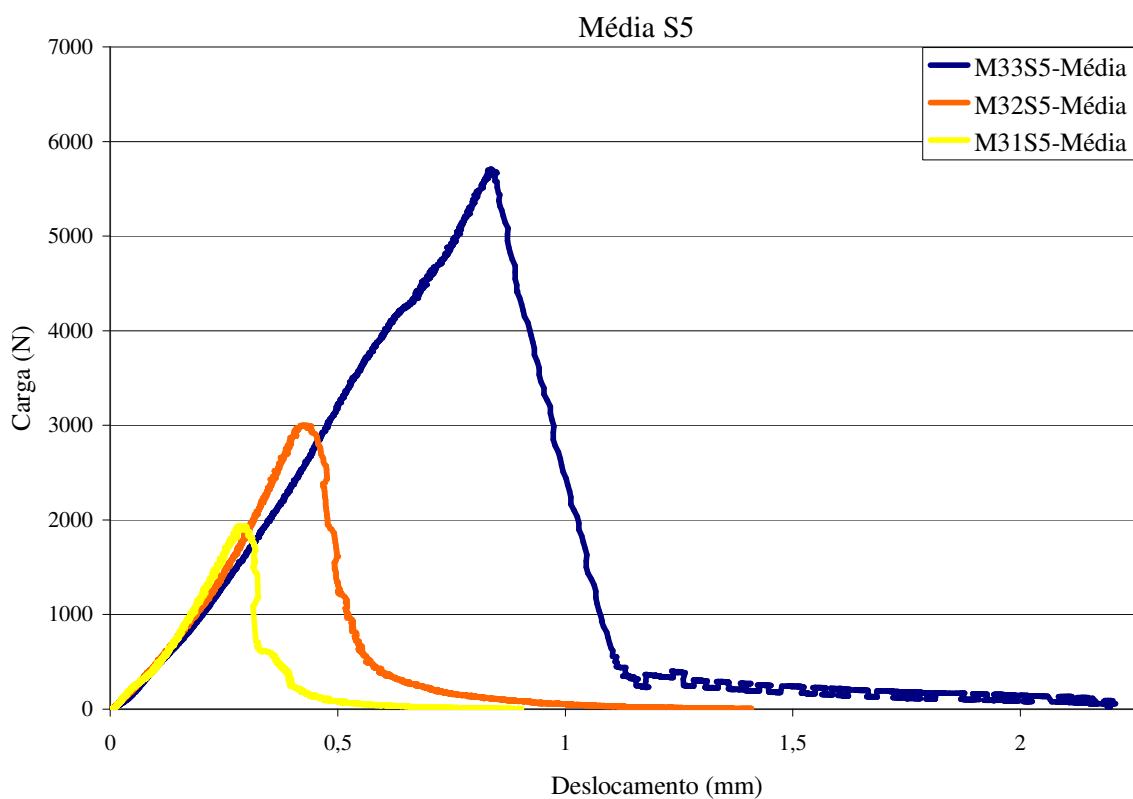


FIGURA 5.16 Curva média dos ensaios das vigas da série S5, concreto B.

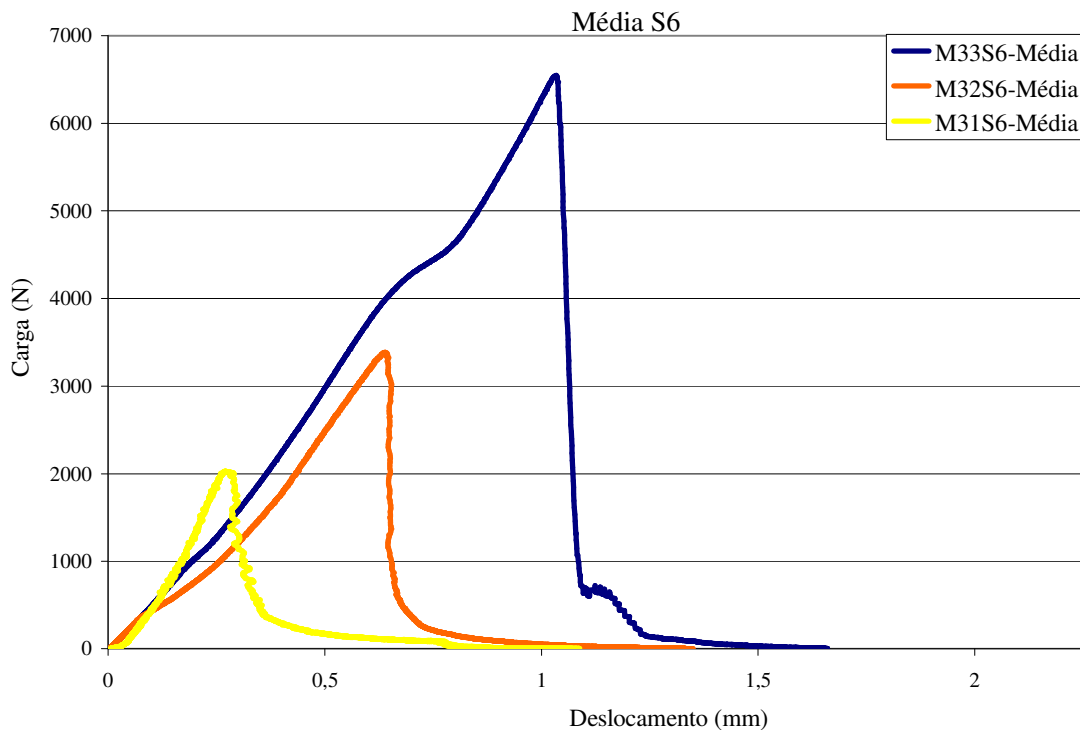


FIGURA 5.17 Curva média dos ensaios das vigas da série S6, concreto B.

As vigas do concreto B apresentaram, durante os ensaios, uma estabilidade maior do que os demais exemplares testados (FIG. 5.16 e 5.17). Pode-se observar na fase de pré-pico de carga um comportamento semelhante das vigas; e na fase de pós-pico, a carga decresce até atingir um patamar no trecho final e estabilizar o ensaio, sofrendo um processo de amolecimento.

Na FIG. 5.16 são apresentadas as curvas obtidas com os resultados dos ensaios da série S5. Da mesma forma, a FIG. 5.17 apresenta os resultados da série S6. Nota-se nas vigas M31 da série S5 um comportamento semelhante aos da série S6. Já os exemplares M32 da série S6 apresentaram na fase de pré-pico de carga uma inclinação menor, do que as das vigas da série S5, e uma queda um pouco mais brusca do carregamento após o seu valor máximo. As vigas M33 da série S6 apresentaram uma queda brusca seguida por um patamar onde a carga pára de cair bruscamente e passa a sofrer um processo de amolecimento contínuo. Nas vigas M33 da série S5 a queda da carga na fase de pós-pico é menos brusca do que o observado na série S6, apresentando também, um patamar de estabilização da carga. Estas vigas possuem uma flecha final maior do que a da série S6.

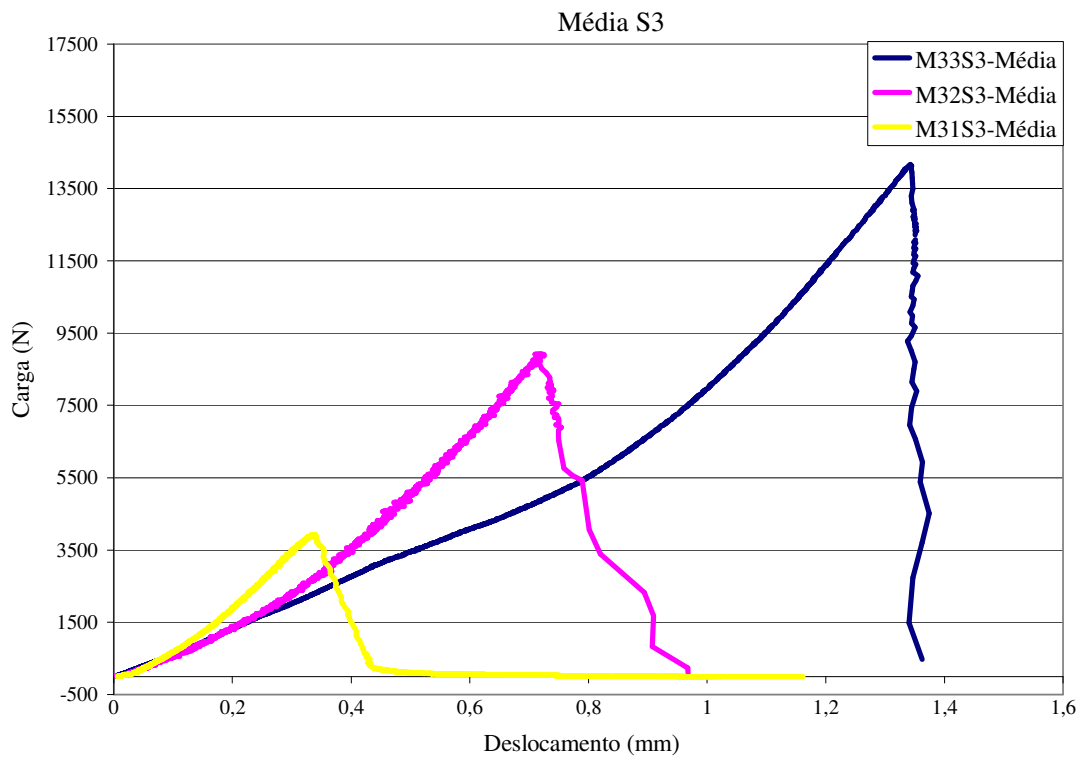


FIGURA 5.18 Curva média dos ensaios das vigas da série S3, concreto C.

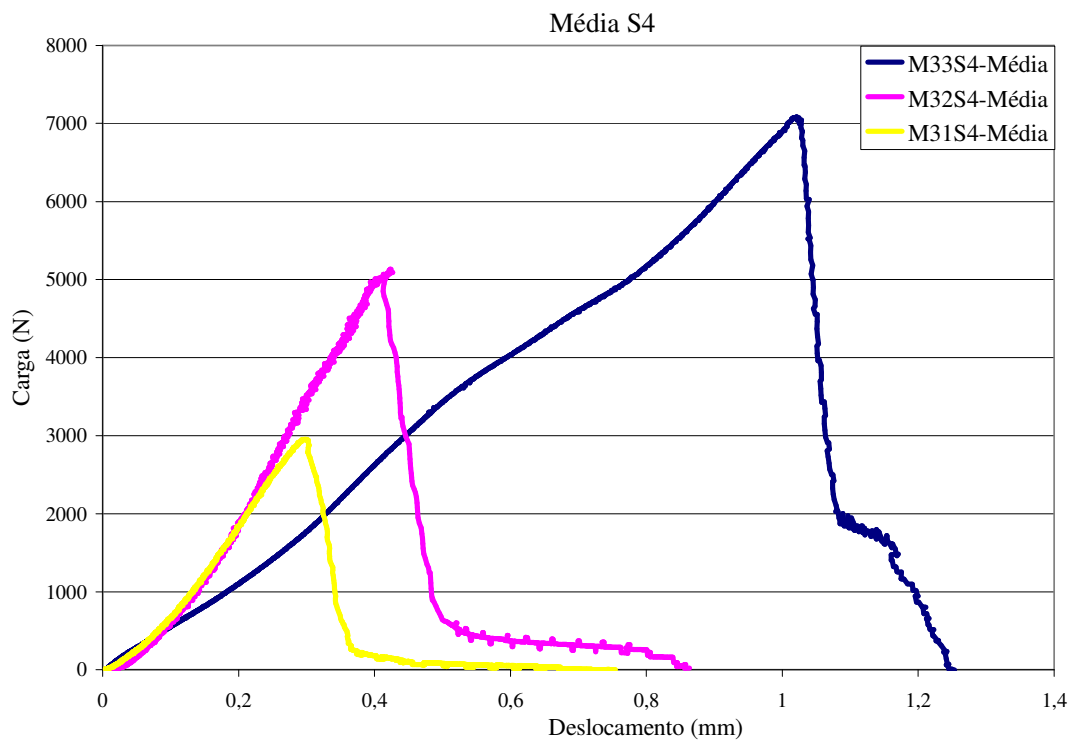


FIGURA 5.19 Curva média dos ensaios das vigas da série S4, concreto C.

No concreto C, o valor da relação profundidade do entalhe pela altura da viga foi diferente dentre as duas séries ensaiadas. Na série S3 (FIG. 5.18) utilizou-se uma razão de 0,33, enquanto na série S4 (FIG. 5.19) usou-se 0,5. Isto influenciou diretamente nos valores das cargas máximas e na estabilidade do ensaio. Ao se comparar a fase de pré-pico de carga nota-se que as cargas máximas obtidas na série S3 foram maiores do que as cargas na série S4. Já no pós-pico, o carregamento decresce bruscamente até a viga se romper na série S3 (FIG. 5.18), o que não ocorre na série S4 (FIG. 5.19), pois após um decréscimo brusco da carga, esta atinge um patamar e passa a ocorrer o processo de amolecimento.

Na série S3 (FIG. 5.18), na fase de pré-pico de carga, observa-se inicialmente um comportamento semelhante nos ensaios de todas as vigas testadas, sendo que após 1000 N, as inclinações dos exemplares M31 aumentam, enquanto se mantêm nos demais corpos-de-prova. A viga M33 após o pico de carga comporta-se como um material frágil.

Na série S4 (FIG. 5.19) tanto na fase de pré-pico como na fase de pós-pico de carga, as vigas M31 e M32 possuem um comportamento semelhante na fase de pré-pico, com inclinações maiores do que as dos exemplares M33. As vigas M32 apresentam carga e deslocamentos maiores do que as vigas M31.

As FIG. 5.20 e 5.21 apresentam a dispersão dos resultados das duas primeiras séries (S1 e S2) do concreto tipo A. Já as FIG. 5.22 e 5.23 ilustram a dispersão dos ensaios das séries S5 e S6 do concreto tipo B. E por fim, as FIG. 5.24 e 5.25 demonstram a dispersão do concreto tipo C, dos ensaios das séries S3 e S4.

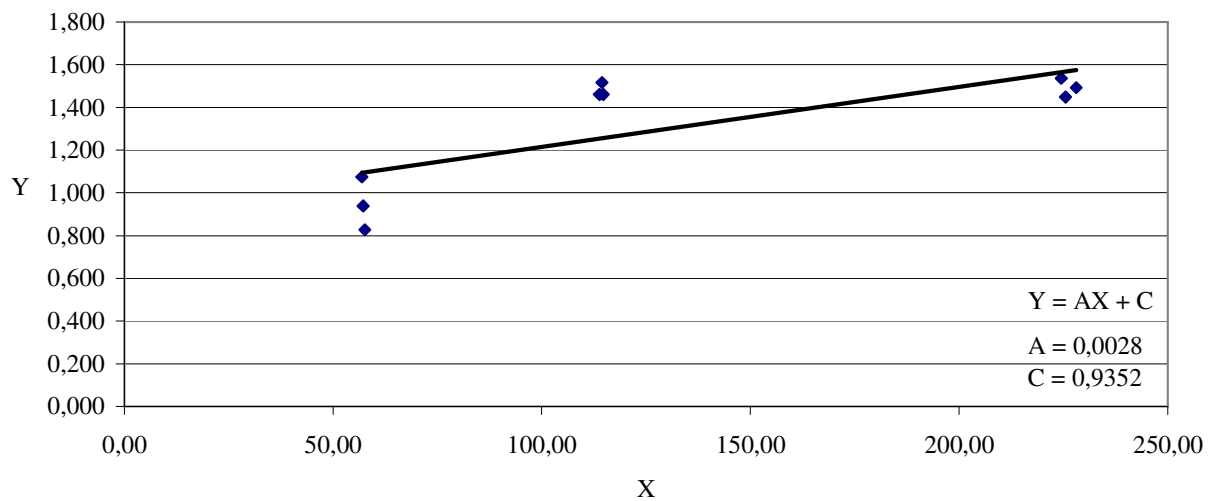


FIGURA 5.20 Dispersão dos resultados dos ensaios das vigas da série S1, concreto A.

Na FIG. 5.20, todos os resultados da série S1 são apresentados. Os resultados das cargas máximas dos exemplares apresentaram uma tendência semelhante, para uma mesma dimensão característica (altura da viga). Apesar desta tendência, a dispersão da inclinação ( $w_A$ ) não atendeu às recomendações da especificação deste método, assim como a espessura relativa da faixa de dispersão ( $m$ ). Já o coeficiente de variação que intercepta a linha de regressão ( $w_C$ ), manteve-se dentro do especificado. Estes valores são apresentados na TAB. 5.10.

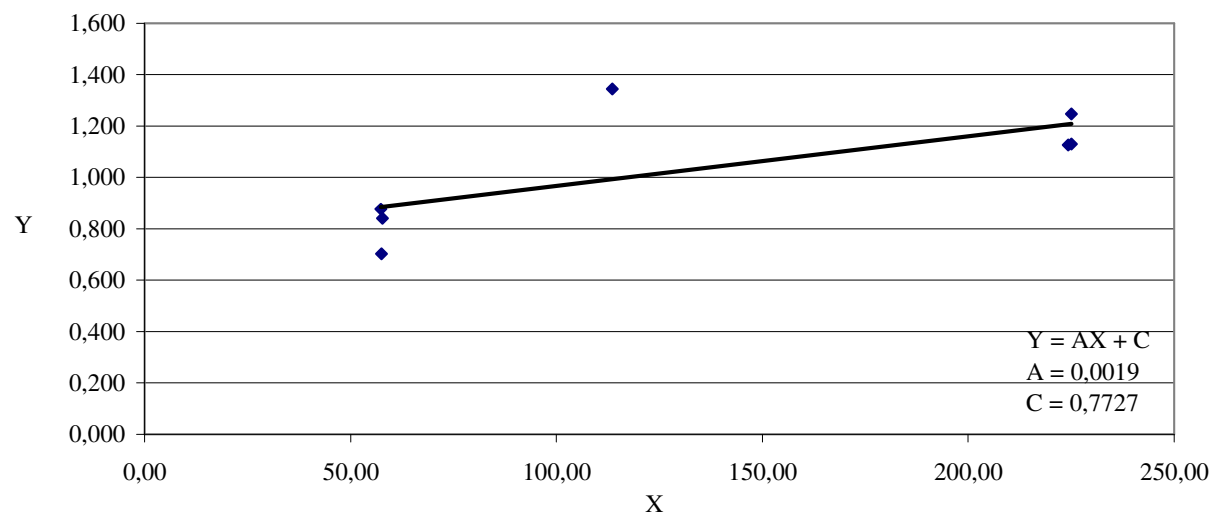


FIGURA 5.21 Dispersão dos resultados dos ensaios das vigas da série S2, concreto A.

Da mesma forma, do ocorrido nos resultados da série S1, a série S2 (FIG. 5.21) apresentou uma dispersão da inclinação ( $w_A$ ) e a espessura relativa da faixa de dispersão ( $m$ ) fora dos padrões especificados pela TC89-FMC, apesar deste último estar bem próximo do especificado, e o coeficiente de variação que intercepta a linha de regressão ( $w_C$ ), manteve-se dentro do especificado. As vigas de mesma altura apresentaram valores de cargas máximas semelhantes, porém, o crescimento do valor dos carregamentos de pico dos exemplares M31 para os exemplares M32 foi muito maior do que o crescimento dos corpos-de-prova M32 para as vigas M33, aumentando desta forma, a inclinação da reta. Nesta série (S2) (FIG. 5.21) somente foi considerado o resultado de uma viga M32, a dispersão dos resultados foi maior do que a da série S1 (FIG. 5.20), o que elevou o valor da energia de fraturamento (TAB. 5.10).

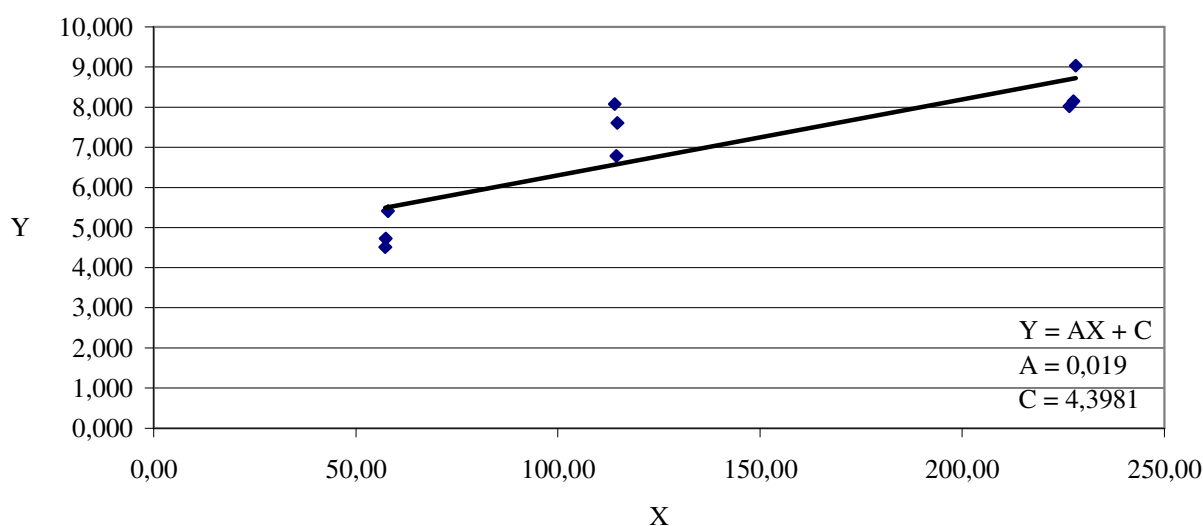


FIGURA 5.22 Dispersão dos resultados dos ensaios das vigas da série S5, concreto B.

Os valores da dispersão dos resultados do concreto B são apresentados na FIG. 5.22. Nota-se que as cargas máximas de uma mesma dimensão característica (altura da viga) foram equivalentes. Apesar disto, os valores de dispersão da inclinação da regressão linear ( $w_A$ ), e a espessura relativa da faixa de dispersão ( $m$ ) apresentaram valores pouco acima do especificado por este método, principalmente  $m$ . Já o coeficiente de variação que intercepta a linha de regressão ( $w_C$ ) mostrou-se satisfatório.

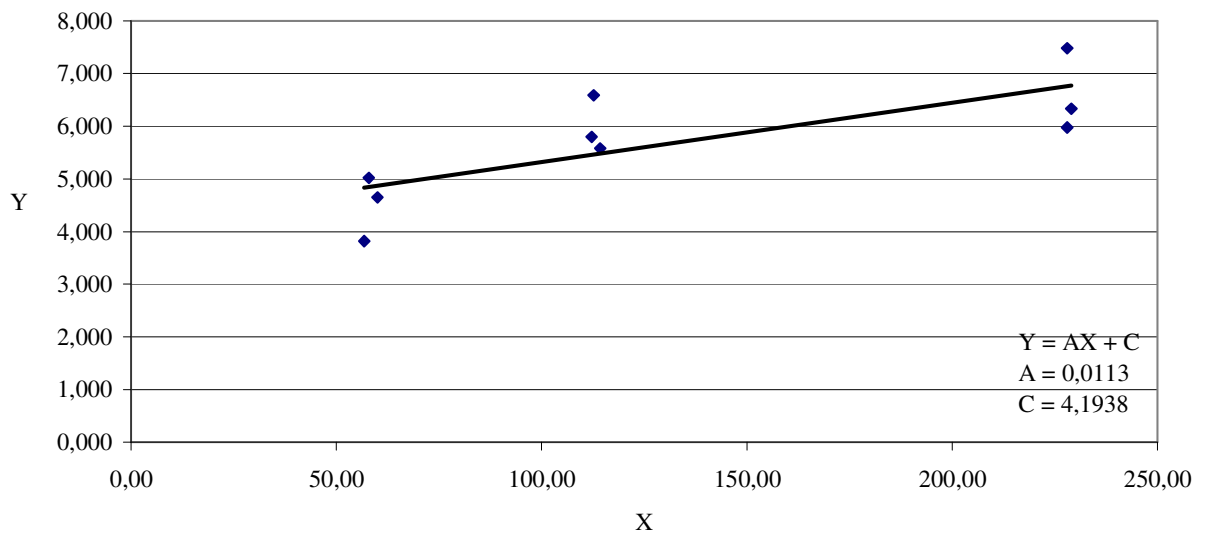


FIGURA 5.23 Dispersão dos resultados dos ensaios das vigas da série S6, concreto B.

A dispersão da série S6 é mostrada na FIG. 5.23. Nota-se um comportamento semelhante ao da série S5 (FIG. 5.22), com valores equivalentes da inclinação da reta de regressão e do ponto em que a reta corta o eixo das ordenadas. Sendo que a inclinação da reta de regressão nos resultados da série S6 foi inferior a da série S5. Isto ocorreu devido os valores de cargas máximas dos exemplares M32 e M33 da série S6 serem menores do que os mesmos resultados da série S5. Os valores da energia de fratura das série S5 e S6 do concreto tipo B são apresentados na TAB. 5.11.

