

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS – UFMG

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

ESCOLA DE ENGENHARIA

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS
PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO
AUTOADENSÁVEL E DO CONCRETO
AUTOADENSÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS DE
AÇO**

ENG.: PAULO DE CASTRO GUETTI

ORIENTADOR: PROF. GABRIEL DE OLIVEIRA RIBEIRO, DSC

CO-ORIENTADOR: PROF. PEDRO SERNA ROS, DSC

BELO HORIZONTE - MG

FEVEREIRO 2012

Paulo de Castro Guetti

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS
PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO
AUTOADENSÁVEL E DO CONCRETO
AUTOADENSÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS DE
AÇO**

Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de doutor em Engenharia de Estruturas.

Área de concentração: Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Gabriel de Oliveira Ribeiro, DSc

Co-orientador: Prof. Pedro Serna Ros, DSc

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2012

À minha amada esposa Rita Carolina, aos meus pais Silvano Elio e Maria do Carmo e aos meus irmãos, Igor e Alessandra, por todo apoio e carinho nas horas mais difíceis.

AGRADECIMENTOS

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

Aos meus pais que sempre estiveram ao meu lado apoiando e ajudando em todas as coisas da vida.

À 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 Professor Gabriel, que me orientou com muita dedicação, confiança, paciência e sabedoria.

Al catedrático Pedro Serna, que me recibió y dirigió en España. Además me ha dicho y dado animo en las horas más difíciles.

Ao professor Hermes Aguiar Magalhães do Departamento de Engenharia Elétrica da UFMG pela ajuda e apoio ao projeto.

Aos professores do Departamento de Estruturas da UFMG pelos conhecimentos e ensinamentos transmitidos.

À Techsteel Integração de Sistemas LTDA, por meio do Eng. Vladimir Avelar, que apoiou o projeto e foi fundamental no desenvolvimento do *software* de correlação de imagem digital.

Ao Paulo Henrique Magalhães por todo o seu empenho em me auxiliar e programar o *software* de correlação de imagem digital.

Ao Departamento de Minas por ter cedido o laboratório e o suporte técnico para o corte das vigas, em especial aos laboratoristas Cleber e Ricardo.

Às “meninas” do departamento, Lucíola, Inês, Patrícia, Fátima e Iracema que sempre me apoiando e ajudando.

Ao laboratorista Geraldo, do Departamento de Engenharia de Estruturas, que mostrou uma grande dedicação ao projeto, nunca desanimando, mesmo durante as intermináveis horas de concretagem.

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

À LAFARGE pelo apoio no desenvolvimento do projeto, principalmente aos engenheiros Carlos Junior de Resende e Fabrícia Ferreira Passos, pela compreensão, pelo apoio em todos os momentos, e sobretudo, pela amizade.

Aos amigos feitos durante todo o percurso deste trabalho, em especial a Eduardo Lourenço, Rodrigo Sernizon, Samuel Penna e Airton Hugo.

Aos amigos de Brasília, Mauro Ferreira, Leandro Barreto, Sérgio Baeta, Carlos Eduardo Nerosky, que ainda me incentivam a voltar para a terrinha boa.

A los tíos de España que me han ayudado en la parte más difícil del trabajo. En especial a Samuel Arango, Andrés Caro, Andrea Ulloa, Yeside Alvarado y Erich David, por todo cariño y apoyo durante las amasadas, desmoldes y ensayos.

“Muitos problemas de importância em engenharia não podem ser eficientemente tratados por meios teóricos e, assim, as determinações experimentais tornam-se uma necessidade.”