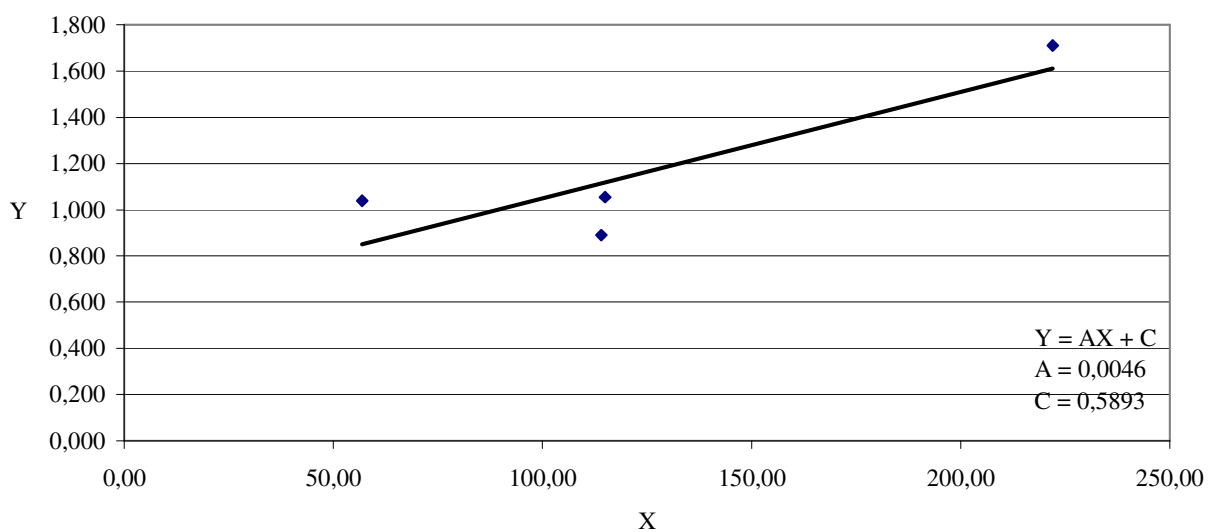


FIGURA 5.24 Dispersão dos resultados dos ensaios das vigas da série S3, concreto C.

Os valores das cargas máximas de alguns corpos-de-prova da série S3 apresentaram resultados incoerentes pela tendência dos demais resultados, sendo então desconsiderados nos cálculos da energia de fraturamento. A FIG. 5.24 apresenta a dispersão dos resultados desta série (S3) desconsiderando-se as vigas M31S3-V1, M31S3-V2, M32S3-V2 e das vigas M33S3-V1 e M33S3-V2. Obtendo-se uma boa correlação entre os resultados remanescentes. Mesmo com a melhoria do gráfico de dispersão, os valores da dispersão da inclinação, da espessura relativa da faixa de dispersão e do coeficiente de variação que intercepta a linha de regressão, não atenderam aos valores máximos especificados pelo método, apesar destes valores terem se aproximados dos limites impostos pela recomendação do RILEM.

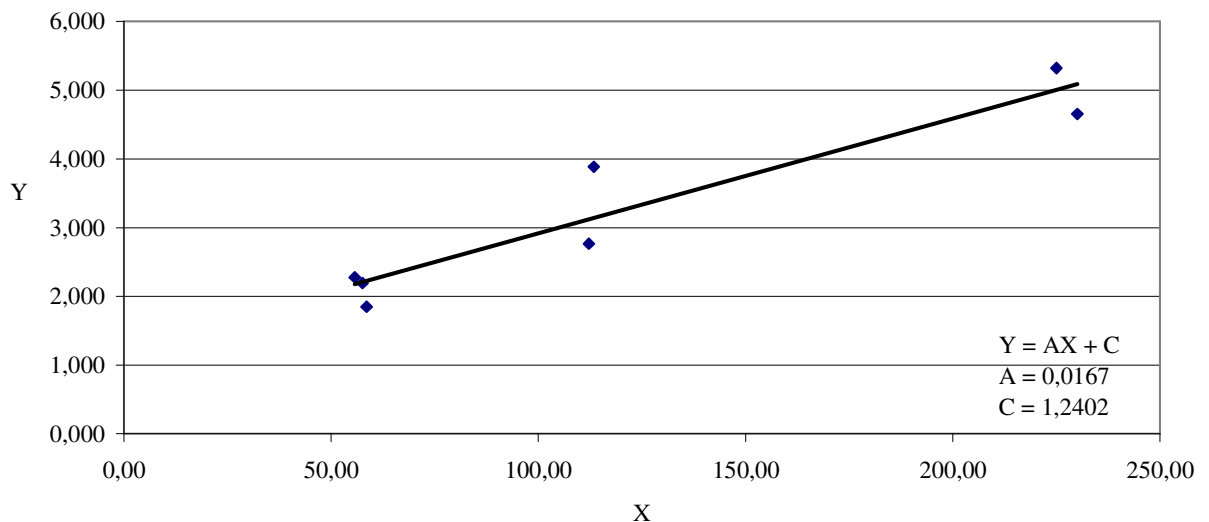


FIGURA 5.25 Dispersão dos resultados dos ensaios das vigas da série S4, concreto C.

Os resultados da dispersão das vigas ensaiadas da série S4 são apresentados na FIG. 5.25. Nota-se valores de cargas máximas dos exemplares M31 semelhantes entre si. Os ensaios das vigas M32S4-V2 e M33S4-V3 mostraram resultados incoerentes com a tendência dos demais exemplares ensaiados, havendo a necessidade de se desconsiderar os valores destas vigas nos cálculos da energia de fraturamento (TAB. 5.12).

Na FIG. 5.25, observa-se a dispersão da inclinação da regressão linear da série S4, estando esta dentro do recomendado por este método. Porém, o coeficiente de variação e a espessura relativa da faixa de dispersão apresentaram valores um pouco acima dos

exigidos por este método. A série S4 apresentou uma inclinação da reta de regressão linear (FIG. 5.25) maior do que da série S3 (FIG. 5.24) e, desta forma, uma energia de fraturamento menor (TAB. 5.12), apesar da resistência à compressão da série S4 ter sido superior ao da série S3.

De uma forma geral, ao se observar os gráficos de dispersão dos resultados dos ensaios das vigas em todos os tipos de concreto (FIG. 5.20 a 5.25), nota-se um comportamento semelhante ao descrito no capítulo 3 (FIG. 3.6b). Desta forma, resultados mais consistentes seriam obtidos se fossem ensaiados mais corpos-de-prova. Estes exemplares devem possuir dimensões superiores as das vigas M33.

A dispersão ocorrida nos ensaios pode ser facilmente notada nos resultados da energia de fraturamento e no comprimento da trinca elástica-linear equivalente apresentados a seguir nas TAB. 5.10 a 5.12.

TABELA 5.10  
Energia de fraturamento das vigas do concreto tipo A

Série	$a_0/b$	$w_A$	$w_C$	$m$	A ( $\text{mm}^{-1}\text{MPa}^{-2}$ )	C ( $\text{MPa}^{-2}$ )	$c_f$ (mm)	Energia de fraturamento (N/m)
1	0,15	0,360	0,167	0,271	0,00280	0,935	53,72	68,64
2	0,15	0,465	0,188	0,292	0,00193	0,773	64,08	101,99
Média					0,00236	0,854	58,90	<b>85,32</b>

TABELA 5.11  
Energia de fraturamento das vigas do concreto tipo B

Série	$a_0/b$	$w_A$	$w_C$	$m$	A ( $\text{mm}^{-1}\text{MPa}^{-2}$ )	C ( $\text{MPa}^{-2}$ )	$c_f$ (mm)	Energia de fraturamento (N/m)
5	0,50	0,227	0,149	0,234	0,018	4,398	36,89	57,52
6	0,50	0,309	0,127	0,230	0,012	4,194	59,37	96,17
Média					0,015	4,296	48,13	<b>76,85</b>

TABELA 5.12  
Energia de fraturamento das vigas do concreto tipo C

Série	$a_0/b$	$w_A$	$w_C$	$m$	A ( $\text{mm}^{-1}\text{MPa}^{-2}$ )	C ( $\text{MPa}^{-2}$ )	$c_f$ (mm)	Energia de fraturamento (N/m)
3	0,30	0,217	0,227	0,305	0,0046	0,589	26,05	74,14
4	0,50	0,128	0,239	0,225	0,0167	1,240	12,25	48,50
Média					0,0106	0,915	19,15	<b>61,32</b>

Na TAB. 5.10 observa-se a variação dos resultados da energia de fraturamento do concreto tipo A, comparando-se as séries S1 e S2. Esta variação pode ser explicada através da dispersão dos resultados da viga M32S2-V1, mostrando-se fora da tendência dos resultados dos demais corpos-de-prova ensaiados (FIG. 5.21).

Os resultados obtidos pelas séries S5 e S6 do concreto B (TAB. 5.11) apresentaram uma variação dos valores da energia de fraturamento elevada. Já as séries S3 e S4 do concreto C (TAB. 5.12) apresentaram uma grande diferença entre os valores obtidos para o comprimento da trinca elástica-linear equivalente ( $c_f$ ), e a menor diferença entre os resultados da energia de fraturamento dentre as séries. Não se pode dizer que a diferença dos resultados foi causada pela variação do entalhe, e sim pela própria dispersão dos resultados das vigas ensaiadas, levando a diferença da inclinação da reta da função de extrapolação. Esta diferença seria ainda maior se os resultados dos exemplares desconsiderados não tivessem sido descartados.

A variação dos resultados da energia de fraturamento para o concreto C pode estar associada ao processo de concretagem, como comentado anteriormente, pois esta variação dos valores é semelhante à ocorrida nos outros métodos testados.

### 5.3.3.1 Efeito de Escala

A resistência das estruturas de concreto, geralmente, diminui com o aumento de seu tamanho. Em geral, as estruturas tendem a ter um comportamento mais frágil com o aumento de suas dimensões, o que é descrito como sendo efeito de tamanho e pode ser explicado através da aplicação da Mecânica da Fratura.

Analisa-se o efeito de escala através do gráfico bi-logarítmico, do logaritmo da tensão dividida por  $Bf_t$ , pelo logarítmico do índice de fragilidade. Nas FIG. 5.26 a 5.31 são apresentadas curvas retratando o efeito de tamanho dos corpos-de-prova ensaiados. Ao se observar estas figuras, nota-se, geralmente, nos exemplares menores uma tensão de falha proporcional à resistência do material. Neste caso, o critério de resistência pode ser aplicado para se analisar o comportamento destes exemplares. A linha horizontal nas FIG. 5.26 a 5.31, representa este critério de resistência. As estruturas com grandes dimensões apresentam a máxima possibilidade do efeito de tamanho, isto é, a resistência do material na falha é proporcional à dimensão característica e corresponde à MFEL clássica, representada pela linha inclinada nas FIG. 5.26 a 5.31. A interseção entre estas duas assíntotas, o critério de resistência e a MFEL, corresponde a uma zona de transição, equivalente a MFNL. Os resultados da maioria dos testes com corpos-de-prova de concreto nos estudos experimentais recaem sobre a zona de transição (FIG. 5.26 a 5.31). Nestas figuras tem-se também a curva empírica da lei de efeito de escala (LEE) proposta por BAZANT et al (1987), analisando o comportamento dos concretos tipos A, B e C, em relação as dimensões dos corpos-de-prova utilizados.

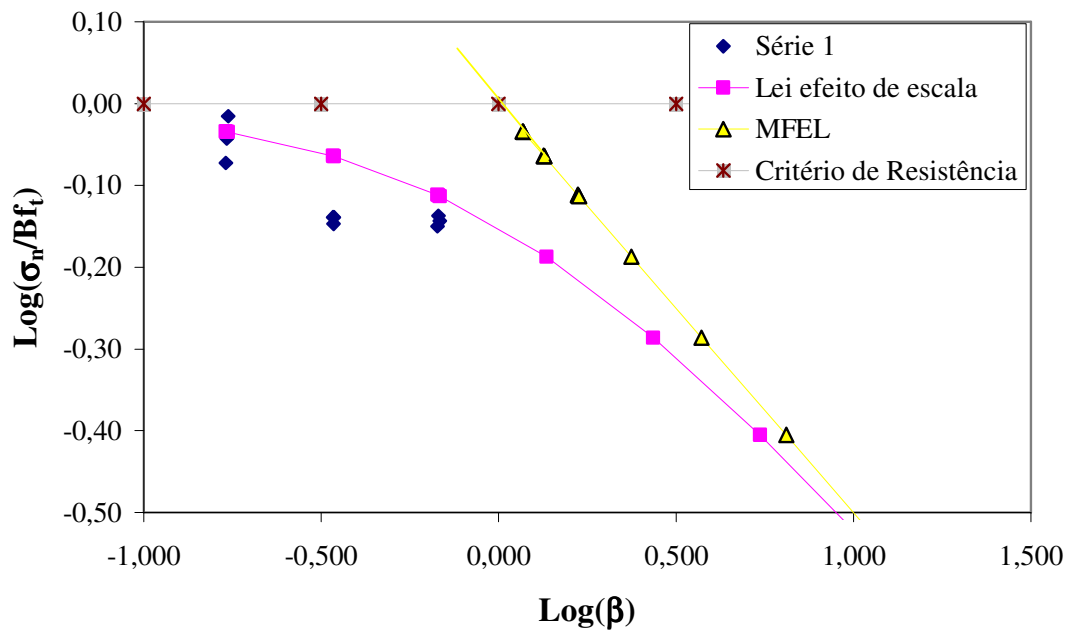


FIGURA 5.26 Curva de efeito de escala das vigas da série S1, concreto tipo A.

Na FIG. 5.26, nota-se nas vigas M31 um comportamento sensivelmente diferente dos demais exemplares, pois podem ser analisados através de critérios de resistência. Já as vigas M32 apresentaram tensões atuantes demasiadamente inferiores ao esperado no momento de ruptura, apresentando valores próximos dos obtidos pelos exemplares M33. Os corpos-de-prova M33 e M31 apresentaram um comportamento próximo ao encontrado utilizando-se a equação proposta por BAZANT et al (1987) para a lei do efeito de escala (LEE), calculada a partir dos resultados experimentais deste trabalho. Nota-se claramente um comportamento diferente entre as vigas M31 e as M33, evidenciando-se o efeito de escala presente nas estruturas de concreto.

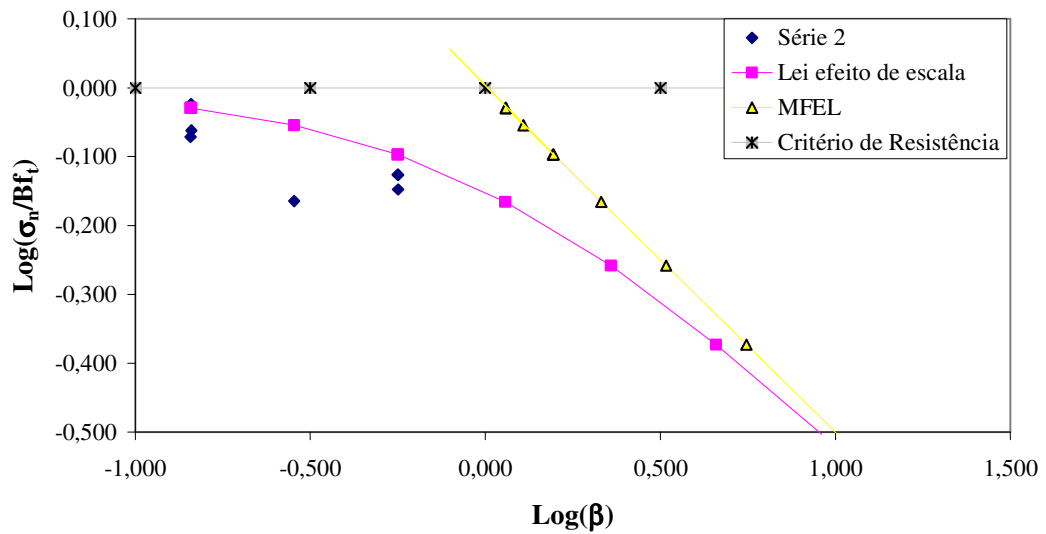


FIGURA 5.27 Curva de efeito de escala das vigas da série S2, concreto tipo A.

Na FIG. 5.27, apresenta-se o comportamento dos exemplares da série S2 do concreto A. Nota-se uma semelhança ao observado na série S1 do concreto A (FIG. 5.26), sendo sensivelmente evidenciado pela diferença de comportamento entre as vigas de dimensões características diferentes (altura do exemplar). Novamente observa-se nas vigas M32 uma resistência abaixo da esperada, obtendo-se valores inferiores aos da resistência dos exemplares M33. As vigas M31, juntamente, com as vigas M33 aproximaram-se do comportamento descrito pela LEE.

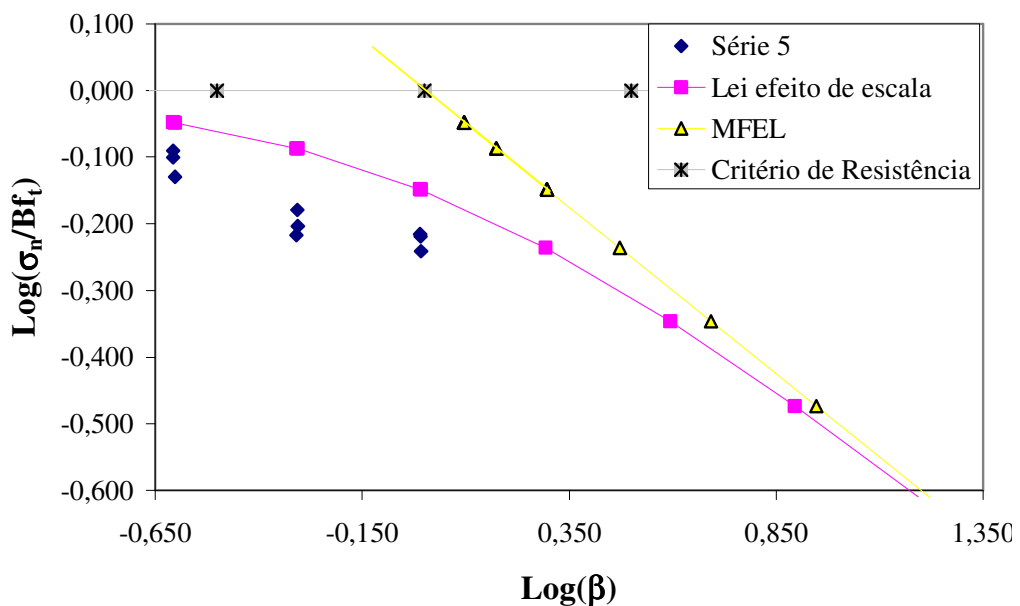


FIGURA 5.28 Curva de efeito de escala das vigas da série S5, concreto tipo B.

Na série S5 (FIG. 5.28), os resultados experimentais seguiram a mesma tendência apresentada pela LEE, porém com valores inferiores. Os valores de resistência das vigas M32 e M33 mostraram-se sensivelmente próximos. Já os resultados obtidos pelos exemplares M31 apresentaram-se completamente diferentes dos demais.

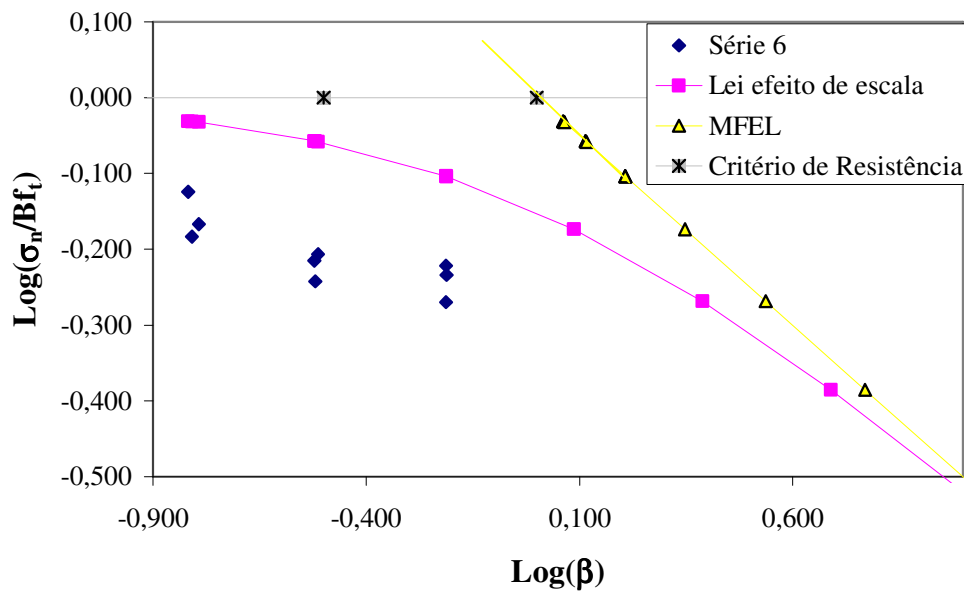


FIGURA 5.29 Curva de efeito de escala das vigas da série S6, concreto tipo B.

A série S6 (FIG. 5.29) apresentou um comportamento semelhante ao da série S5, porém com valores inferiores aos encontrados na série S5 e pela LEE. As vigas M32 e M33 apresentaram um comportamento semelhante, enquanto os exemplares M31 mostraram um comportamento diferente das demais.

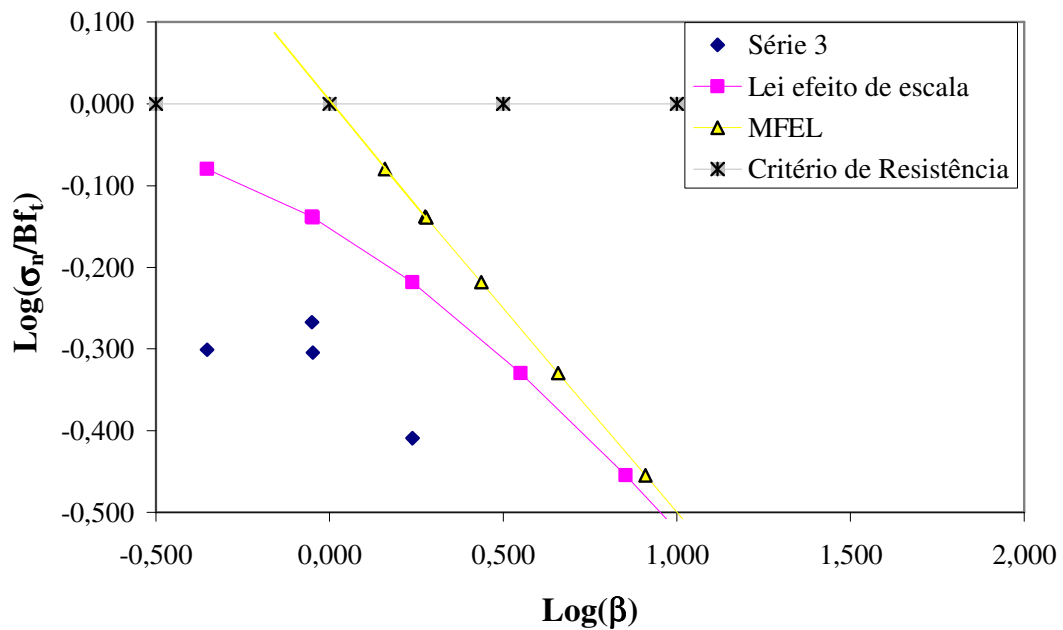


FIGURA 5.30 Curva de efeito de escala das vigas da série S3, concreto tipo C.

A série S3 (FIG. 5.30) apresentou um comportamento diferente do proposto pela LEE, mesmo assim, as vigas de dimensões características diferentes, apresentaram um comportamento distinto ao serem submetidas a um estado tensional. Esta diferença pode ser observada nas vigas M31 e M33, e nos exemplares M32 e M33. No entanto, as vigas M32 e M31 apresentaram um comportamento sensivelmente semelhante.

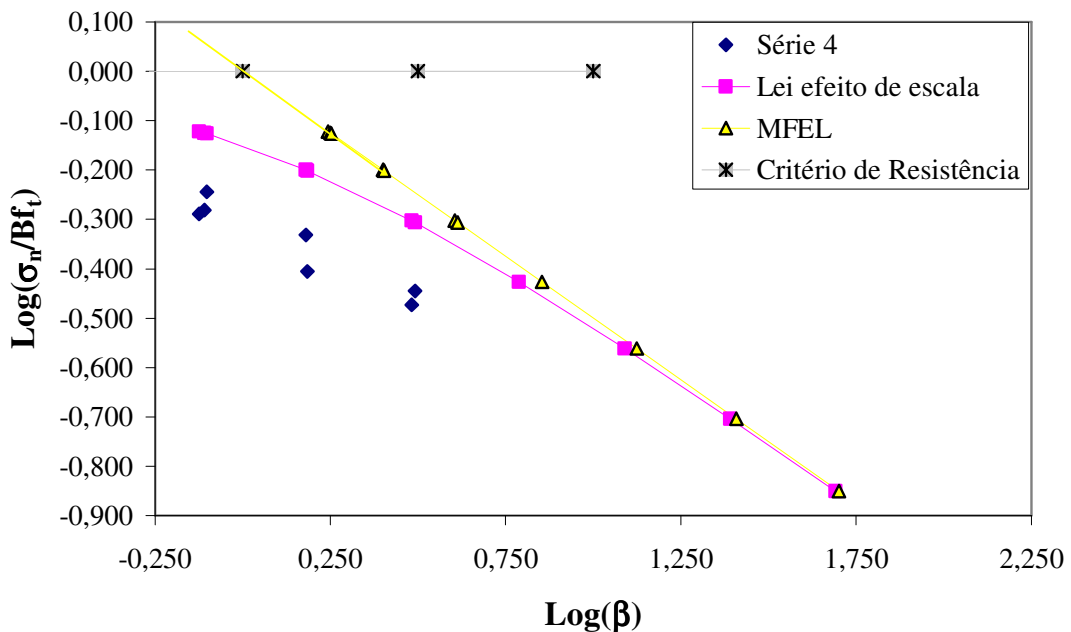


FIGURA 5.31 Curva de efeito de escala das vigas da série S4, concreto tipo C.

Na FIG. 5.31, os valores experimentalmente apresentaram a mesma tendência que a curva da LEE. As vigas com dimensões características diferentes, apresentaram comportamentos distintos para um mesmo nível de tensão.

#### **5.3.4 Comparação Entre os Métodos**

A partir dos resultados encontrados experimentalmente, ou seja, as curvas de carga-deslocamento e carga-*CMOD*, e dos resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade, associados com os resultados da energia de fraturamento, podem-se comparar as três metodologias de ensaio testadas neste trabalho.

Comparando-se as curvas obtidas nos ensaios do Método 1 com as curvas dos ensaios do Método 2, nota-se uma semelhança do processo de amolecimento após a carga de pico, retratado pelos ciclos de carregamento e descarregamento quando realizados sem ocorrência de instabilidades. Já na fase de pré-pico de carga, nota-se resultados do Método 2 com inclinação maior do que o Método 1, tomando-se como referência o eixo das abscissas. Esta inclinação elevada acarretou valores de módulo de elasticidade superiores dos resultados obtidos nos ensaios especificados para a determinação de módulo de elasticidade secante.

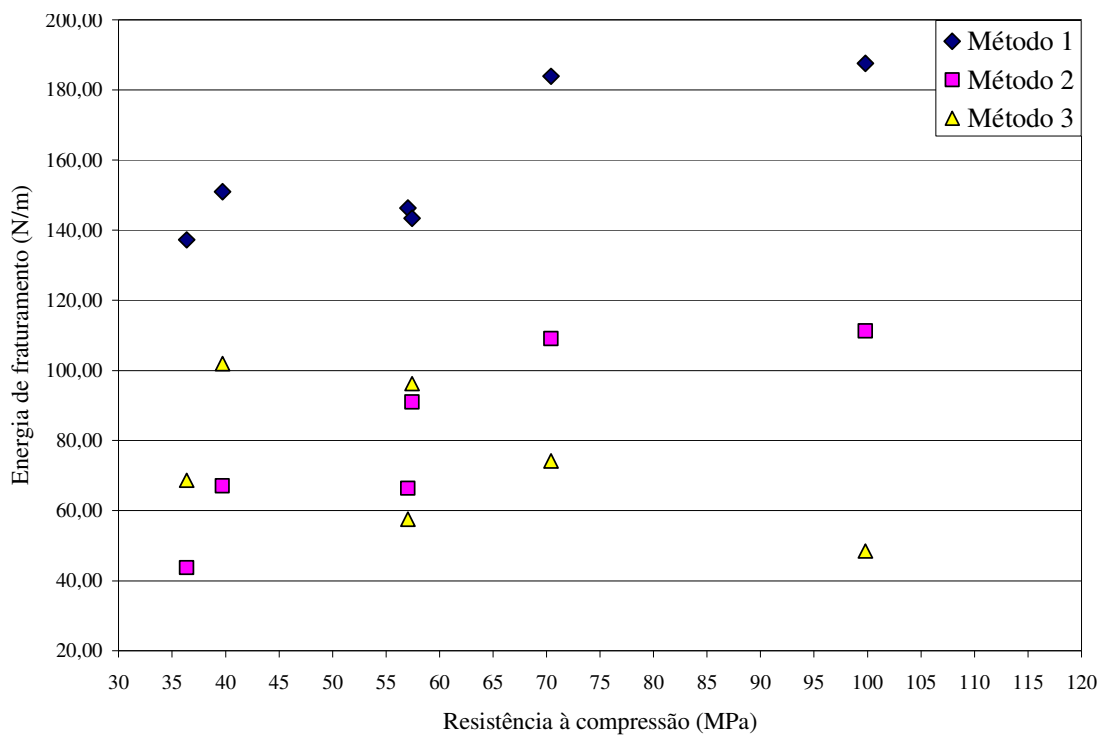


FIGURA 5.32 Curva energia de fraturamento versus resistência à compressão.

A FIG. 5.32 apresenta os resultados da energia de fraturamento em relação à resistência à compressão do concreto, obtidos por meio dos três métodos ensaiados. Este gráfico mostra uma tendência de aumento na energia de fraturamento à medida que a resistência à compressão aumenta nos Métodos 1 e 2; já no Método 3, esta tendência foi inversa, ou seja, ocorreu um decréscimo da energia de fraturamento com o incremento de resistência à compressão. A primeira faixa de resultados, resistência à compressão de aproximadamente de 35 MPa, representa a série S1 de ensaios realizados, sendo acompanhada de perto pelos resultados da série S2, resistência próxima a 40 MPa. Estas duas primeiras séries correspondem ao concreto tipo A. Nota-se que os resultados da energia de fraturamento obtidos pelo Método 1 são superiores aos dos demais métodos. Os resultados do Método 3 apresentaram uma ligeira dispersão entre os resultados da série S1 e da S2. As resistências à compressão de 57 MPa retratam os resultados do concreto tipo B, séries S5 e S6, sendo os resultados da energia de fraturamento da série S6 apresentam-se pouco superiores aos da série S5 nos três métodos. Nota-se valores da energia de fraturamento do primeiro método são maiores do que os valores dos Métodos 2 e 3, que possuem valores aproximados nestas duas séries. Da mesma forma, os valores de resistência à compressão de 70 MPa retratam a série S3. Os resultados dos Métodos

1 e 2 apresentaram a mesma tendência, de aumentar a energia de fraturamento com o incremento de resistência, enquanto o Método 3 apresentou uma pequena redução de sua energia de fraturamento em relação à série S6. Por fim, os valores de resistência à compressão próxima a 100 MPa, retratam a série S4, observa-se resultados de energia de fraturamento com baixa variação em relação a série S3, mantendo-se constantes para os Métodos 1 e 2, porém no Método 3 ocorreu uma redução da energia de fraturamento.

Na FIG. 5.33 apresentam-se os resultados da energia de fraturamento, obtidos por meio dos três métodos, comparados com a resistência à tração do concreto, enquanto que na FIG. 5.34, mostram-se os valores da energia de fraturamento em relação aos valores de módulo de elasticidade. Os valores da energia de fraturamento tendem a aumentar com o incremento da resistência à tração e do módulo de elasticidade nos Métodos 1 e 2, enquanto a energia de fraturamento obtida pelo Método 3 mostra tendência de redução em comparação com estes aumentos.

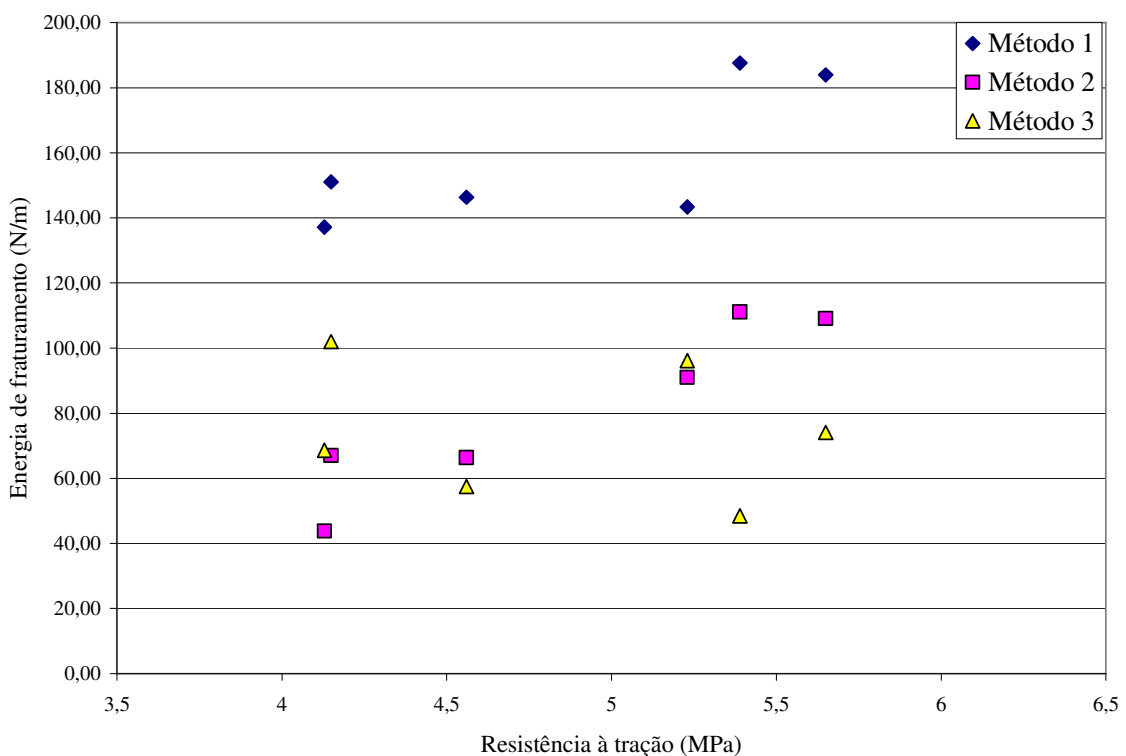


FIGURA 5.33 Curva energia de fraturamento versus resistência à tração.

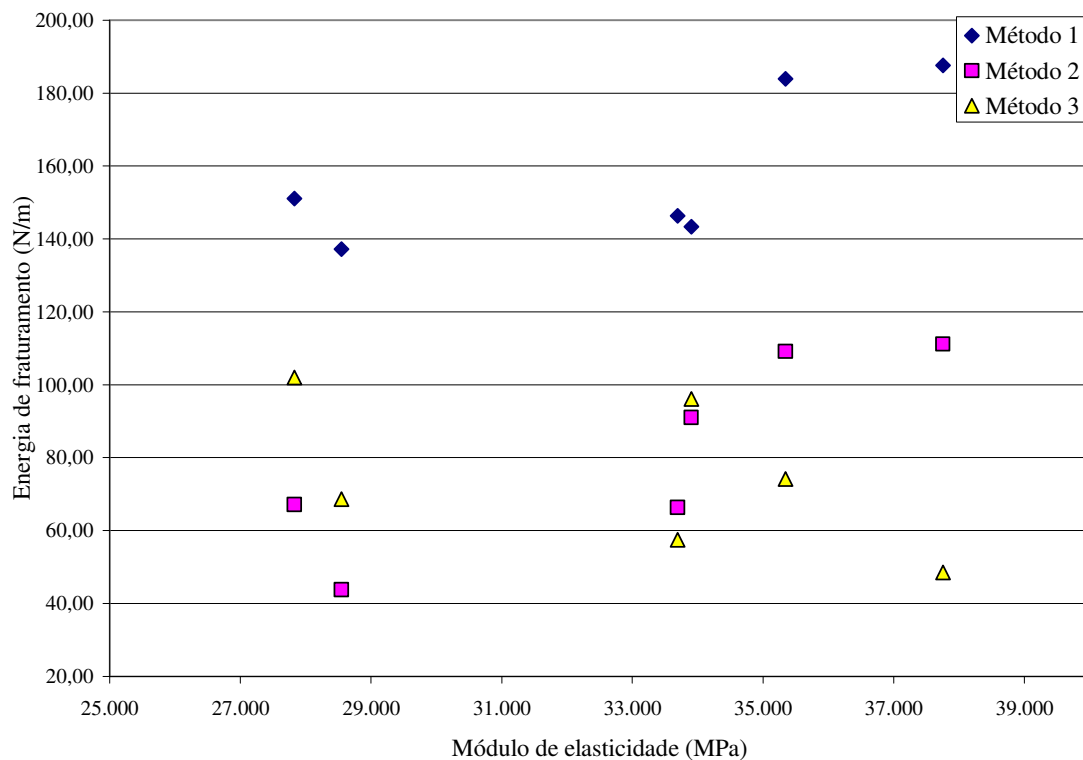


FIGURA 5.34 Curva energia de fraturamento versus módulo de elasticidade.

Os resultados obtidos experimentalmente por meio do Método 1, Método 2 e Método 3, foram comparados entre si e com alguns resultados apresentados por EINSFELD e VELASCO (2006), RAO e PRASAD<sup>13</sup> (2002) apud EINSFELD et al (2006), CATALANO e INGRAFFEA<sup>14</sup> apud SHAH et al (1995). A comparação da energia de fraturamento em função da resistência à compressão é apresentada na FIG. 5.35. Já a FIG. 5.36 mostra a comparação da energia de fraturamento em função do módulo de elasticidade.

<sup>13</sup> RAO, G.A., PRASAD, B.K.R., *Cem. Concr. Res.* 32 (2), 2002, pp. 247.

<sup>14</sup> CATALANO, D. M., INGRAFFEA, A. R., *Concrete Fracture: A Linear Elastic Fracture Mechanics Approach*, Report N0. 82-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, NY, 1982.

Na FIG. 5.35 nota-se os resultados obtidos por meio do Método 1 aproximando-se sensivelmente dos encontrados por EINSFELD et al (2006) e por RAD e PRASAD. Já os resultados do Método 2 possuem uma boa correlação com os resultados de CATALANO e INGRAFFEA<sup>14</sup> principalmente nos valores das séries S1, S2 e S5, porém as demais séries apresentaram uma tendência diferente dos resultados destes autores, pois com o aumento resistência observa-se um incremento da energia de fraturamento. Os resultados do Método 3 apresentaram aproximação com os dados encontrados na bibliografia, além de possuírem a mesma tendência da energia de fraturamento reduzir com o incremento da resistência à compressão.

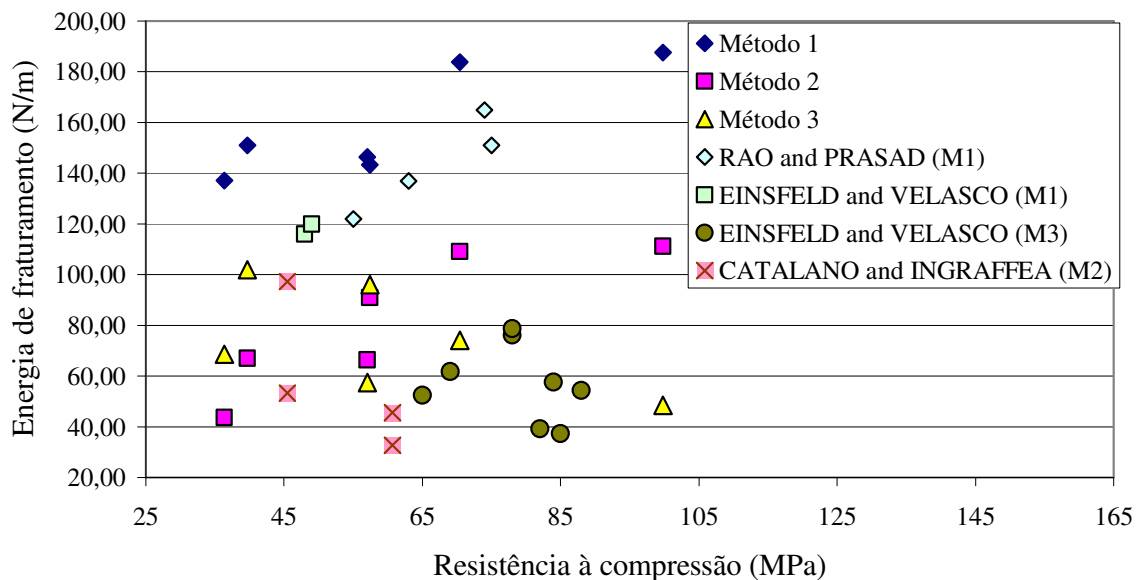


FIGURA 5.35 Comparação dos resultados da energia de fratura em função da resistência à compressão.

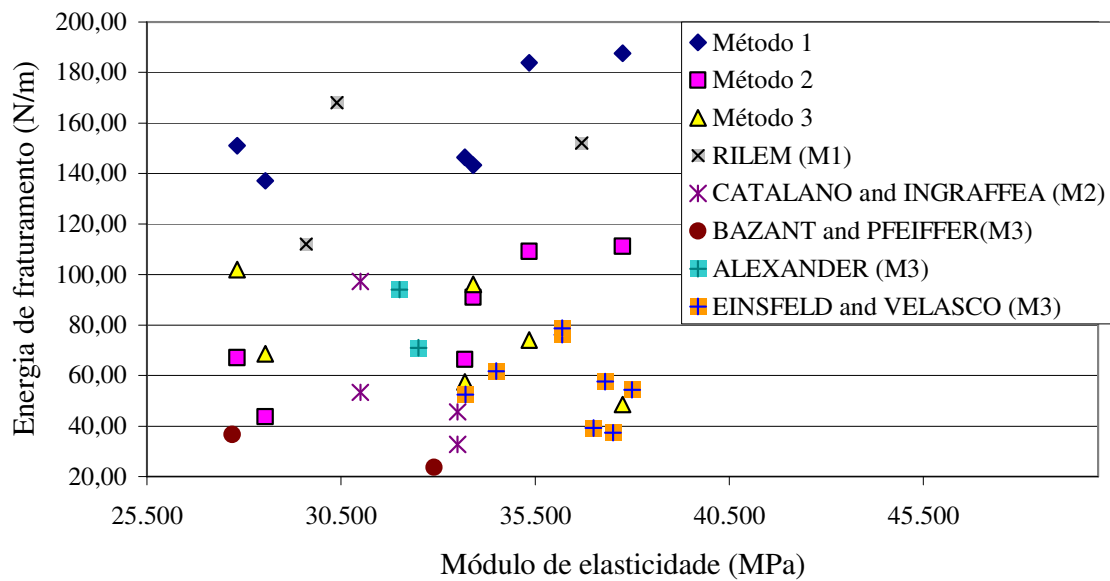


FIGURA 5.36 Comparação dos resultados da energia de fratura em função do módulo de elasticidade.

Na FIG. 5.36 são apresentados os resultados da energia de fraturamento em relação ao módulo de elasticidade dos ensaios realizados, em comparação com dados encontrados na bibliografia. Nota-se uma boa correlação entre os valores apresentados pelo RILEM<sup>15</sup> apud SHAH (1995) e EINSFELD et al (2006) para o Método 1, e os resultados obtidos neste trabalho. Ocorrendo o mesmo com os resultados obtidos pelo Método 3 com os de EINSFELD et al (2006). Novamente os resultados pelo Método 2 e os da bibliografia apresentaram uma tendência distinta.

Em geral, observa-se na bibliografia, valores da energia de fraturamento obtidos por meio do Método 2 e 3, apresentarem uma mesma tendência de redução com o incremento de resistência à compressão.

<sup>15</sup> HILLERBORG, A., *Results of Three Comparative Test Series for Determining the Fracture Energy  $G_F$  of Concrete*, Materials and Structures, Vol. 18, No. 107, 1985, pp. 407-413.

O Método 1 pode ser aplicado para o cálculo da energia de fraturamento, a partir das curvas de carga-deslocamento no meio do vão. As vigas ensaiadas pelo Método 3, apresentam este tipo de diagrama. Desta forma, pode se utilizar o Método 1 para calcular a energia de fraturamento das vigas M31, M32 e M33 de todas as séries e tipos de concreto. Os resultados destes cálculos são apresentados na FIG. 5.37. Sendo, assim, possível verificar se os resultados da energia de fraturamento calculada pelo Método 1 são influenciados pelo tamanho dos exemplares.

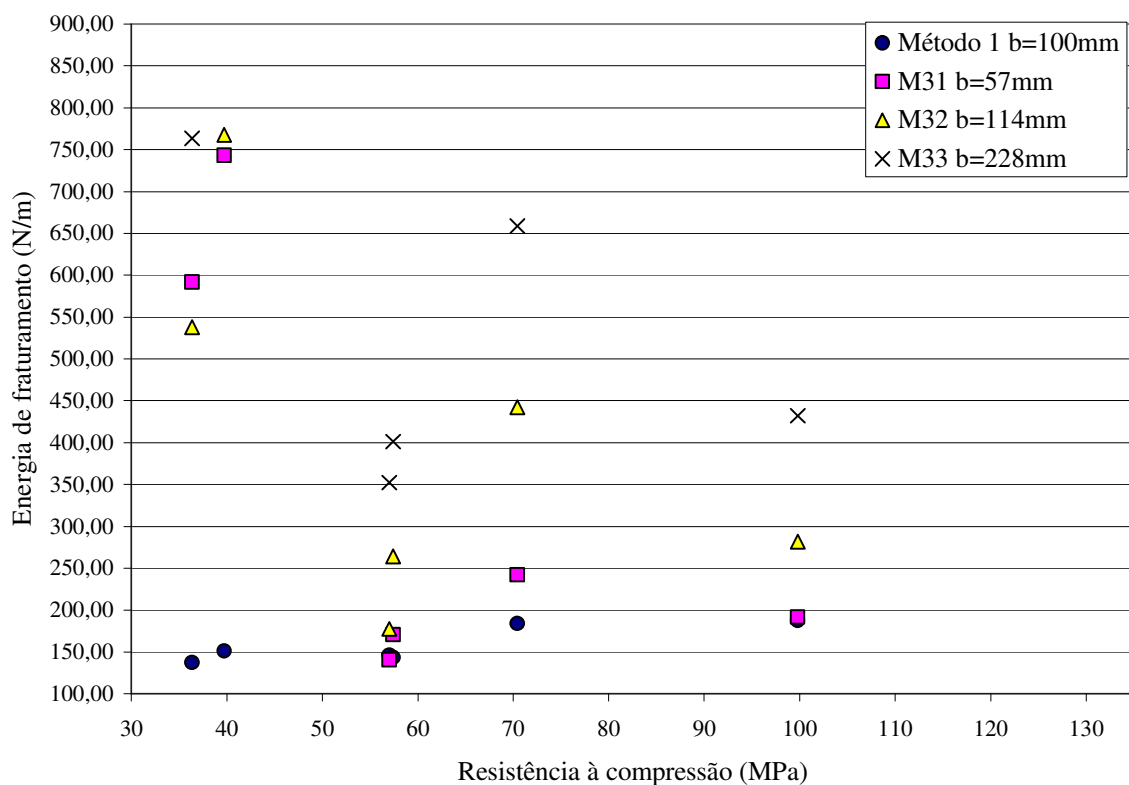


FIGURA 5.37 Energia de fratura pelo Método 1 versus resistência à compressão.

Nos resultados dos valores da energia de fraturamento, apresentados na FIG. 5.37, demonstraram-se influenciados pela instabilidade ocorrida durante os ensaios dos exemplares do Método 3, pois afetam a curva de carga-flecha. Nota-se, quanto maior a estabilidade do ensaio, menor a energia de fraturamento calculada pelo Método 1.

Na FIG. 5.37, nota-se os resultados da energia de fraturamento para as séries S1 e S2, resistência à compressão de 35 e 40 MPa, respectivamente. Apresentaram-se valores extremamente elevados para as vigas M31, M32 e M33. A energia de fraturamento para

as vigas M33 da série S2, correspondente a resistência de 40 MPa na FIG. 5.37, apresentou valores muito elevados, inconsistentes com os demais, sendo então desprezados.

Já ao se observar a série S3 na FIG. 5.37, resistência de 70 MPa, nota-se resultados da energia de fraturamento das vigas M31 próximos aos resultados dos ensaios das vigas do Método 1. Com o aumento da altura dos exemplares ocorreu também um incremento na energia de fraturamento, sendo o maior dentre todas as séries.

Na série S4, resistência de 100 MPa, aproximadamente, observa-se os valores da energia de fraturamento dos exemplares M31 equivalentes aos obtidos pelos ensaios com as vigas do Método 1. Da mesma forma, há uma tendência de um incremento da energia de fraturamento com o aumento da altura dos exemplares.

Do mesmo modo do observado nas demais séries, nas séries S5 e S6, resistência de 57 MPa, nota-se a mesma tendência de incremento da energia de fraturamento com o aumento da altura dos exemplares utilizados nos ensaios. Os valores da energia de fraturamento das vigas M31 e M32 assemelham-se aos obtidos nos ensaios do Método 1.

A principal vantagem de se adotar o método do efeito de escala sobre o Método 1, é que o primeiro não é afetado pela dependência do tamanho. Se a energia de fratura é considerada como uma propriedade do material como proposto por muitos pesquisadores, seus valores devem ser independentes da forma, geometria e tamanho, justificando, desta forma, o uso da lei de efeito de escala.

### 5.3.5 Fenômenos Observados Durante os Ensaios

Durante os ensaios notou-se, freqüentemente, que as falhas ocorriam na interface entre o agregado graúdo e a pasta, principalmente nos concretos A e B, sugerindo a ocorrência de uma zona fraca nesta região. Neste contexto, observou-se o aumento da resistência da ligação agregado pasta, interface, no concreto C, as trincas tenderam a crescer através das partículas dos agregados, ao invés de contornarem os mesmos, influenciando nos valores da energia de fraturamento.

Nas FIG. 5.38 a 5.40, são apresentadas fotos das superfícies de ruptura dos corpos-de-prova ensaiados, para os concretos do tipo A, B e C, respectivamente. Os círculos vermelhos indicam ruptura através da interface, enquanto os círculos amarelos indicam a ruptura do agregado.