Stephen Timoshenko

RESUMO

O objetivo principal deste trabalho é a análise experimental do comportamento mecânico do concreto autoadensável (CAA) e do concreto autoadensável reforçado com fibras de aço (CAARFA). Para isso, considerou-se a influência das seguintes variáveis no comportamento mecânico dos CAA: o diâmetro máximo do agregado, a composição granulométrica e a resistência à compressão. Nos CAARFA considerou-se também a influência da quantidade de fibras e do fator de forma das fibras, além das três variáveis anteriormente mencionadas. Foram realizados ensaios de flexão em três pontos em vigas com entalhe no meio do vão, para se determinar a energia de fratura dos CAA e a resistência residual dos CAARFA. No total foram confeccionados quatro tipos de CAA e oito tipos de CAARFA, assim como quatro tipos de concretos convencionais vibrados (CCV) e oito tipos de concretos convencionais vibrados reforçados com fibras de aço (CCVRFA), sendo que os CCV e os CCVRFA foram utilizados como concretos de referência. Os ensaios de caracterização do comportamento mecânico baseados na mecânica da fratura de materiais parcialmente frágeis foram realizados seguindo as metodologias propostas nas especificações RILEM 50-FMC, TC 89-FMT, TC 89-FMT que considera o efeito de tamanho; e a TC 162-TDF para concretos reforçados com fibras de aço. Os resultados destes ensaios são representados pelas curvas carga versus *CMOD* (deslocamento de abertura na boca da trinca). A resistência à compressão, a resistência à tração e o módulo de elasticidade foram determinados por meio de ensaios em corpos de prova cilíndricos (15 cm x 30 cm). Além disto, a resistência à compressão também foi determinada por meio de ensaios em corpos-de-prova cúbicos (10 cm de aresta). Além dos ensaios mencionados, utilizou-se uma metodologia de correlação de imagem digital e a técnica de emissão acústica para se avaliar a energia de fratura e o tamanho da zona de processo de fratura. A correlação de imagem digital, cujos resultados foram plenamente consistentes com os das demais metodologias usadas, mostrou-se como uma metodologia de baixo custo, eficiente e precisa, plenamente aplicável não só aos testes adotados neste trabalho, mas aos demais testes experimentais em corpos-de-prova no ambiente de laboratório, visando à caracterização de materiais.

Palavras chave: CCV, CAA, CCVRFA, CAARFA, comportamento mecânico, energia de fratura, resistência residual.

ABSTRACT

The main objective of this work is the experimental analysis of the mechanical behavior of self-compacting concrete (SCC) and steel fiber reinforced self-compacting concrete (SFRSCC). For this, we considered the influence of the following variables on the mechanical behavior of the CAA: the maximum diameter of the aggregate, the particle size distribution and compressive strength. In the SFRSCC case, further to the three variables mentioned above we also considered the influence of the amount of steel fibers and the aspect ratio of the fibers. In order to obtain the fracture energy of SCC and the residual strength of SFRSCC, several three point bending tests using beams with a notch at the middle span were performed. Four concrete mixtures were designed to produce the SCC and eight mixtures for the SFRSCC as well. Further, four and eight mixtures to obtain respectively conventional vibrated concretes (CVC) and steel fiber reinforced conventional vibrated concretes (SFRCVC) were designed. The vibrated concretes have been adopted as a reference in order to perform comparisons of the results. The tests for characterization of the mechanical concrete behavior, based on fracture mechanics of quasi-brittle materials, have been carried out according to the following RILEM specifications: 50-FMC, TC 89-FMT, TC 89-FMT, which takes into account the size effect, and the specification TC 162-TDF for steel fiber reinforced concretes. The experimental results of these tests are represented by load versus CMOD (crack mouth opening displacement) curves. The compressive and tensile tests and the test to obtain the Young's modulus of the concretes have been carried out on cylindrical specimens (15 cm x 30 cm). Additional tests on cubic specimens (with 10 cm edges) to determine the compressive of the concretes were also performed. In addition to the tests mentioned above, we used a method of digital image correlation and the technique of acoustic emission in order to evaluate the fracture energy and the size of the fracture process zone. The results from the digital image correlation were fully consistent with those obtained by means of other methods used in this research. The digital image correlation has been proved to be a low cost methodology, efficient and accurate, fully applicable not only to the types of testing adopted in this work, but also to several other experimental tests usually applied in the lab environment during the characterization of structural materials.

Word key: SCC, SFRC, SFRSCC, mechanics behavior, fracture energy, residual strength

SUMÁRIO

RESUMO	VIII
ABSTRACT	IX
SUMÁRIO.....	X
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
LISTA DE TABELAS.....	XXI
LISTA DE FIGURAS	XXIII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES.....	1
1.2 OBJETIVOS	8
1.3 ESTRUTURA DO TEXTO.....	9
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	10
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	10
2.2 CONCRETO AUTOADENSÁVEL	11
2.2.1 <i>Características do CAA no estado fresco</i>	11
2.2.1.1 Deformabilidade.....	13
2.2.1.2 Capacidade de passar por restrições	14
2.2.1.3 Resistência à segregação	15
2.2.1.4 Trabalhabilidade.....	15
2.2.2 <i>Materiais</i>	16
2.2.3 <i>Propriedades do CAA no estado endurecido</i>	16
2.3 ADIÇÃO DE FIBRAS CURTAS AOS CONCRETOS	21
2.4 MECÂNICA DA FRATURA PARA CONCRETO.....	25
2.4.1 <i>Modelos de fratura do concreto</i>	29
2.4.1.1 Modelo da trinca fictícia de HILLERBORG et al. (1976).....	29
2.4.1.2 Modelo de Dois Parâmetros de fratura de JENQ e SHAH (1985).....	33
2.4.1.3 Modelo do efeito de tamanho de BAŽANT et al. (1987)	36
2.4.2 <i>Capacidade de absorção de energia do concreto reforçado com fibras de aço</i>	39
2.4.3 <i>Emissão acústica</i>	44
2.4.4 <i>Correlação de Imagem digital</i>	49
2.4.5 <i>Variáveis que influenciam no processo de fratura do concreto</i>	50
2.4.6 <i>Variáveis que influenciam no processo de fratura do CRFA</i>	52
3. PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS	58
3.1 MATERIAL ANALISADO	58

3.2	CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL	59
3.2.1	<i>Materiais usados</i>	59
3.2.2	<i>Caracterização física</i>	60
3.2.3	<i>Agregados miúdos e graúdos</i>	61
3.2.4	<i>Fibras</i>	62
3.2.5	<i>Aditivos</i>	63
3.2.6	<i>Cimentos</i>	64
3.2.7	<i>Fíler</i>	65
3.3	DOSAGEM E PROCESSO DE CONCRETAGEM.....	66
3.3.1	<i>Concretos estudados</i>	66
3.3.2	<i>Dosagem</i>	70
3.3.3	<i>Montagem das fôrmas das vigas</i>	76
3.3.4	<i>Processo de concretagem</i>	77
3.4	CORPOS-DE-PROVA	83
3.4.1	<i>Vigas</i>	83
3.4.1.1	<i>Dimensões das vigas</i>	83
3.4.1.2	<i>Entalhe das vigas</i>	86
3.4.1.3	<i>Nomenclatura</i>	87
3.4.2	<i>Corpos-de-prova cilíndricos</i>	87
3.5	PROCEDIMENTOS DE ENSAIO	88
3.5.1	<i>Metodologia</i>	88
3.5.1.1	<i>RILEM 50-FMC (1985)</i>	89
3.5.1.2	<i>TC 89-FMT (1990) - Método de Dois Parâmetros</i>	92
3.5.1.3	<i>TC 89-FMT (1990) Método do Efeito de Tamanho</i>	97
3.5.1.4	<i>TC 162-TDF (2002)</i>	102
3.5.2	<i>Equipamentos</i>	104
3.5.2.1	<i>Sistema de aplicação de carga e sistema de aquisição de dados</i>	104
3.5.2.2	<i>Técnica de Emissão acústica</i>	106
3.5.2.3	<i>Técnica de correlação de imagens digitais</i>	108
3.5.3	<i>Ensaio em corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos</i>	111
3.5.4	<i>Ensaio em vigas de concreto</i>	113
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	116
4.1	PROPRIEDADES MECÂNICAS BÁSICAS	116
4.1.1	<i>Resistência à compressão</i>	120
4.1.1.1	<i>Concreto convencional vibrado e concreto autoadensável</i>	120
4.1.1.2	<i>CCVRFA e CAARFA</i>	126
4.1.2	<i>Módulo de elasticidade</i>	132
4.1.2.1	<i>Concreto convencional vibrado e concreto autoadensável</i>	132
4.1.2.2	<i>CCVRFA e CAARFA</i>	136