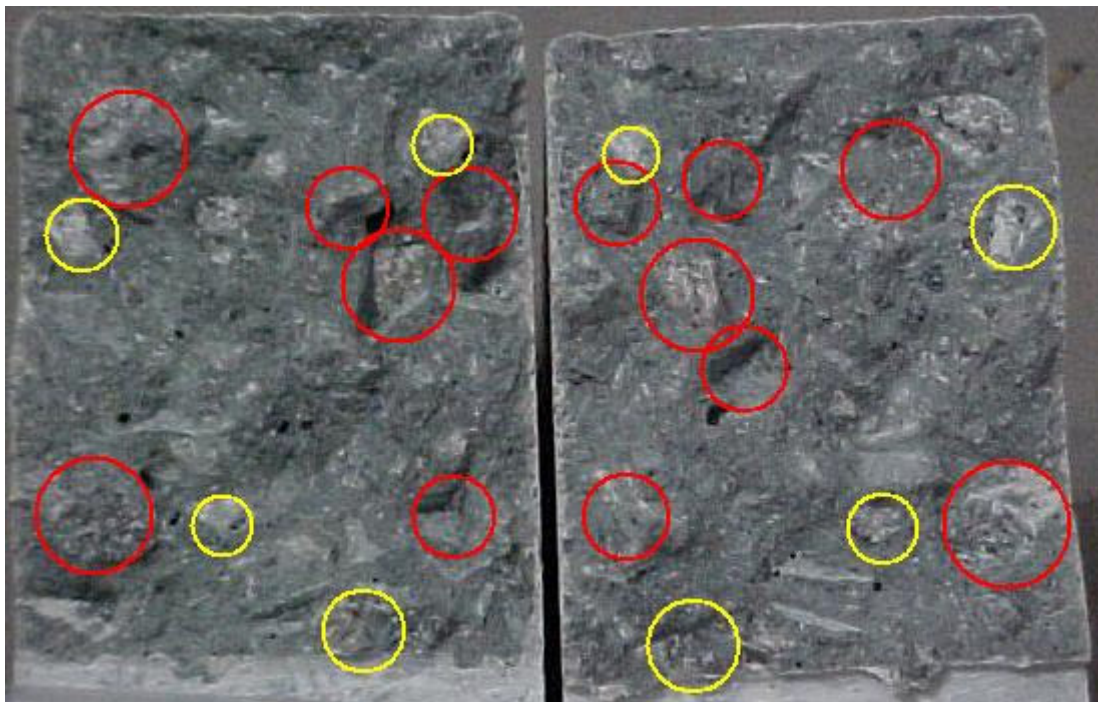


FIGURA 5.38 Superfície da viga M2 após a sua ruptura, concreto tipo A.

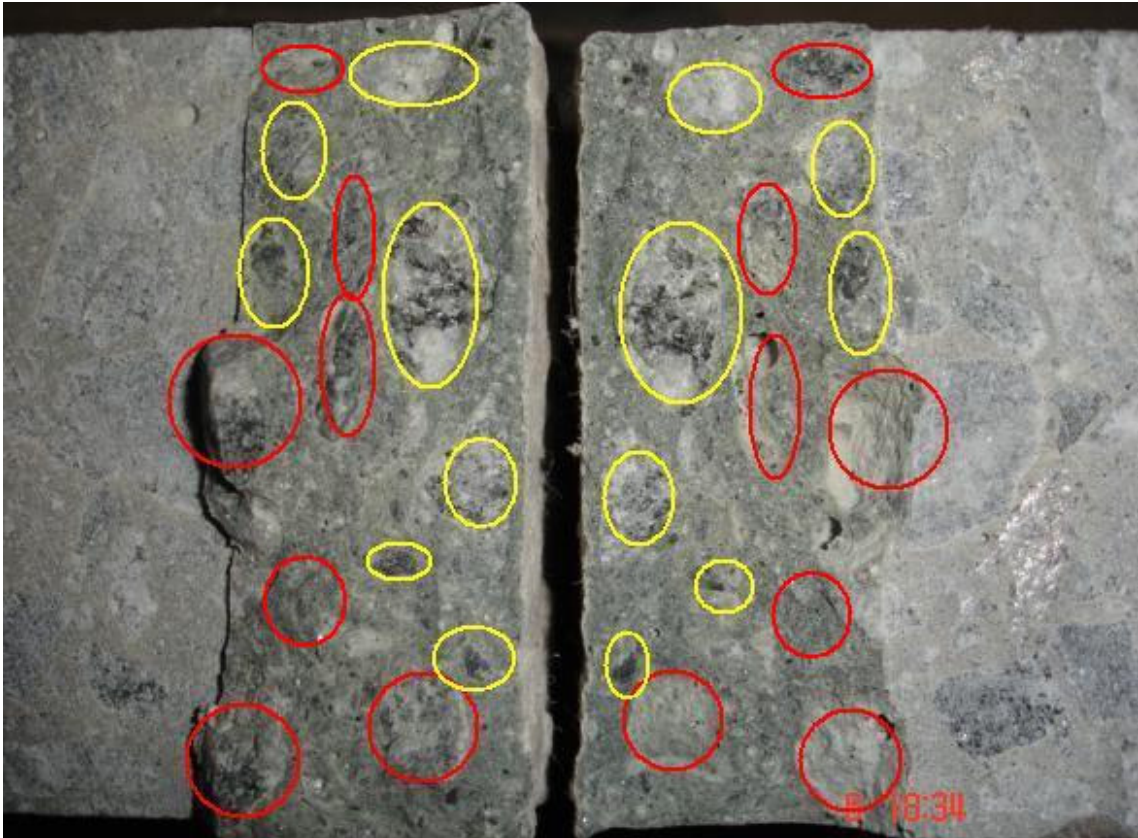


FIGURA 5.39 Superfície da viga M31 após a sua ruptura, concreto tipo B.

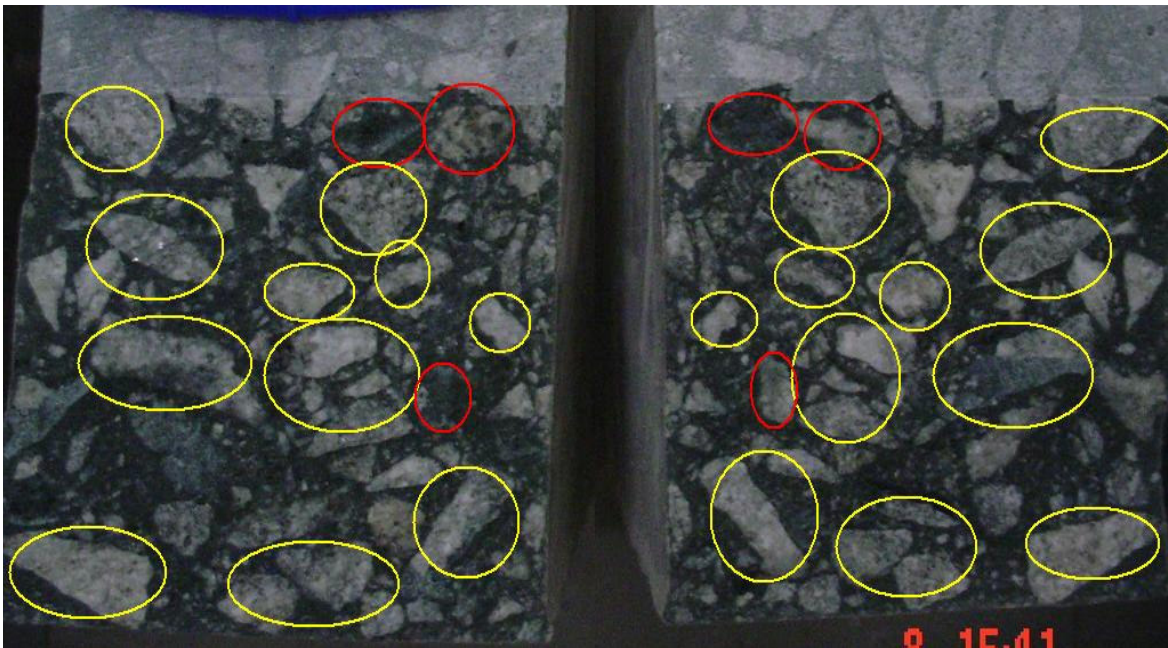


FIGURA 5.40 Superfície da viga M32 após a sua ruptura, concreto tipo C.

A maioria das vigas do concreto A apresentou uma grande quantidade de rupturas na interface, entre os agregados e a matriz, e uma pequena quantidade de ruptura dos agregados (FIG. 5.38). Já no concreto tipo B, observou-se na maioria dos corpos-de-prova, um aumento de grãos de agregado graúdo rompidos, porém um equilíbrio relativo com o número de rupturas através da interface (FIG. 5.39). No concreto tipo C, observou-se na maioria dos exemplares ensaiados, que a quantidade de grãos de agregado graúdo rompido era superior à quantidade de rupturas na interface (FIG. 5.40).

Após a realização dos ensaios, conforme ilustrado nas figuras acima, constatou-se o aumento do número de pontos de ruptura no agregado, com o aumento da resistência à compressão aumentava. Observou-se, ainda, a existência de vazios juntos a interface.

### **5.3.6 Estabilidade dos Ensaios**

Os resultados obtidos nos ensaios das vigas do Método 3 apresentaram instabilidade durante o regime de pós-pico de carregamento, conforme apresentado anteriormente nas FIG. 5.14 a 5.19. Buscando melhorar a performance dos ensaios destes exemplares durante o regime de pós-pico de carga, optou-se em aumentar a razão da profundidade do entalhe pela altura da viga de 0,15, utilizadas nas séries S1 e S2, concreto tipo A, para 0,33 na série S3 do concreto tipo C e posteriormente para 0,5 na série S4 do concreto tipo C e nas séries S5 e S6 do concreto B. A seguir são apresentados nas FIG. 5.41 a 5.43 os gráficos médios entre as vigas ensaiadas do concreto tipo C. Juntamente com a variação da profundidade do entalhe, optou-se em aumentar o vão de uma das vigas, testando a influência da razão do vão livre com a altura da seção transversal da viga.

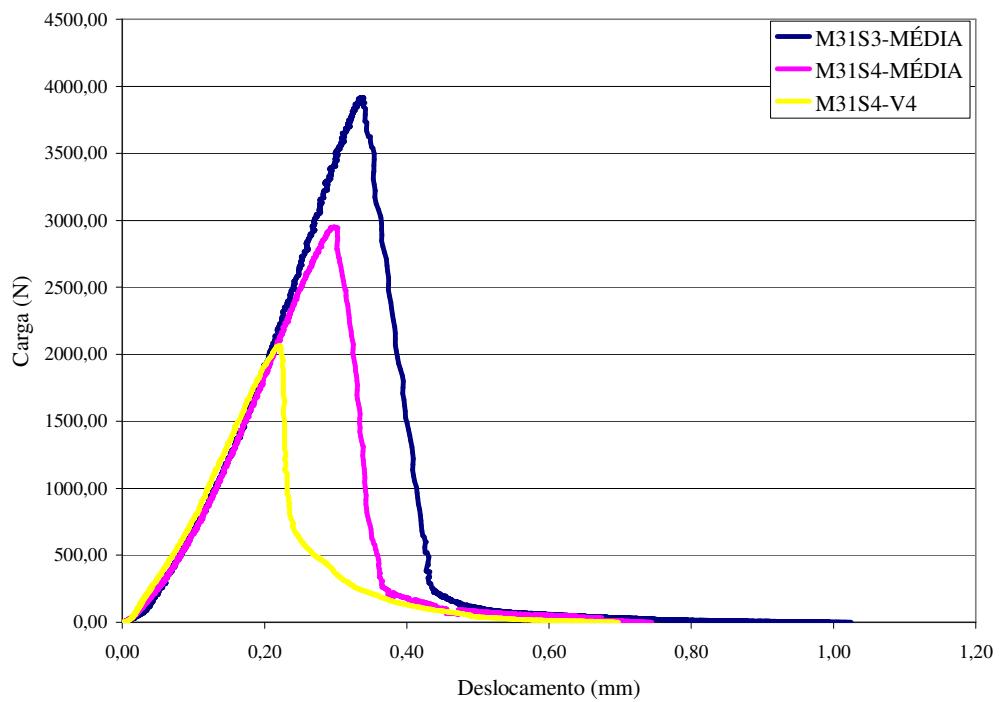


FIGURA 5.41 Análise da estabilidade dos ensaios das vigas M31 das séries S3 e S4, concreto tipo C.

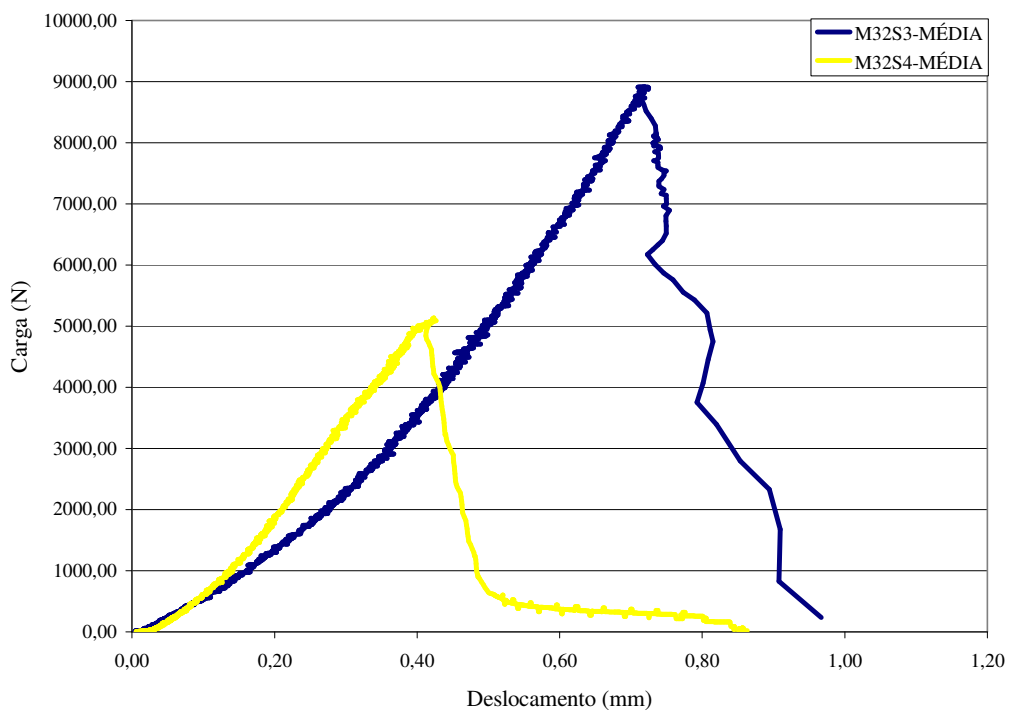


FIGURA 5.42 Análise da estabilidade dos ensaios das vigas M32 das série S3 e S4, concreto tipo C.

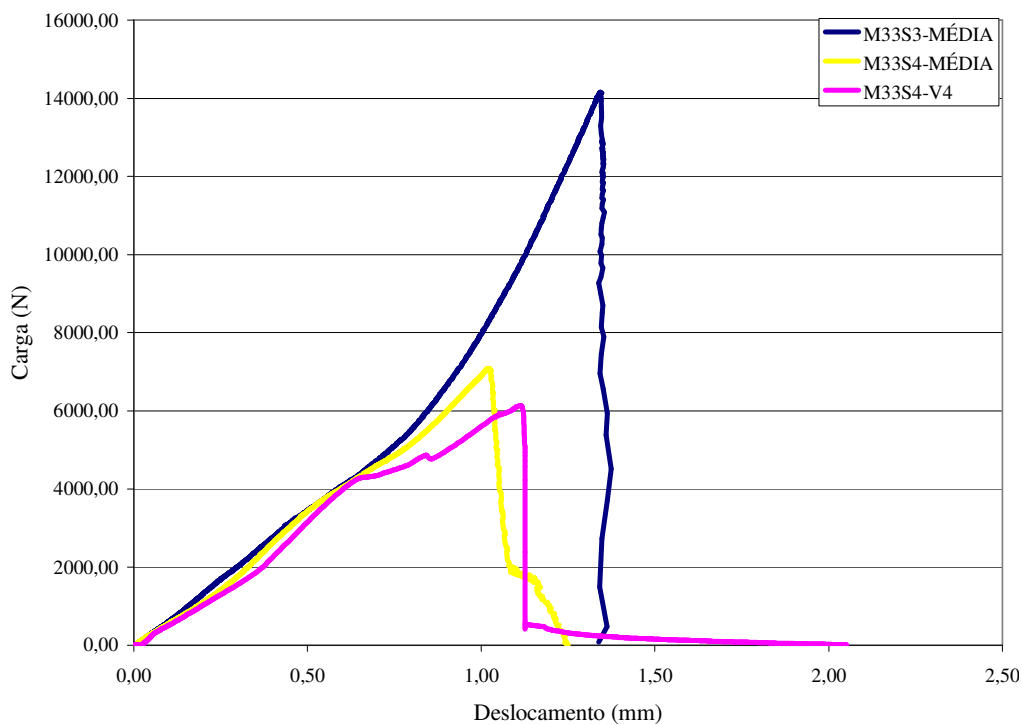


FIGURA 5.43 Análise da estabilidade dos ensaios das vigas M33 das séries S3 e S4, concreto tipo C.

Na FIG. 5.41 são apresentados os resultados médios das vigas M31 das séries S3 e S4, juntamente com a curva da viga M31S4-V4, ensaiada com um vão de 238 mm, superior ao vão das demais vigas ensaiadas. Nota-se que a diferença entre as curvas no regime de pós-pico, das vigas de mesmo vão, é muito pequena, destacando-se, principalmente, a redução da carga máxima das vigas da série S4 com relação as vigas da série S3. Com o aumento do vão (viga M31S4-V4), observa-se uma maior estabilidade no ensaio, ficando evidência do através do ramo de amolecimento.

Nas vigas M32 (FIG. 5.42), nota-se uma melhoria no regime de pós-pico de carregamento, passando a ter um processo de amolecimento mais definido com o aumento da razão entre a profundidade do entalhe e a altura da viga para 0,5, além da redução da carga máxima.

Já nas vigas maiores, M33 (FIG.5.43), a variação da razão da profundidade do entalhe pela altura da viga de 0,33 para 0,5 não afetou a estabilidade do ensaio durante o regime

de pós-pico de carregamento e a alteração do vão para 660 mm na viga M33S4-V4, notando-se apenas a redução da carga máxima.

Na maioria das vigas dos Métodos 2 e 3 do concreto C, observou-se que o caminho de ruptura não seguiu o plano do entalhe (FIG. 5.44). Isto pode ser explicado pelo fato, da propagação da trinca ocorrer rapidamente em materiais de alta resistência, conduzindo a respostas mais frágeis. Desta forma, é necessária uma resposta rápida da máquina servo-controlada, assim como, um estoque mínimo de energia elástica do pórtico de aplicação de carga e do corpo-de-prova. Nestes ensaios, nota-se uma resposta muito lenta da máquina universal, liberando uma quantidade de energia muito maior do que as vigas podiam suportar, causando uma concentração de tensão elevada durante a propagação da trinca.

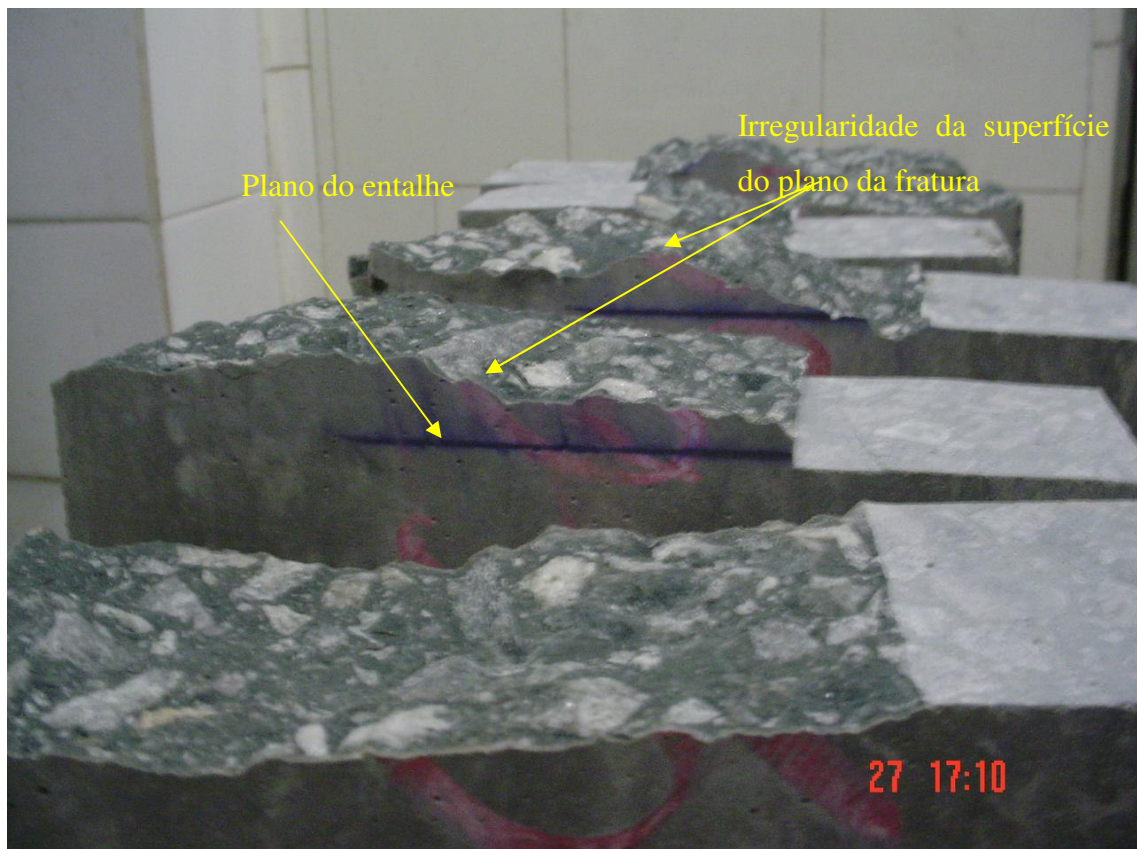


FIGURA 5.44 Superfície de fraturamento.

### 5.3.7 Índice de Fragilidade

A seguir, são apresentados os índices de fragilidades na TAB. 5.13, obtidos com os resultados experimentais por meio dos três métodos, ou seja, os comprimentos característicos, proposto por HILLERBORG e  $Q$  proposto por JENQ e SHAH e o índice de BAZANT e KAZEMI. Os comprimentos característicos ( $l_{ch}$ ) foram determinados em todas as vigas M1, M2 e M3 ensaiadas pelos Métodos 1, 2 e 3, respectivamente.

TABELA 5.13  
Índice de Fragilidade

Exemplar		M1	M2		M3			$l_{ch}$ (mm)
Série	Tipo de concreto	$l_{ch}$ (mm)	$Q$ (mm)	$l_{ch}$ (mm)	$\beta$			
					M31	M32	M33	
1	A	167	681	73	0,170	0,340	0,677	115
2	A	188	1197	111	0,140	0,280	0,560	165
5	B	161	1030	121	0,250	0,490	0,980	82
6	B	189	1031	145	0,157	0,303	0,610	63
3	C	183	718	108	0,440	0,895	1,730	93
4	C	138	782	113	0,773	1,520	3,065	119

Os valores obtidos para o índice de fragilidade ( $l_{ch}$ ) conforme HILLERBORG<sup>9</sup> encontram-se todos bem próximos a 100 mm, indicando que têm um comportamento bem frágil. A variação ocorrida nos valores encontrados nos exemplares M2 e M3 se deve provavelmente à dependência deste índice com a forma e geometria da estrutura, pois, as vigas do concreto tipo C deveriam ter apresentado valores menores que as demais. Estas apresentaram um comportamento mais frágil durante os ensaios em relação às demais vigas dos outros tipos de concreto.

Os resultados obtidos nos ensaios conforme JENQ e SHAH (1985), para o índice de fragilidade por apresentam valores elevados, bem acima do intervalo proposto pelos autores, como valores limites para concretos próximos a 350 mm, indicando um comportamento mais dúctil deste material. Sendo que as vigas do concreto tipo B e a série S2 do concreto tipo A, apresentaram valores elevados, indicando um

comportamento mais dúctil do que o concreto tipo C. A série S1 mostrou resultados incoerentes, quando comparada com as demais séries, pois da mesma forma que a série dois, esta série deveria ter apresentado um comportamento mais dúctil.

Por outro lado, os resultados encontrados a partir do índice proposto por BAZANT e KAZEMI<sup>10</sup> (FIG. 5.45) indicam que os resultados encontram-se dentro da faixa de 0,1 a 10, indicando a necessidade da utilização da MFNL para a análise do processo de fraturamento destas peças. Nota-se que o comportamento das vigas do concreto A e B foram mais dúcteis do que as vigas do concreto C, sendo neste tipo de concreto, a série S3 apresentou um comportamento mais dúctil do que a série S4. Isto se deve ao fato do aumento da razão da altura do entalhe pela altura da viga de 0,33 para 0,5. Na FIG. 5.45, observa-se que com o aumento das dimensões da estrutura, o comportamento tendo a ser mais frágil.

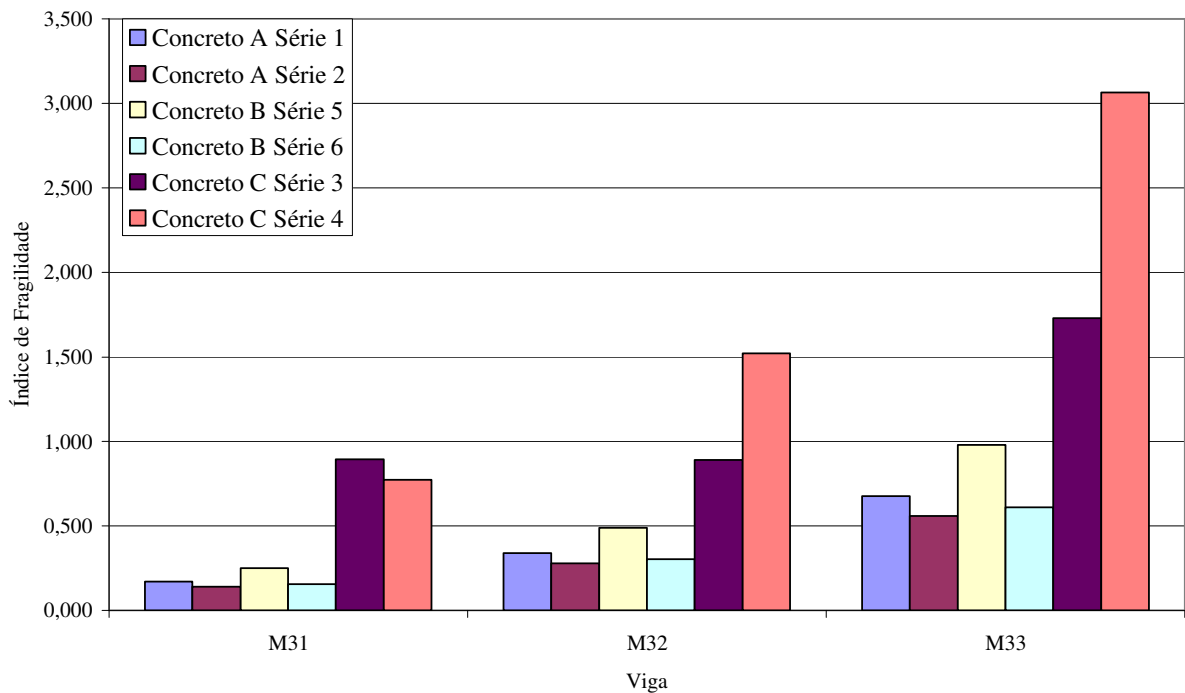


FIGURA 5.45 Índice de fragilidade proposto por Bazant e Kazemi.

# 6

## CONCLUSÕES

Há um grande número de variáveis que podem influenciar diretamente nos valores da energia de fraturamento, porém este trabalho teve como objetivo principal implementar e avaliar metodologias para a determinação da energia de fraturamento experimentalmente em materiais parcialmente-frágeis, dando início às pesquisas nesta área dentro do Departamento de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais. A seguir são apresentadas algumas conclusões obtidas neste trabalho.

Com base nos resultados de caracterização dos concretos utilizados, nota-se que a resistência à compressão apresentou um aumento de 50% do concreto A para o B e também um acréscimo de 50% do concreto B para o C. O módulo de elasticidade apresentou um aumento de 20% do concreto tipo A para o B, e de 8% do concreto tipo B para o C. A resistência à tração apresentou um aumento de 18% entre o concreto A para o B e de 13% entre o concreto B para o C.

Com o aumento da resistência à compressão, observou-se um aumento da energia de fratura, sendo este aumento muito significativo quando se comparam as energias de

fraturamento obtidas entre os concretos B e C, onde o acréscimo da energia de fratura foi da ordem de 30%. Entretanto, o aumento do valor de energia de fraturamento do concreto A para o B foi muito pouco significativo, da ordem de 9%, com base no Método 1. Ao se analisarem os resultados do Método 2, nota-se que a variação da energia de fraturamento do concreto tipo A para o B foi da mesma ordem de grandeza do concreto tipo B para o C, sendo de 40%, valores muito mais significativos do que os apresentados pelo Método 1. Diferentemente do observado nos resultados dos Métodos 1 e 2, os resultados, com base no Método 3, apresentaram uma redução nos valores da energia de fraturamento, com o aumento da resistência dos concretos, sendo este decréscimo quase que insignificante entre os concretos A e B, da ordem de 10%, e da ordem de 20% entre os concretos B e C.

A composição do concreto influencia diretamente na curva carga-deslocamento, principalmente na fase pós-pico do carregamento. Com base em relatos da literatura, os concretos de alto desempenho e os de resistência normal apresentam um comportamento semelhante na fase pré-pico de carregamento, porém apresentam um comportamento diferente no pós-pico da carga. Os concretos de resistência normal apresentam em geral um processo de amolecimento mais suave, enquanto os de alto desempenho apresentaram um processo de amolecimento mais brusco, caracterizando-se por uma maior fragilidade em comparação com os de resistência normal. Esta característica foi constatada na experimentação e na análise realizada por meio do Método 1.

A metodologia de ensaio para determinação da energia de fraturamento com base nos Métodos 1 e 3 mostrou-se adequada às instalações do LAEES. Observou-se em geral, nos ensaios do Método 1, um excelente nível de estabilidade durante a realização dos ensaios, não tendo ocorrido nenhuma perda de corpos-de-prova durante a experimentação. A diferença entre o Método 1 e 3, considerando-se o aspecto econômico e de tempo, está no número de corpos-de-prova necessários para os ensaios no Método 3, tornando-o mais dispendioso, pois é necessário um número maior de exemplares.

O Método 2 mostrou-se inadequado aos padrões da máquina utilizada, visto que com esta não se conseguiu uma boa precisão durante a aplicação da carga, devido aos baixos valores de incremento de deslocamento que provavelmente geraram instabilidade nas vigas mais rígidas de concreto tipo B e C.

O Método 1 é claramente dependente do tamanho e da forma dos corpos-de-prova ensaiados. Isto foi percebido quando se aplicou este método para a determinação da energia de fraturamento nos exemplares M31, M32 e M33. A energia de fraturamento tendeu a aumentar à medida que o tamanho do exemplar crescia. Outro fator que influencia na energia de fratura determinada por este método é a profundidade do entalhe.

O Método 1 mostrou-se plenamente adequado ao uso nas condições atuais do LAEES, entretanto os resultados decorrentes de sua aplicação são afetados pelo efeito de tamanho. Já o Método 2 mostrou-se instável devido ao fato da aplicação da carga ser governada pelo incremento de flecha no meio do corpo-de-prova. Os valores máximos de flecha (da ordem de 1 mm) ficaram fora da precisão da máquina utilizada. Neste caso, o ideal seria controlar o incremento de carga com base no incremento de CMOD, por meio de um *clip gauge* com precisão adequada.

Os resultados da energia de fraturamento obtidos por meio do Método 1 apresentaram menor dispersão para o mesmo tipo de concreto ensaiado. Já os demais métodos apresentaram dispersão de resultados maior, sendo que o Método 3 foi o que apresentou maior dispersão de resultados. Considerando-se as três dimensões similares das vigas ensaiadas no Método 3, recomenda-se para obtenção de resultados mais consistentes, a inclusão de uma quarta dimensão de viga nos ensaios, maior que a dos exemplares M33.

Os resultados obtidos através de ensaios realizados por meio do Método 2 apresentaram-se incoerentes em relação ao descrito na literatura, que prevê valores de energia de fraturamento semelhantes aos do Método 3. Portanto, há necessidade de realizar mais ensaios com este método para melhor compreender seus resultados.

O Método 3 é o menos exigente em termos de recursos laboratoriais, pois demanda apenas os valores da carga de pico, entretanto depende de um número mais elevado de corpos-de-prova bem como dos tipos de exemplares. Outra desvantagem é a necessidade de se encontrar a inclinação da reta de regressão adequada a aplicação da lei do efeito de tamanho, pois uma pequena mudança no valor da inclinação da reta altera completamente os valores da energia de fratura.

O índice de fragilidade proposto por BAZANT e PFEIFFER (1987), indica que o comportamento dos espécimes encontra-se na faixa de transição da MFEL e do critério de resistência, sendo necessária a utilização da MFNL na análise do comportamento. Nota-se também, que as vigas de dimensões superiores têm um comportamento mais frágil do que aquelas com dimensões menores. Já o índice obtido a partir dos resultados experimentais, com base em HILLERBORG<sup>9</sup>, mostrou-se próximo a faixa de 100 mm, indicando um comportamento relativamente frágil em todas as vigas ensaiadas. Por outro lado, o índice determinado neste trabalho conforme JENQ e SHAH (1985), mostrou-se superior aos valores usuais encontrados na literatura.

Nas estruturas de concreto, apesar da fratura se iniciar tão logo se atinja a tensão limite, ela irá crescer somente se a energia requerida para romper o material estiver disponível. Portanto os critérios de falha do material em termos de tensão ou deformação são insuficientes e a liberação de energia deve ser considerada. A liberação de energia pode ser abordada de forma adequada por critérios da Mecânica da Fratura, podendo seus parâmetros de resistência ser determinados experimentalmente. Do ponto de vista do projeto estrutural, uma das principais razões para se utilizar a Mecânica da Fratura é o efeito do tamanho. Outra consideração a este respeito é o uso de fatores de segurança excessivamente conservadores para ações permanentes. Uma redução destes fatores pode ser realizada através da análise de efeito de tamanho.

Existe um grande número de variáveis que influenciam diretamente nos resultados da energia de fraturamento, como por exemplo, a relação da interface entre pasta e agregados e a porosidade, que contribuem diretamente na resistência e na durabilidade do concreto. Estas variáveis podem vir a ser estudadas, em trabalhos futuros,

---

considerando-se os Métodos 1 e 3 para a realização dos ensaios no LAEES. Pode-se, ainda, realizar um estudo considerando o nível microscópico do concreto, aprofundando o conhecimento da Mecânica da Fratura juntamente com o de ciência dos materiais.

# 7

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDERSON, T.L.; *Fracture mechanics: fundamentals and applications*. livro, 1991, 1a. ed., CRC Press.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR – 5738: Concreto - Procedimento para modelagem e cura de corpos-de-prova*”, Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR – 5739: Concreto – Ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos*”, Rio de Janeiro, ABNT, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR – 6118: Projetos em estruturas de concreto - Procedimentos*”, Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR – 7215: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão*”, Rio de Janeiro, ABNT, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR – 7222: Argamassas e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-se-prova cilíndricos”, Rio de Janeiro, ABNT, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR – 8522: Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama – Tensão-deformação”, Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR – 12655: Concreto - Preparo, controle e recebimento”, Rio de Janeiro, ABNT, 1996.

BAZANT, Z.P.; *Size effect in blunt fracture concrete, rock end metal*. J. Eng. Mech-ASCE, 110:518-35, 1984.

BAZANT, Z. P.; PLANAS, J.; *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasi-Brittle Materials*. livro, 1998, CRC Press.

BAZANT, Z. P.; PFEIFFER, P. A.; *Determination of Fracture Energy from Size Effect and Brittleness Number*. ACI Materials Journal, 1987, v. 84, pp. 463-480.

BAZANT, Z.P.; *Concrete fracture models: testing and practice*. Engineering Fracture Mechanics. 2002, v.69, 165-205.

BORGES, J. U. A., BITTENCOURT, T. N., *Aplicações práticas da mecânica da fratura às peças de concreto simples e armado*, e-Mat, 2004, v. 1, n. 1 pp. 47-53.

BITTENCOURT, T. N., *Fraturamento do Concreto Estrutural: Aspectos Teóricos Computacionais e suas Aplicações*, USP, 1999.

BROEK, D.; *Elementary Engineering Fracture Mechanics*. Livro, 1986, 4a ed., Martinus Nijhoff.

DE BORST, R.; *Fracture in quasi-brittle materials; a review of continuum damage-based approaches*. 2002, Engineering Fracture Mechanics, v.69, p.95-112.

DOWLING, N.E.; *Mechanical behavior of materials*. livro, 1998, 2a. ed., Prentice Hall.

EINSFELD, R. A., VELASCO, M. S. L.; *Fracture parameters for high-performance concrete*, Cement and Concrete Research, 2006, v. 36, pp. 576-583.

ELICES, M.; GUINEA, G.V.; GÓMEZ, J.; PLANAS, J.; *The cohesive zone model: advantages, limitations and challenges*. 2002, Engineering Fracture Mechanics, v.69, p.137-163.

INCE, R., ARICI, E.; *Size effect in bearing strength of concrete cubes*. Concrete and Building Materials 18, p. 603-609, 2004.

JENQ, Y. S., SHAH, S. P.; *A Two Parameter Fracture Model for Concrete*. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 111, No. 4, 1985, pp. 1227-1241.

KARIHALOO, B.L., ABDALLA, H.M., XIAO, Q.Z.; *Size effect in concrete beams*. Engineering Fracture Mechanics, 70, p. 979-993, 2003.

KANNINEM, M. F., POPELAR, C. H.; *Advanced Fracture Mechanics*. livro, 1985, Oxford University press-New York, Clarendon press-Oxford.

KUMAR, P., MONTEIRO, P. M.; *Concreto estrutura, propriedades e materiais*, livro, 1994, University of Califórnia, Berkeley, USA.

MIER, J. V., (1997), *Fracture process of concrete - assessment of material parameters for model*. livro, 1997, CRC Press.

OLIVER, J.; HUESPE, A.E.; PULIDO, M.D.G., CHAVES, E.; *From continuum mechanics to fracture mechanics: the strong discontinuity approach*. 2002, Engineering Fracture Mechanics, v.69, p.113-136.

OLLER, S.; *Fractura Mecânica: Um Enfoque Global*. livro, 2001, CIMNE- Barcelona.

PITANGUEIRA, R. L. S.; *Mecânica de Estruturas de Concreto com Inclusão de Efeitos de Tamanho e Heterogeniedade*, PUC-RJ, 1998.

SHAH, P. S.; SWARTZ, S. E.; OUYANG, C. *Fracture mechanics of concrete*, livro, 1995, John Wiley & Sons, Inc.

RILEM - “*Draft Recommendation 89-FMC: Size-effect methods for determining fracture energy and process zone size of concrete*”, Materials and Structure, 1990, v.23, p.461-465.

RILEM - “*Draft Recommendation 89-FMC: Determination of the fracture parameters ( $K_{Ic}$  and  $CTOD_c$ ) of plain concrete using three-point bend test*”, Materials and Structure, 1990, v.23, p.457-460.

RILEM - “*Draft Recommendation 50-FMT Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend test on notched beams*”, Materials and Structure, 1985, v.18, p.285-290.

RILEM - “*Reporte of Technical Committee 90-FMA: Fracture Mechanics of Concrete Structures from Theory to Applications*”, livro, 1989, London New York Chapman and Hall.

TADA, H., PARIS, P. C., IRWIN, G. R. *The Stress Analysis of Cracks Handbook*. 3rd ed. New York: The American Society of Mechanical Engineers, 2000. 677p

# 8

## ANEXOS

### 8.1 Anexo A

A caracterização dos materiais utilizados na confecção do concreto, foi realizada pela empresa LAFARGE, e é apresentada nas TAB. 8.1 e 8.2. Na TAB. 8.1 é apresenta a densidade dos materiais e na TAB. 8.2 mostra a análise granulométrica.

TABELA 8.1

## Massa específica dos materiais

Tipo de material	Massa específica (kg/dm <sup>3</sup> )			Absorção (%)	Massa UN. (kg/dm <sup>3</sup> )	Material pulverulento		Impureza organica
	seca	CQ	SSS			(%)	CQ	
1-Areia	2,65	2,60-2,66	-	-	1,35	16	11-16	+CL
2-Pó de	2,72	2,68-2,73	-	-	1,45	31,8	32-40	+CL
3-Brita 0	2,63	2,62-2,65	2,64	0,7	1,42	1,3	0-1,5	-
4-Brita 1	2,62	2,62-2,69	2,64	0,5	1,39	0,1	0-1,5	-

NOTA - CQ corresponde ao controle de qualidade; CL mais clara que amostra padrão.

TABELA 8.2.

## Caracterização física dos materiais

Análise granulométrica												
Peneira (mm)	1-Areia média TCL			2-Pó de pedra borges			3-Brita 0 TCL			4-Brita 1 TCL		
	m (g)	% Ret	% Ac	m (g)	% Ret	% Ac	m (g)	% Ret	% Ac	m (g)	% Ret	% Ac
25												
19										227	5	5
12,5										2964	59	64
9,5							281	9	9	1546	31	95
6,3							1155	39	48	232	5	100
4,8	1						785	26	74	17		100
2,4	105	21	21	53	11	11	677	23	97			100
1,2	96	19	40	98	20	31	58	2	99			100
0,6	71	14	54	72	14	45	3		99			100
0,3	63	13	67	47	9	54	3		99			100
0,15	61	12	79	20	4	58	1		99			100
0,075	37	7	86	51	10	68			100			100
Fundo	66	13	100	159	32	100	37	1	100	14		100
Total	500	100		500	100		3000	100		5000	100	
M.F.	<b>2,61</b> 2,28 - 2,68			<b>1,99</b> 1,80 - 2,15			<b>5,76</b> 5,65 - 5,95			<b>7,00</b> 6,75 - 7,05		
D.max	<b>4,8</b>			<b>4,8</b>			<b>12,5</b>			<b>19</b>		
CLASSIF.	<b>Areia média</b>			<b>Areia média</b>			<b>Brita 0</b>			<b>Brita 1</b>		

## 8.2 Anexo B

Os resultados experimentais das vigas ensaiados são representados pelas curvas carga-deslocamento, nos Métodos 1 e 3, e pelas curvas de carga-CMOD para as vigas do Método 2. A seguir são apresentados os resultados dos ensaios do Método 1 nas FIG. 8.1 a 8.6; do Método 2 nas FIG. 8.7 a 8.12 e do Método 3 nas FIG. 8.13 a 8.18.

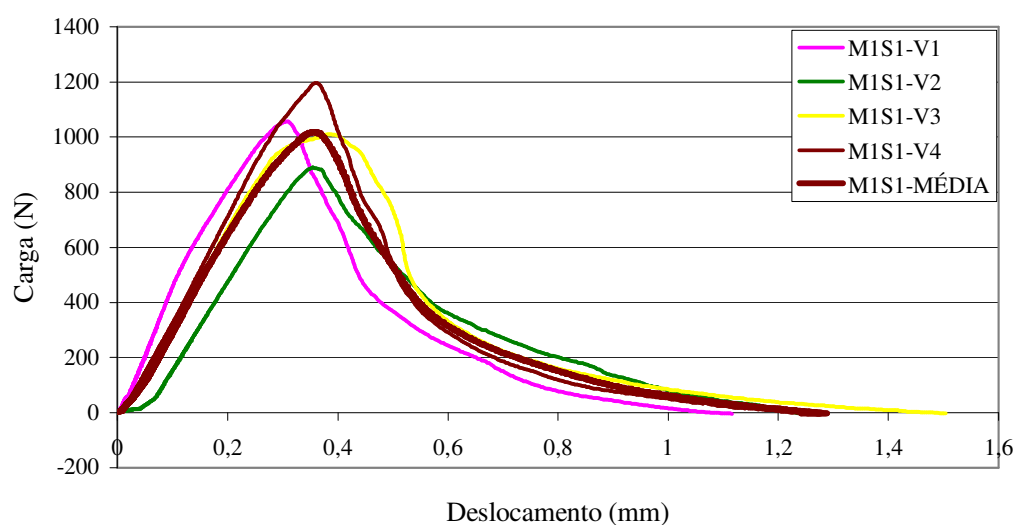


FIGURA 8.1 Curvas carga-flecha dos ensaios das vigas da série S1 do Método 1, concreto A.

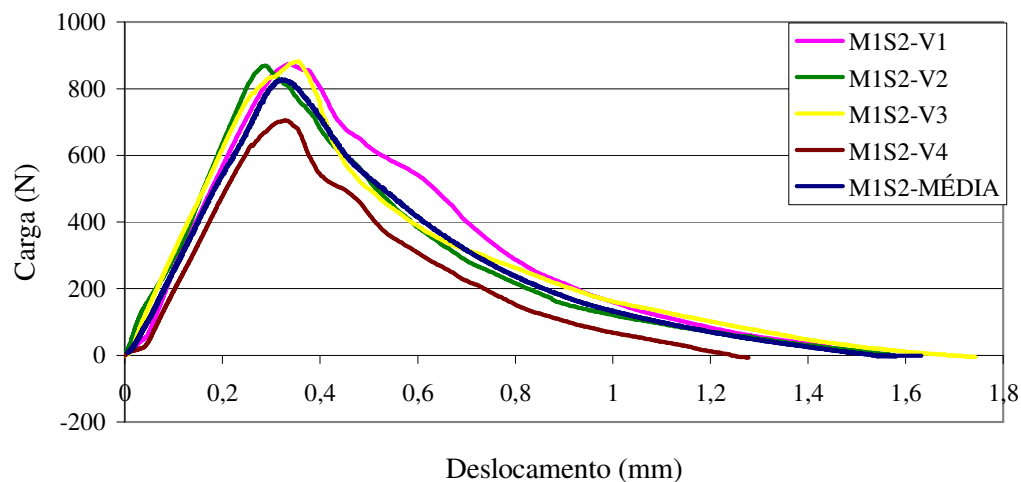


FIGURA 8.2 Curvas carga-flecha dos ensaios das vigas da série S2 do Método 1, concreto A.

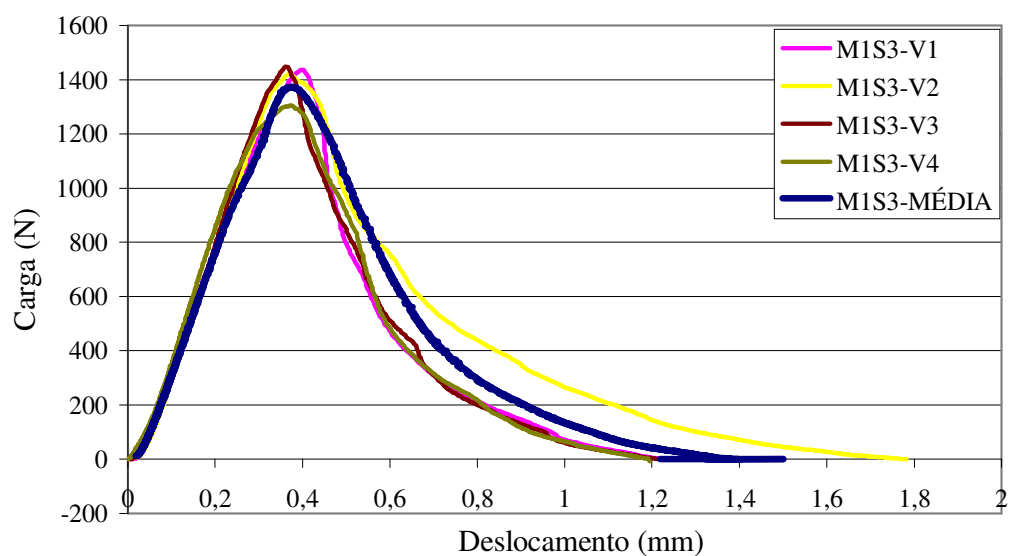


FIGURA 8.3 Curvas carga-flecha dos ensaios das vigas da série S3 do Método 1, concreto C.

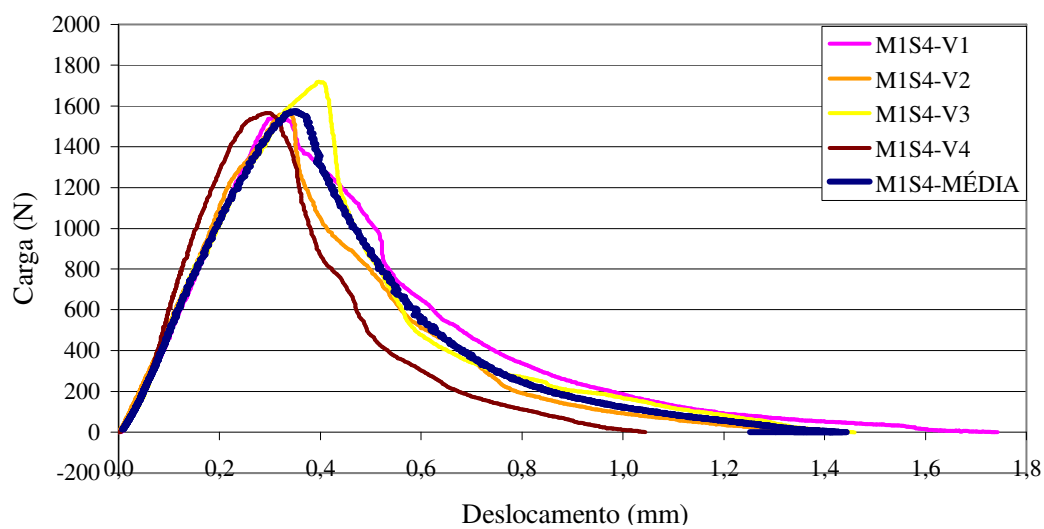


FIGURA 8.4 Curvas carga-flecha dos ensaios das vigas da série S4 do Método 1, concreto C.

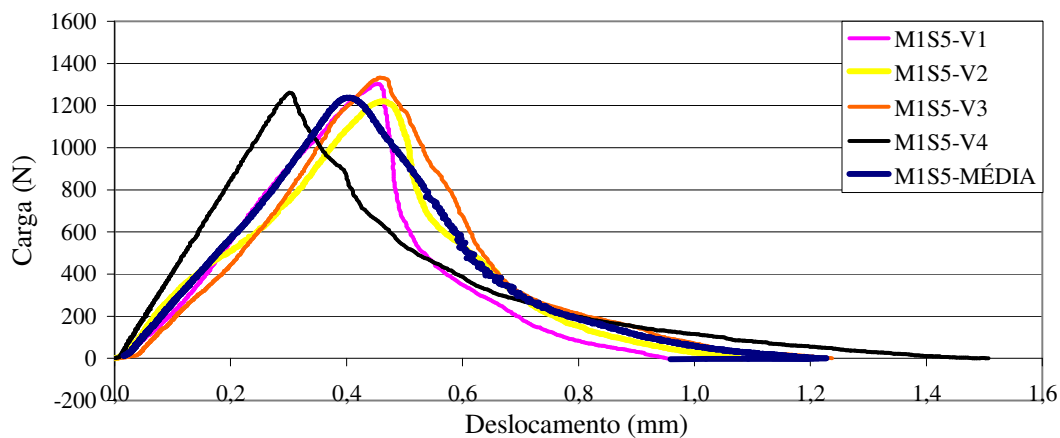


FIGURA 8.5 Curvas carga-flecha dos ensaios das vigas da série S5 do Método 1, concreto B.

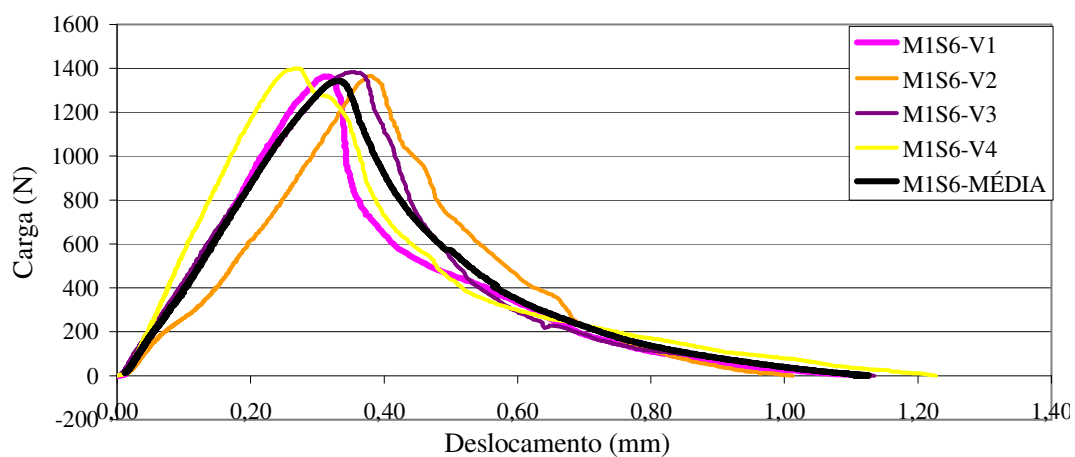
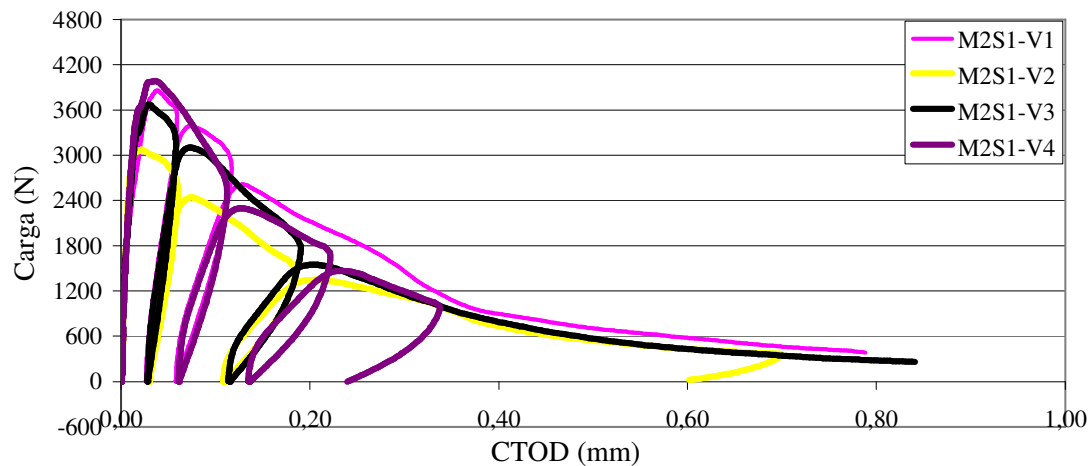
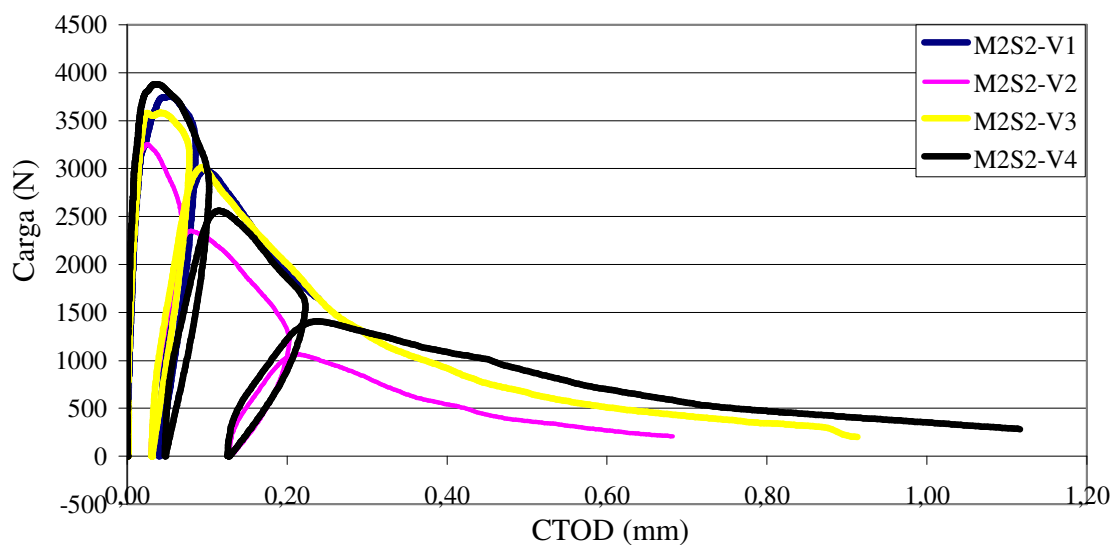


FIGURA 8.6 Curvas carga-flecha dos ensaios das vigas da série S6 do Método 1, concreto B.

FIGURA 8.7 Curvas carga-*CMOD* dos ensaios das vigas da série S1 do Método 2, concreto A.FIGURA 8.8 Curvas carga-*CMOD* dos ensaios das vigas da série S2 do Método 2, concreto A.

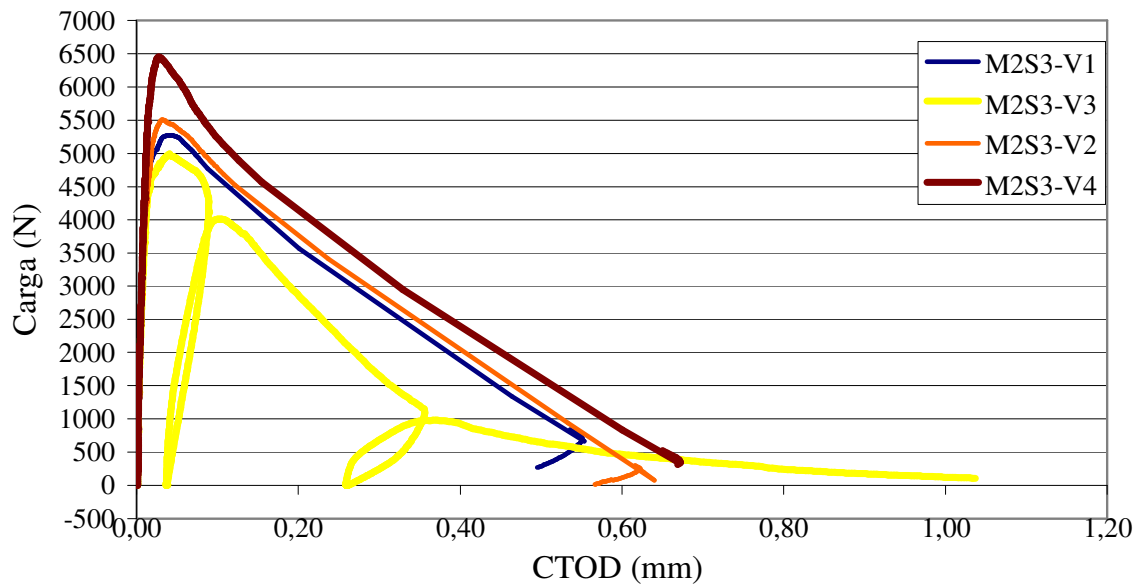


FIGURA 8.9 Curvas carga-*CMOD* dos ensaios das vigas da série S3 do Método 2, concreto C.

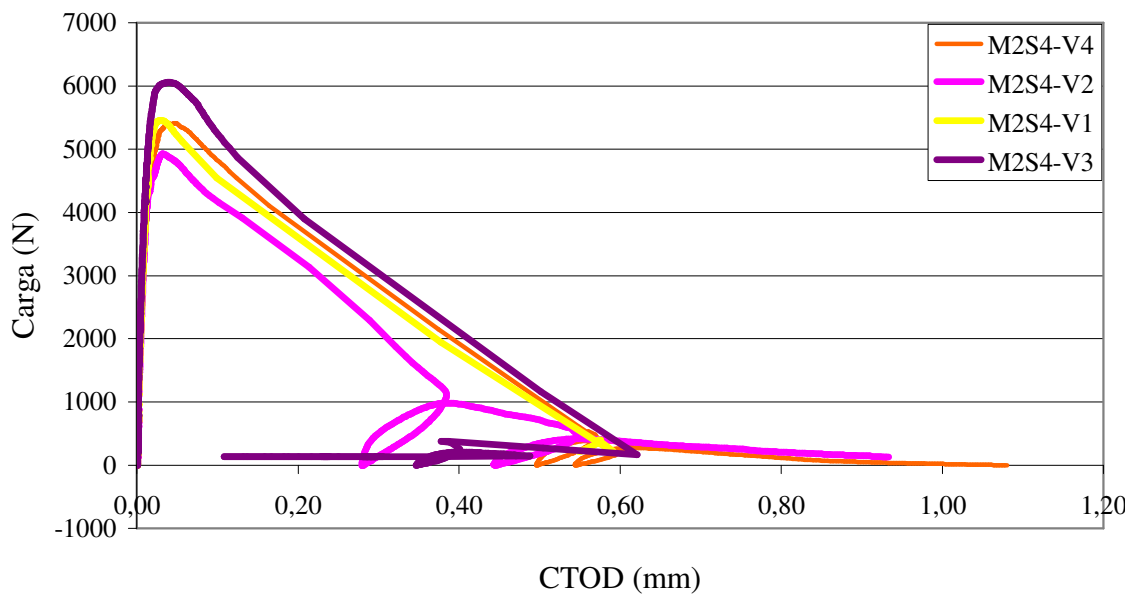


FIGURA 8.10 Curvas carga-*CMOD* dos ensaios das vigas da série S4 do Método 2, concreto C.

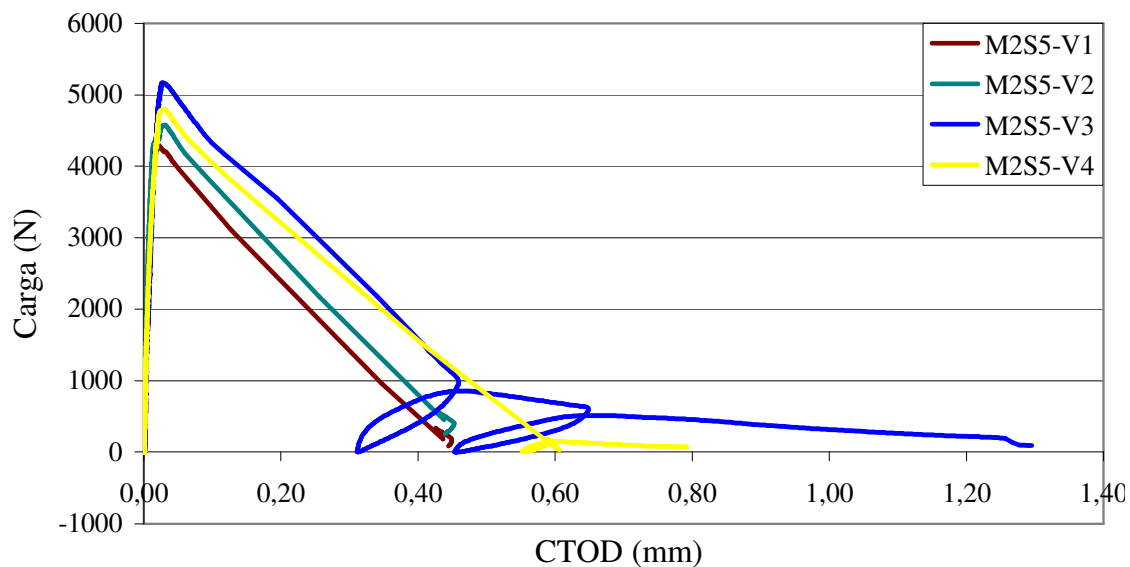


FIGURA 8.11 Curvas carga-CMOD dos ensaios das vigas da série S5 do Método 2, concreto B.

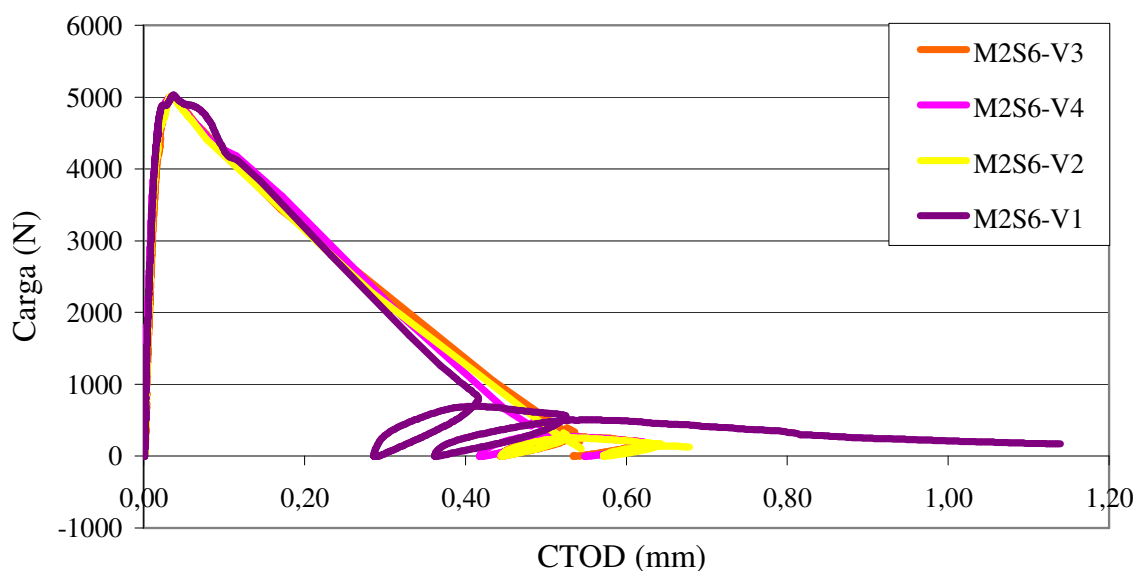


FIGURA 8.12 Curvas carga-CMOD dos ensaios das vigas da série S6 do Método 2, concreto B.

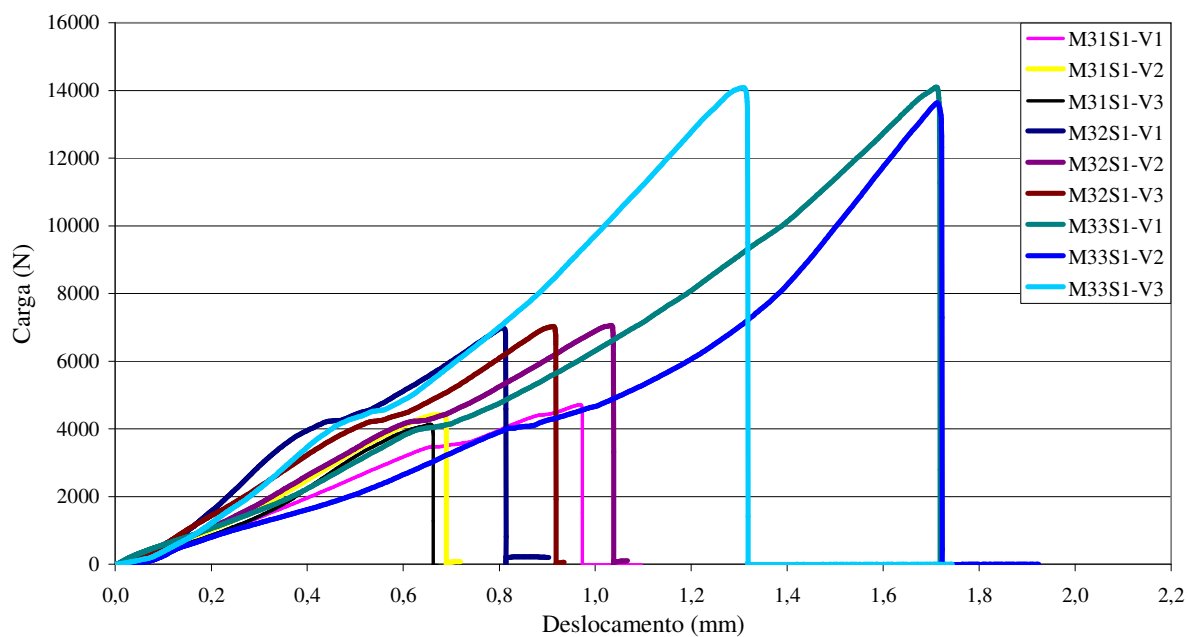


FIGURA 8.13 Curvas carga-flecha dos ensaios das vigas da série S1 do Método 3, concreto A.

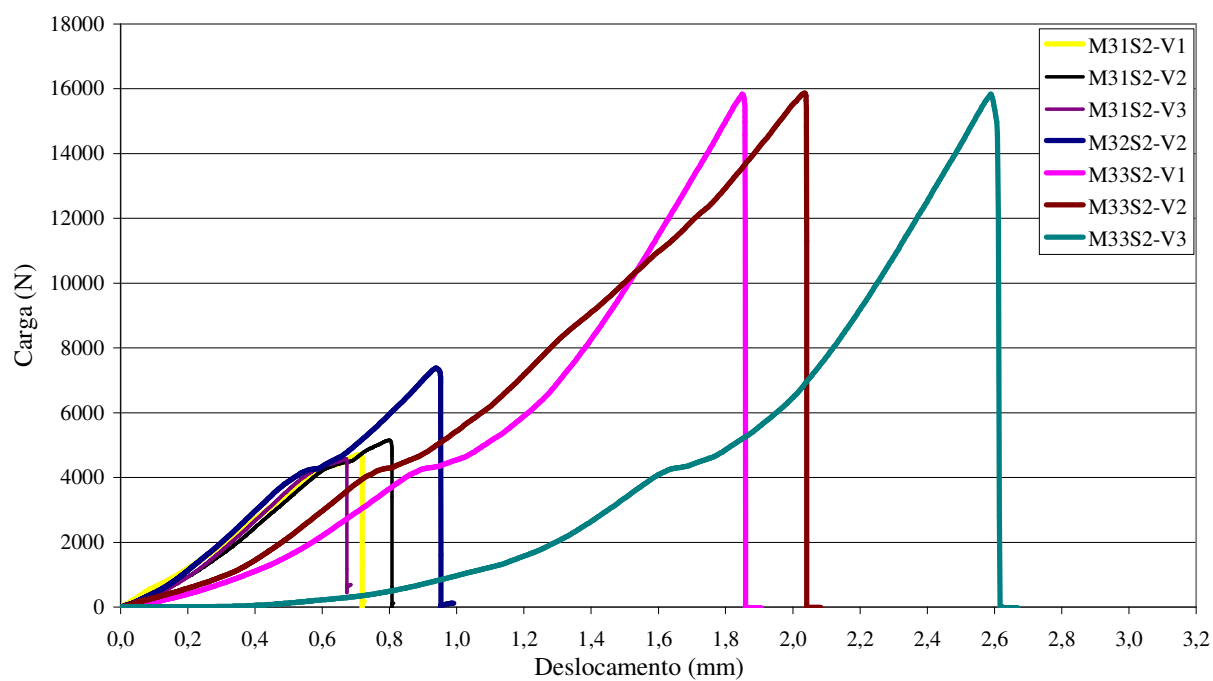


FIGURA 8.14 Curvas carga-flecha dos ensaios das vigas da série S2 do Método 3, concreto A.

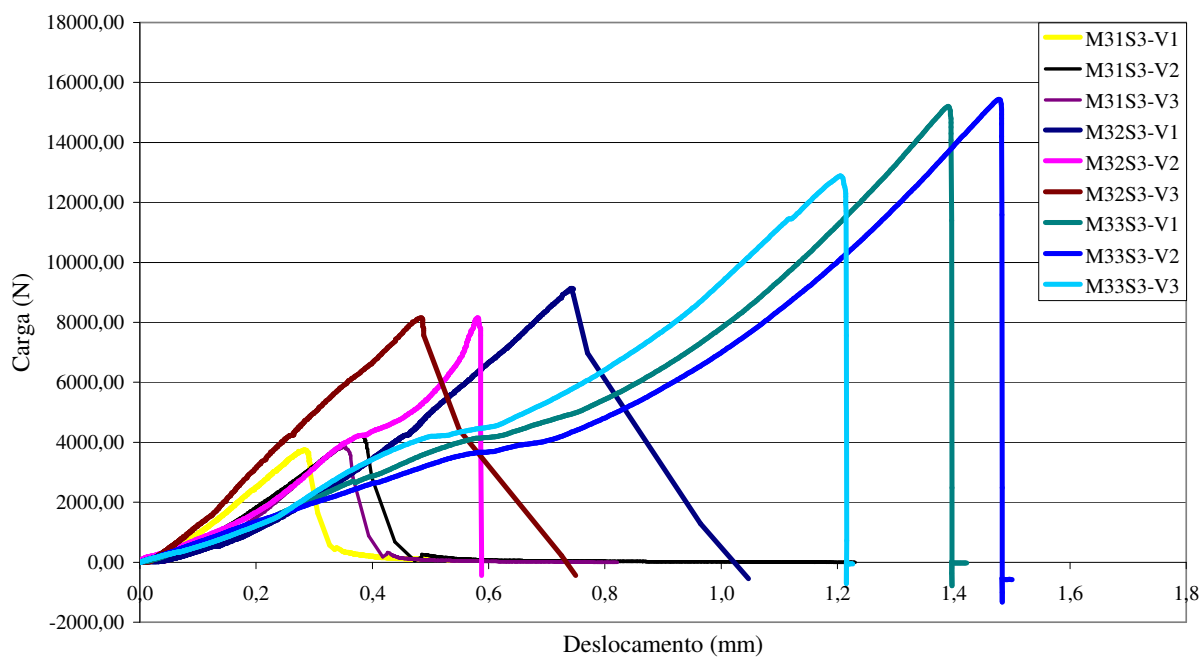


FIGURA 8.15 Curvas carga-flecha dos ensaios das vigas da série S3 do Método 3, concreto C.

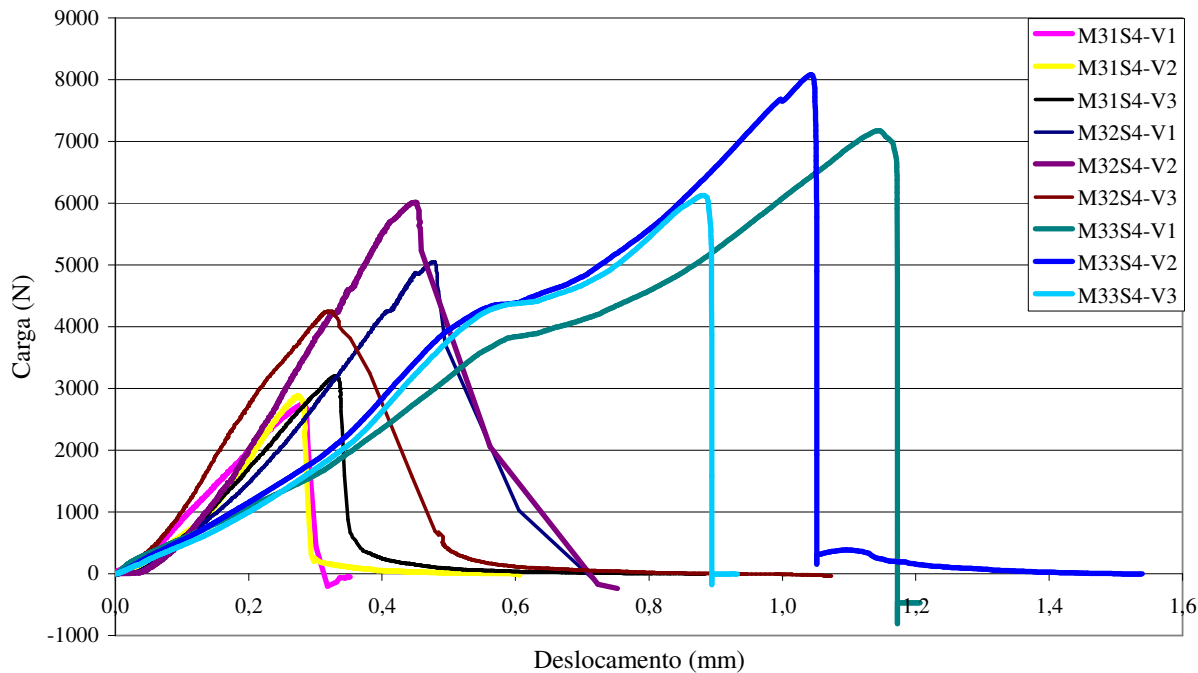


FIGURA 8.16 Curvas carga-flecha dos ensaios das vigas da série S4 do Método 3, concreto C.

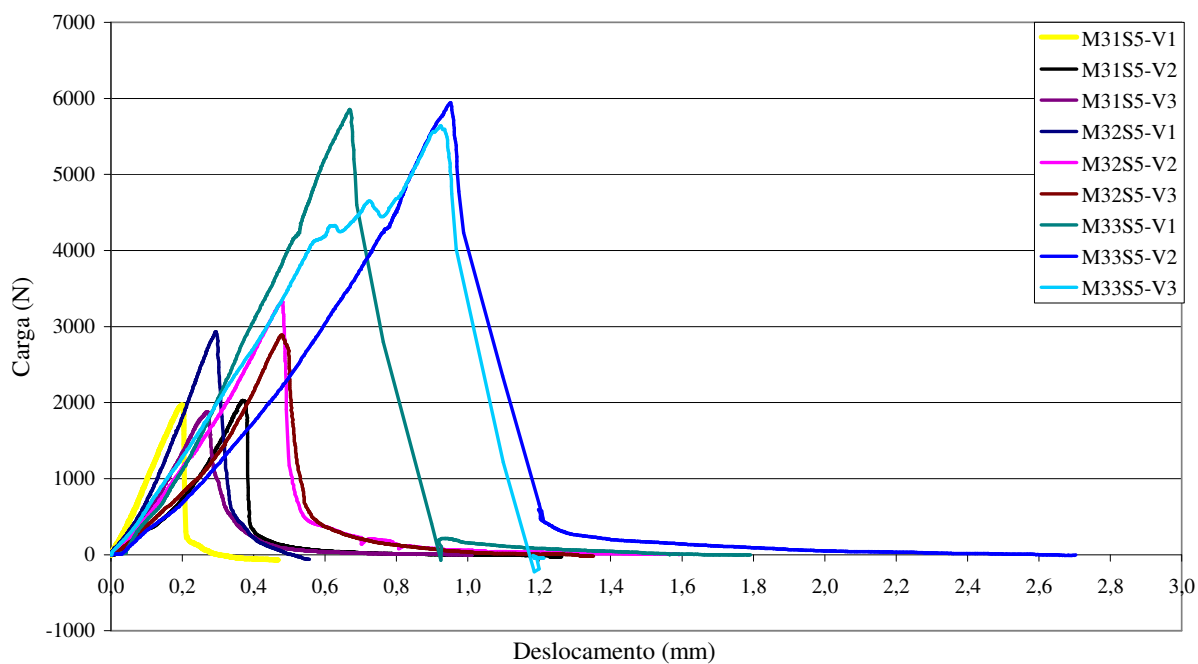


FIGURA 8.17 Curvas carga-flecha dos ensaios das vigas da série S5 do Método 3, concreto B.

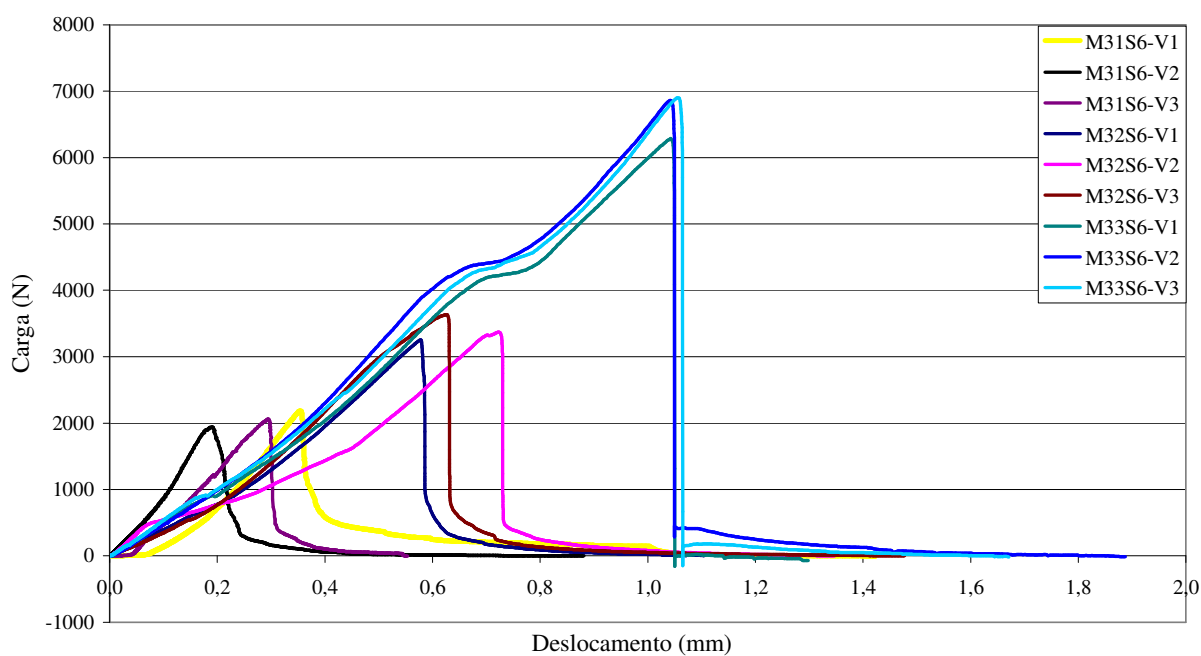


FIGURA 8.18 Curvas carga-flecha dos ensaios das vigas da série S6 do Método 3, concreto B.

A velocidade dos ensaios pode ser representada através das curvas carga-tempo das vigas ensaiada em cada um dos métodos testados. As FIG. 8.19 a 8.24 apresentam os resultados do Método 1, cuja a velocidade deve ser tal que permita que a carga de pico seja alcançada entre 30 e 60 segundos. Já na velocidade dos ensaios do Método 2, as cargas máximas devem ser atingidas em aproximadamente 5 minutos, ou seja, 300 segundos, no primeiro ciclo de carga, os demais ciclos, incluindo descarregamento e recarregamento, devem ser finalizados em aproximadamente 60 segundos (FIG. 8.25 a 8.30). No Método 3 (FIG. 8.31 a 8.36) os carregamentos de pico devem ser alcançados entorno de 300 segundos.

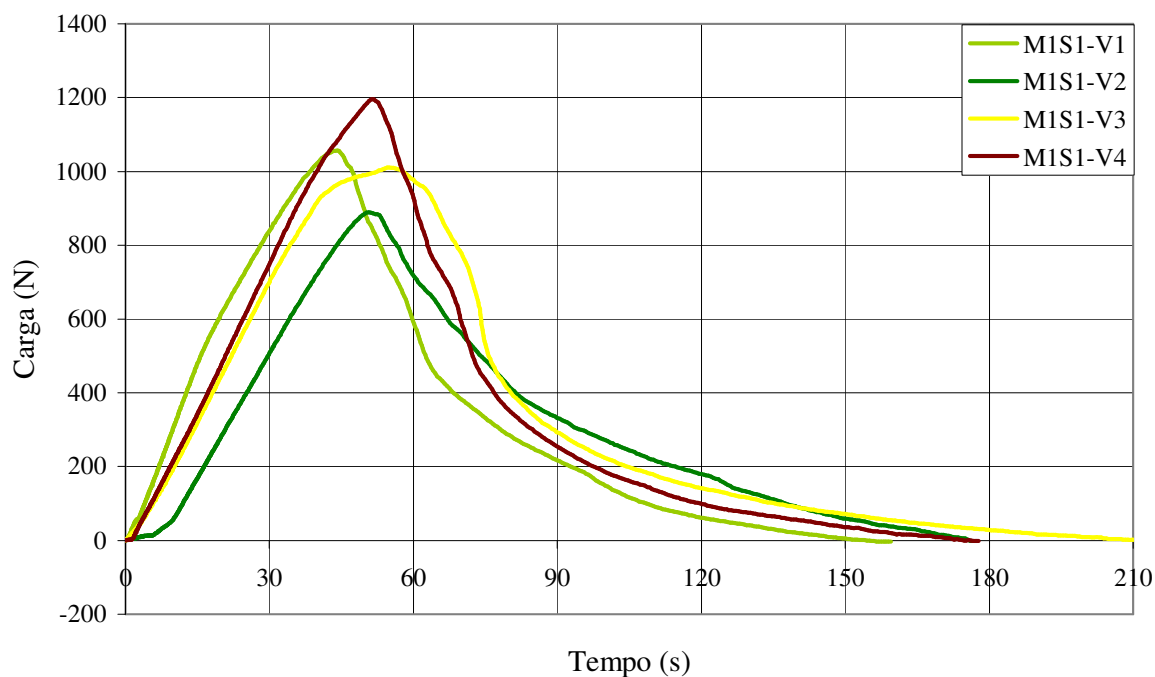


FIGURA 8.19 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S1 do Método 1, concreto A.

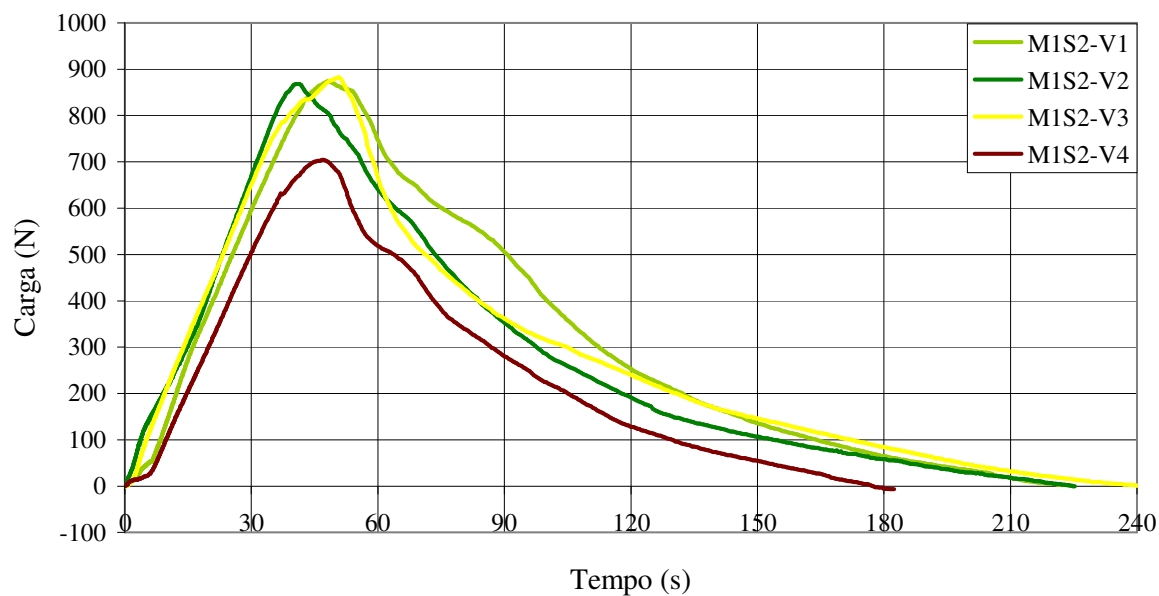


FIGURA 8.20 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S2 do Método 1, concreto A.

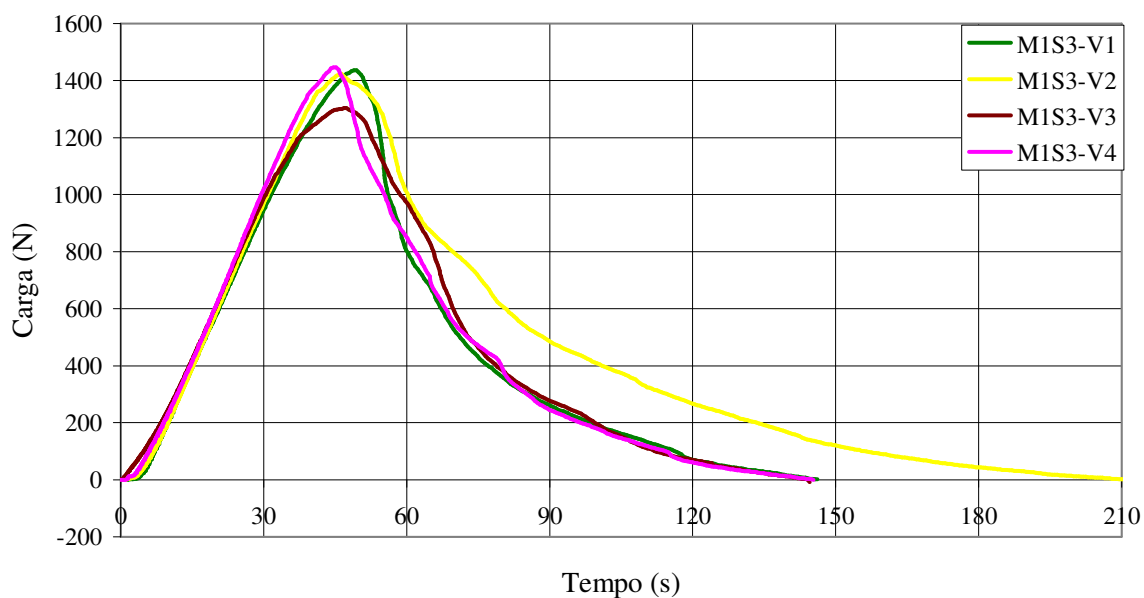


FIGURA 8.21 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S3 do Método 1, concreto C.

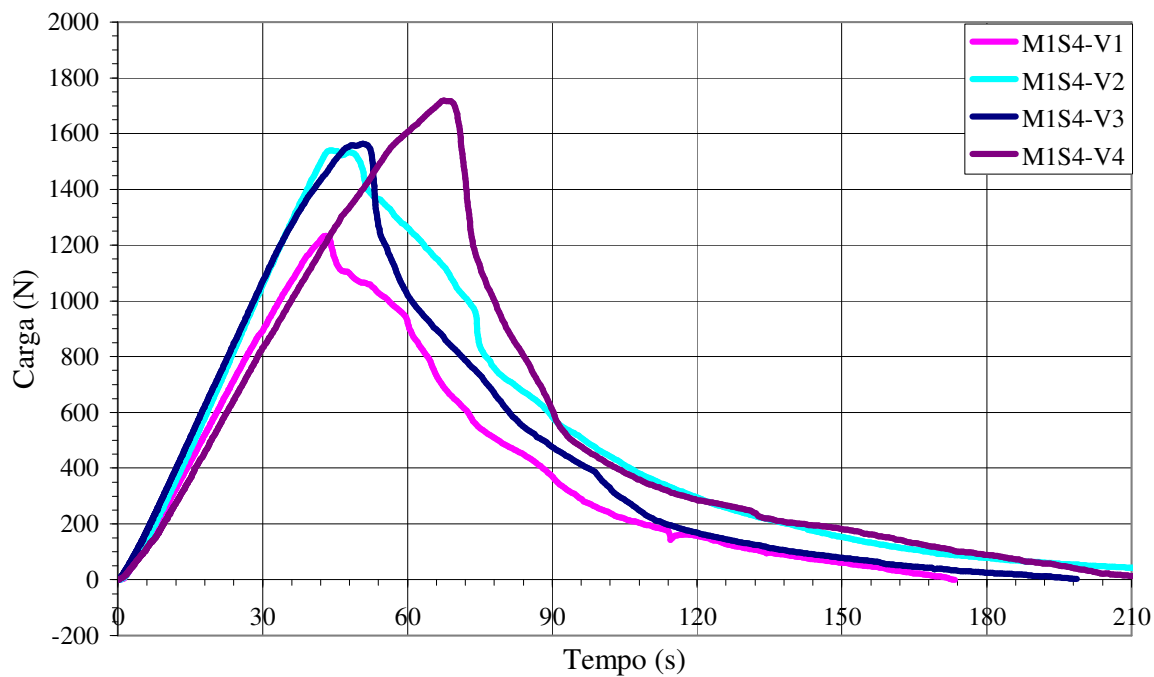


FIGURA 8.22 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S4 do Método 1, concreto C.

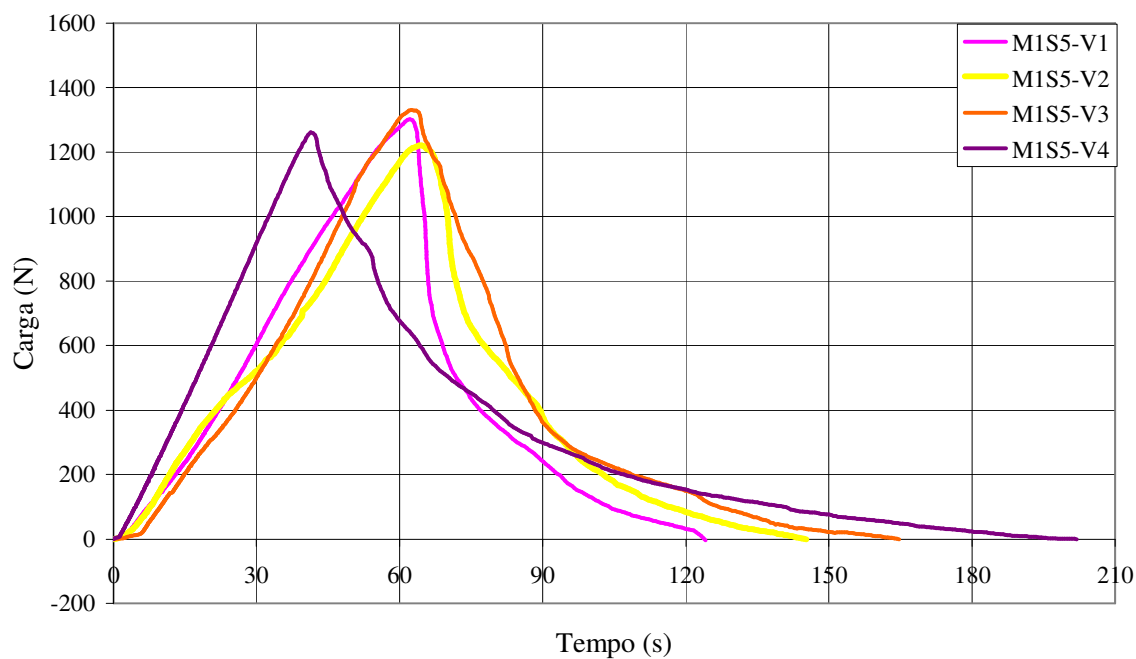


FIGURA 8.23 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S5 do Método 1, concreto B.

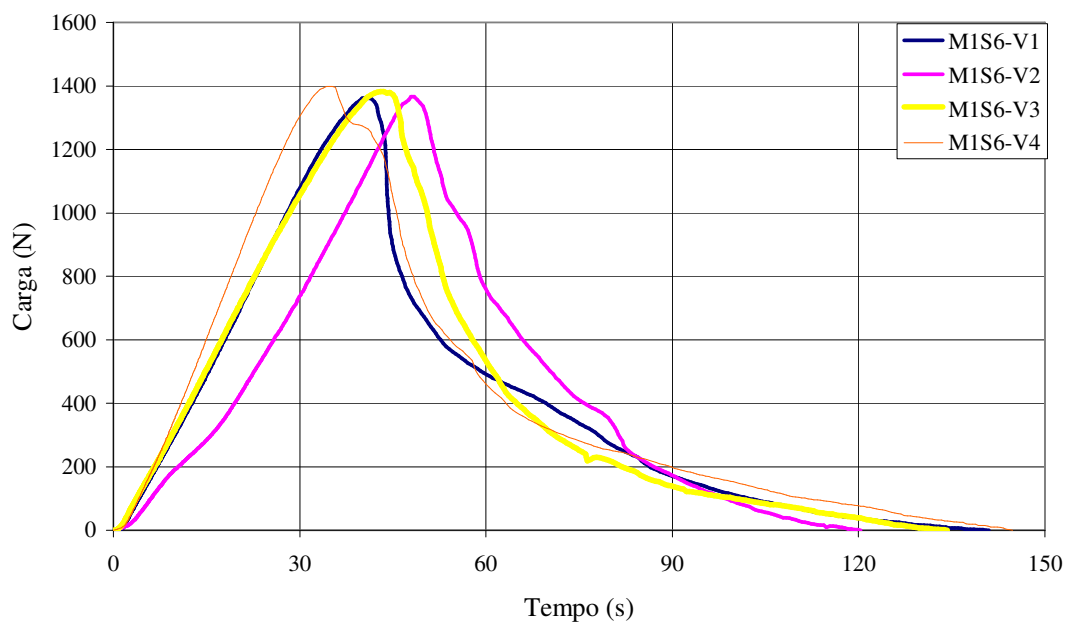


FIGURA 8.24 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S6 do Método 1, concreto B.

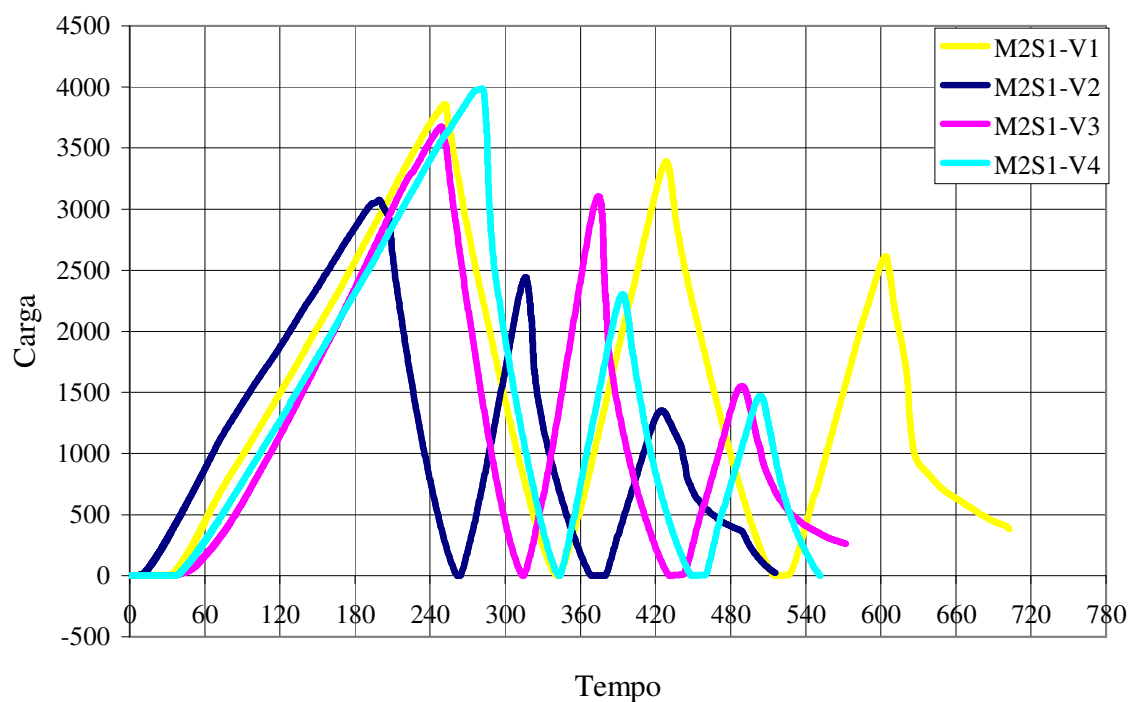


FIGURA 8.25 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S1 do Método 2, concreto A.

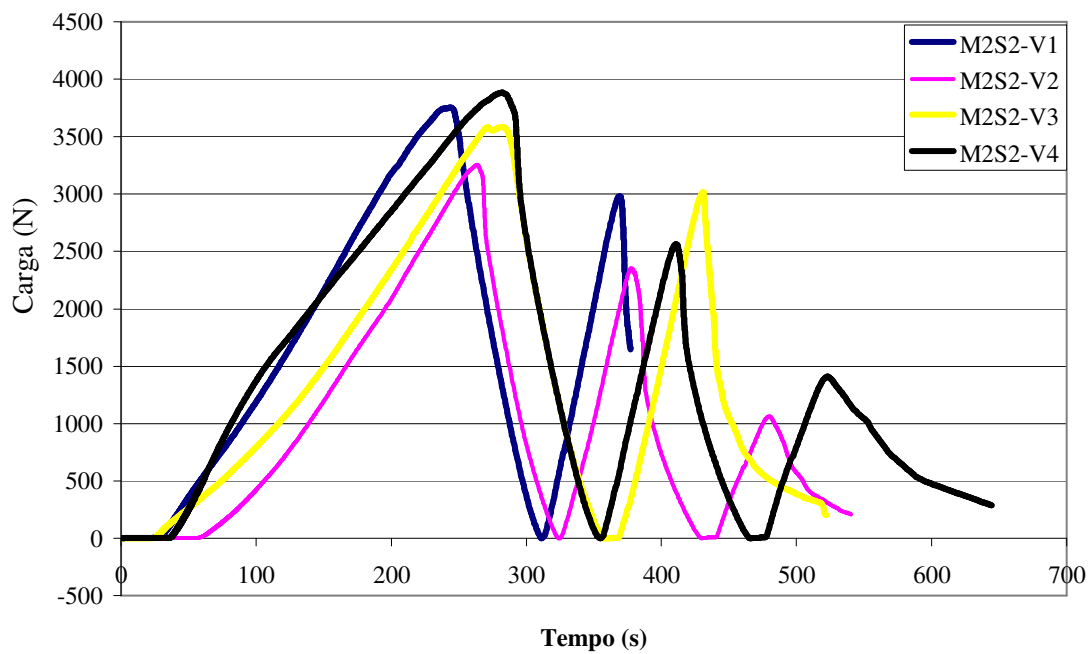


FIGURA 8.26 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S2 do Método 2, concreto A.

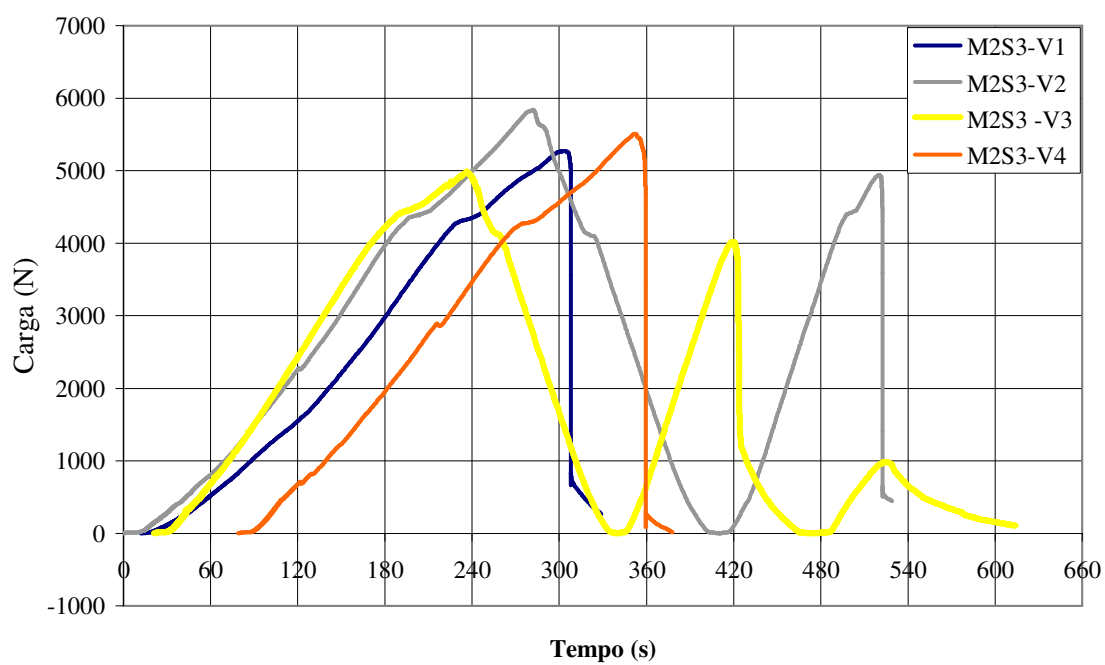


FIGURA 8.27 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S3 do Método 2, concreto C.

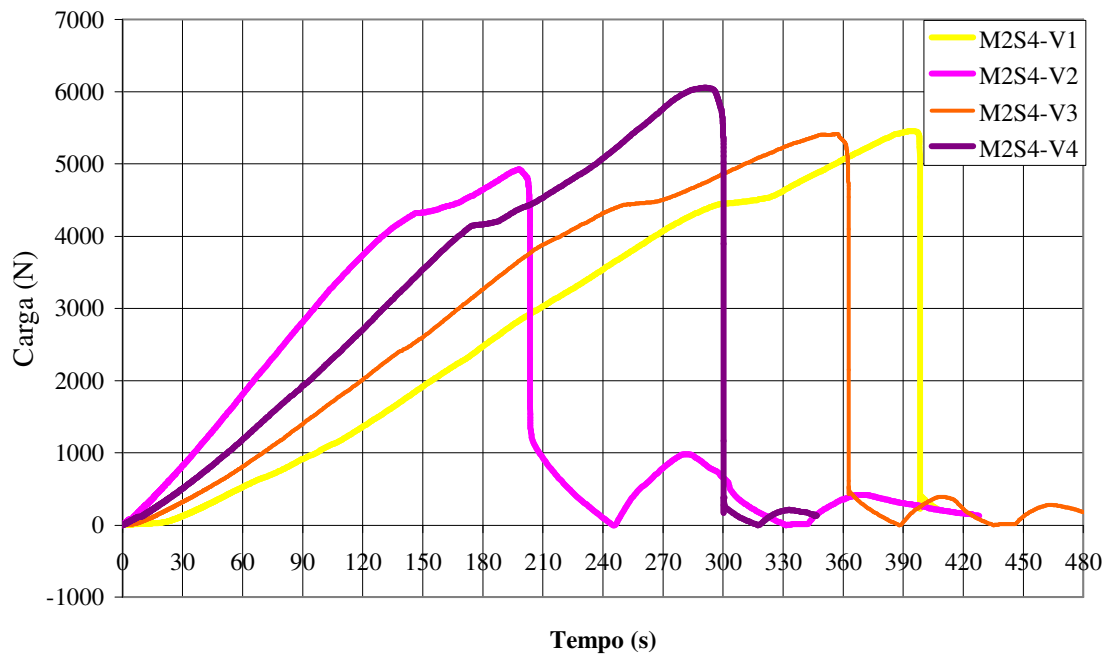


FIGURA 8.28 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S4 do Método 2, concreto C.

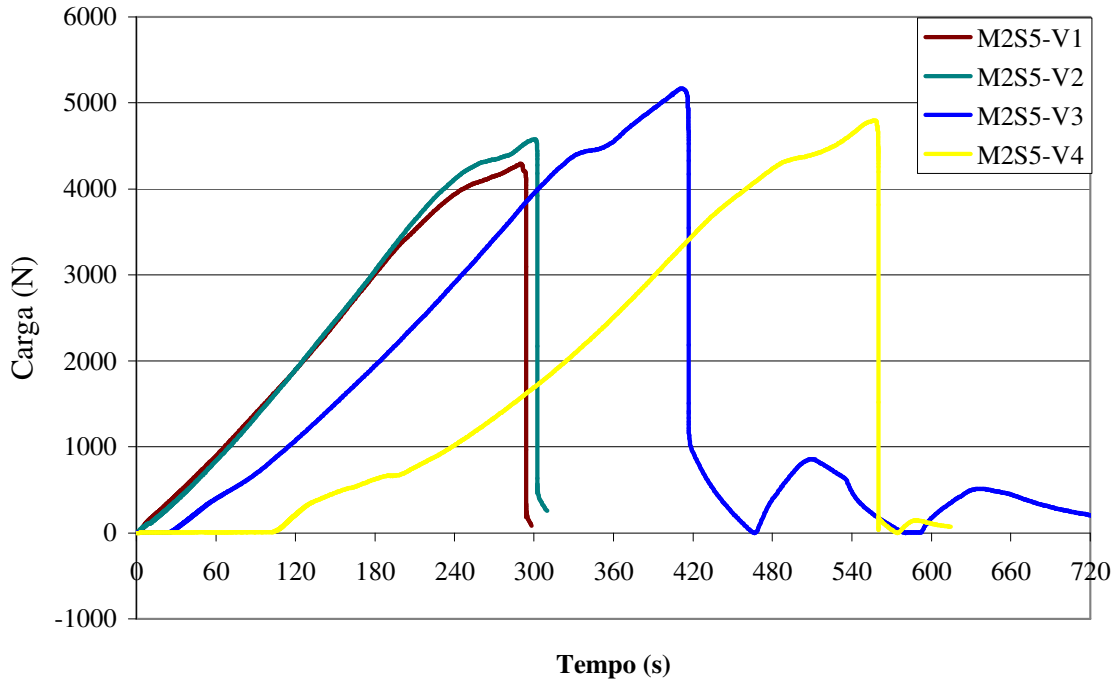


FIGURA 8.29 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S5 do Método 2, concreto B.

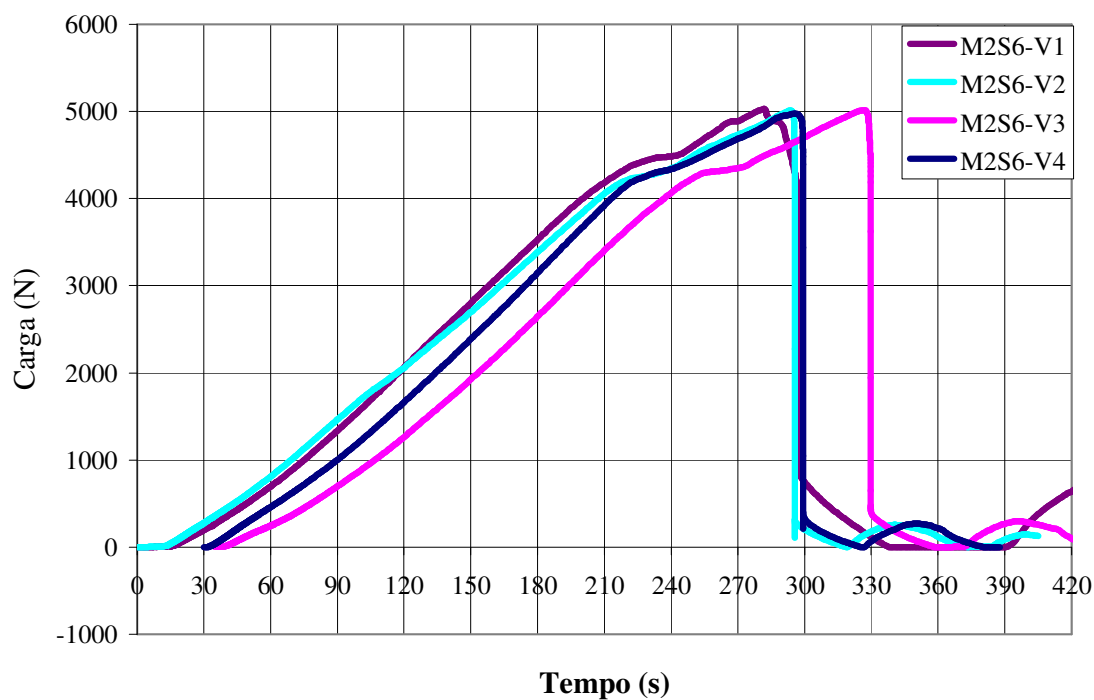


FIGURA 8.30 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S6 do Método 2, concreto B.

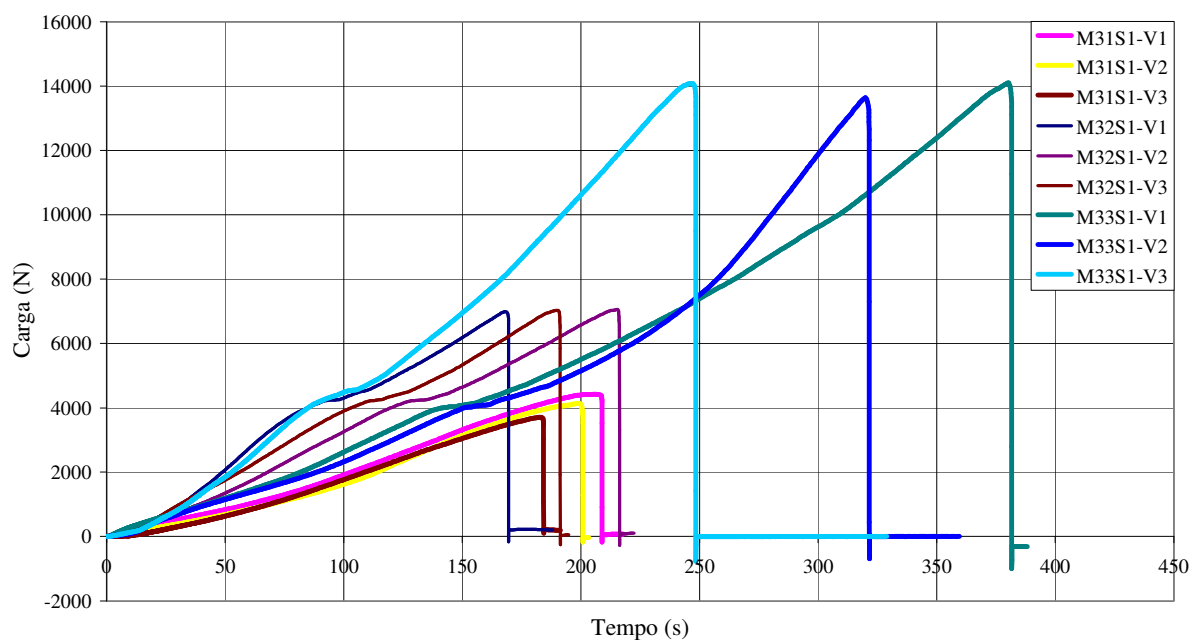


FIGURA 8.31 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S1 do Método 3, concreto A.

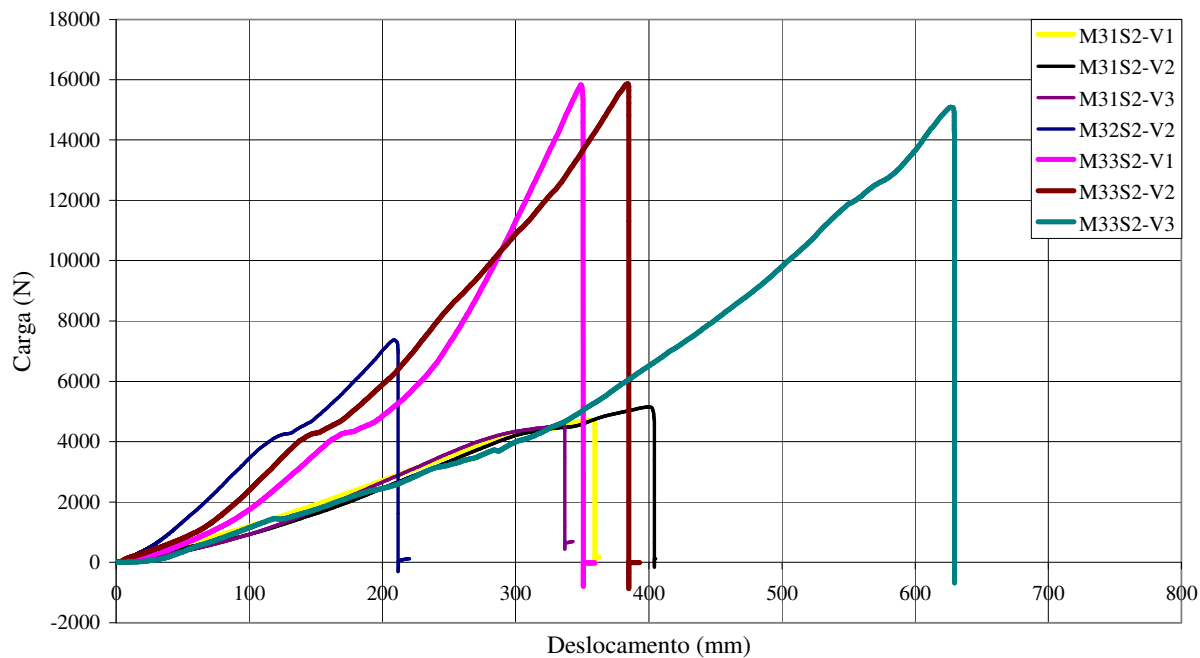


FIGURA 8.32 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S2 do Método 3, concreto A.

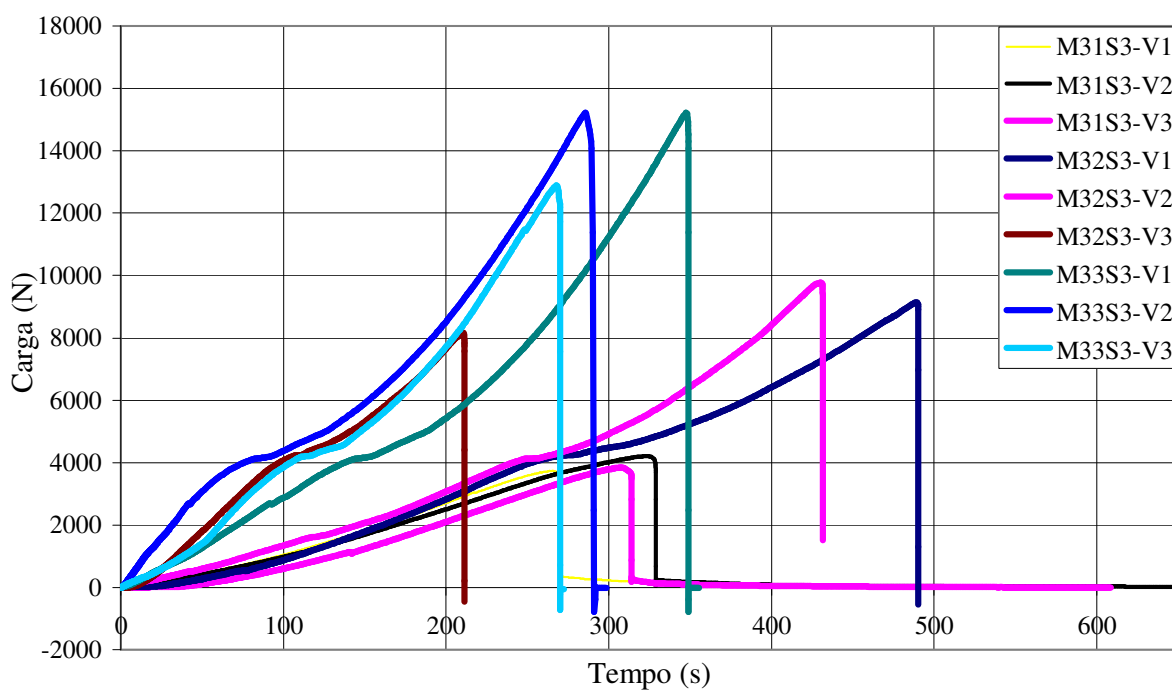


FIGURA 8.33 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S3 do Método 3, concreto C.

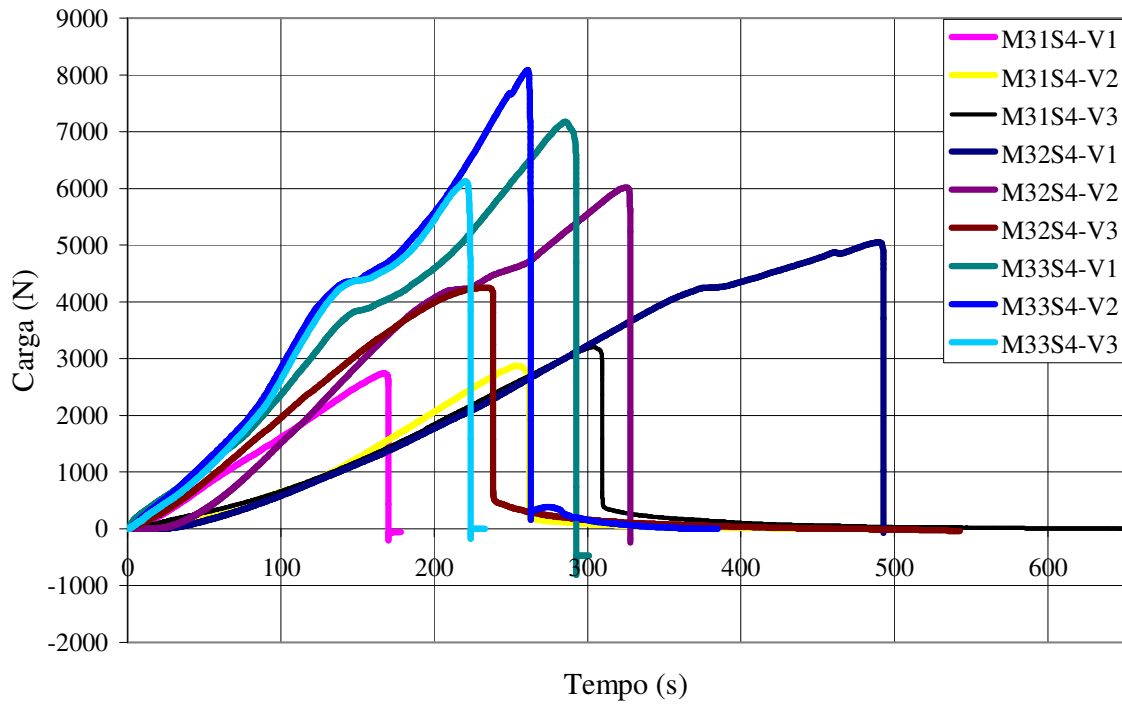


FIGURA 8.34 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S4 do Método 3, concreto C.

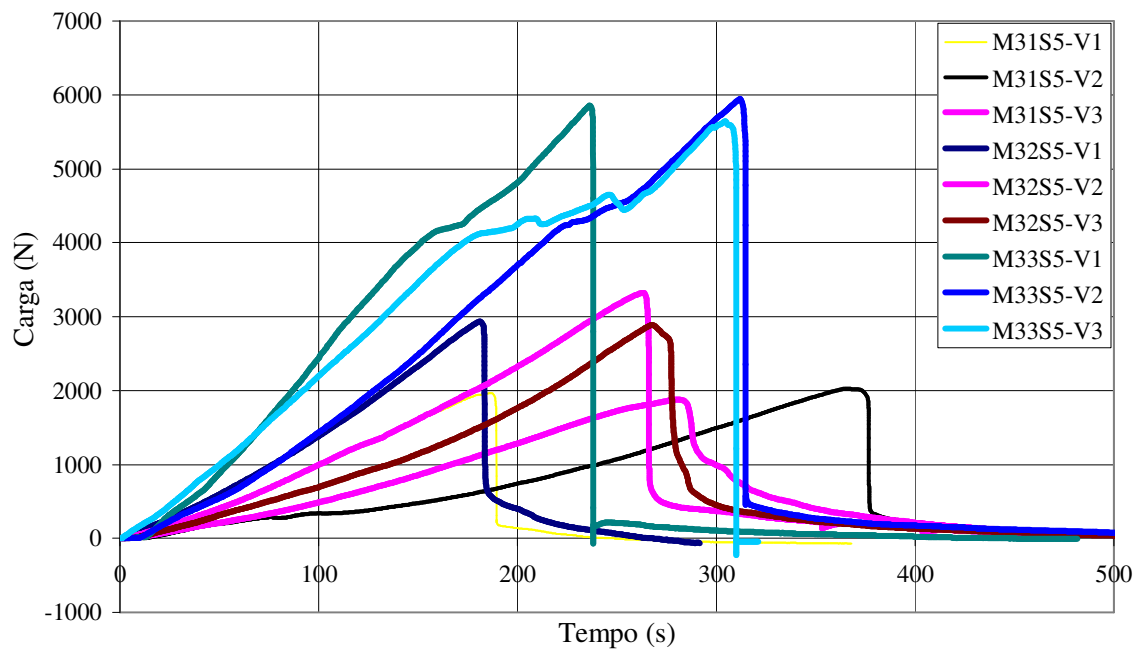


FIGURA 8.35 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S5 do Método 3, concreto B.

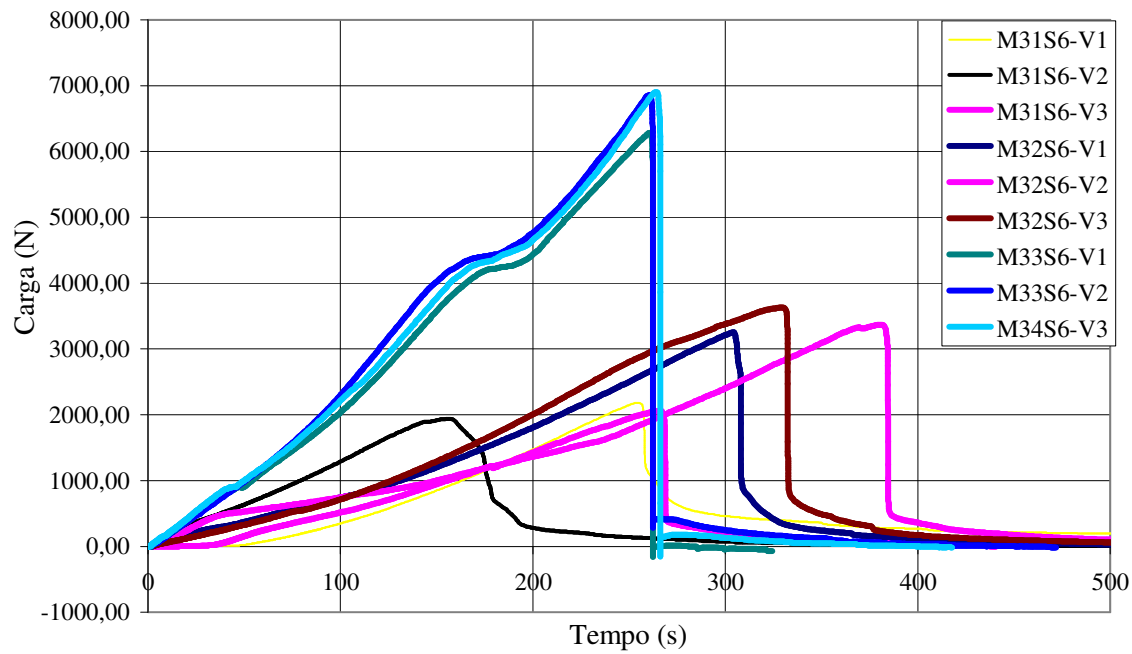


FIGURA 8.36 Curvas carga-tempo dos ensaios das vigas da série S6 do Método 3, concreto B.