4.1.3	<i>Resistência à tração</i>	142
4.1.3.1	Concreto convencional vibrado e concreto autoadensável	142
4.1.3.2	CCVRFA e CAARFA	145
4.1.4	<i>Concretos sem fibras versus concretos reforçados com fibras</i>	149
4.1.4.1	Avaliação dos CCV versus CCVRFA	149
4.1.4.2	CAA versus CAARFA	151
4.2	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO COM BASE NA MECÂNICA DA FRATURA.....	154
4.2.1	<i>Parâmetros de fratura do CCV e do CAA</i>	155
4.2.1.1	Especificação 50-FMC (Método da Trinca Fictícia)	155
4.2.1.2	Especificação TC 89-FMT (Método de Dois Parâmetros).....	156
4.2.1.3	Especificação TC 89-FMT (Método do efeito de tamanho)	173
4.2.1.4	Emissão Acústica	185
4.2.2	<i>Parâmetros de fratura do CCVRFA e do CAARFA</i>	191
4.2.2.1	Especificação TC 162-TDF (UNE-14651)	192
4.2.2.2	Correlação de imagem digital e emissão acústica.....	218
4.2.2.3	Resistência residual em vigas com tamanhos diferentes.....	233
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	250
5.1	CONCLUSÕES	250
5.2	CONTRIBUIÇÕES ORIGINAIS.....	254
5.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	254
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	256
	ANEXO	280
	A. DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA DE CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL	280
	B. ANÁLISE DOS RESÍDUOS DO TRATAMENTO ESTATÍSTICOS	288
	B.1. ANÁLISE DOS RESÍDUOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	288
	B.2. ANÁLISE DOS RESÍDUOS DOS PARÂMETROS DE FRATURA DOS CCV E DOS CAA	290
	B.3. ANÁLISE DOS RESÍDUOS DOS PARÂMETROS DE FRATURA DOS CCVRFA E DOS CAARFA	296
	B.3.1. VIGAS TIPO 1	296
	B.3.2. VIGAS DE TAMANHOS DIFERENTES	306
	B.3.3. ZONA DE PROCESSO DE FRATURA	366

LISTA DE SÍMBOLOS

Capítulo 1

CAA	concreto autoadensável
CRFA	concreto reforçado com fibras de aço
I_N	índice de tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço
FT	fator de tenacidade à flexão do concreto reforçado com fibras de aço
CAARFA	concreto autoadensável reforçado com fibras de aço

Capítulo 2

CAA	concreto autoadensável
CAARFA	concreto autoadensável reforçado com fibras de aço
a/c	fator água/cimento
IFF	frequência fundamental interna
ZPF	Zona de Processo de Fratura
MFEL	mecânica da fratura elástico-linear
a/agl	fator água/aglomerante
G_q	taxa de liberação de energia
G_{Ic}	taxa de liberação de energia crítica da trinca efetiva
G_σ	energia equivalente a pressão coesiva e separar as novas superfícies
COD	(<i>crack opening displacement</i>) deslocamento de abertura da trinca
G_F	energia de fratura
f_t	resistência à tração do concreto
$\sigma(w)$	pressão de coesão na ponta da trinca fictícia
w	deslocamento de abertura na ponta da trinca
w_c	deslocamento de abertura crítica da trinca fictícia na ponta da trinca real
a_0	comprimento inicial da trinca
a_e	comprimento da trinca elástica efetiva
C_i	flexibilidade da curva de carregamento
C_u	flexibilidade da curva de descarregamento
P_u	carga de pico

K_I	fator de concentração de tensões no modo I
K_{IC}	fator de concentração de tensões crítico no modo I, tenacidade à fratura
CMOD	(<i>crack mouth opening displacement</i>) deslocamento de abertura da boca da trinca
CMOD ^p	Parcela plástica do CMOD
CMOD ^e	Parcela elástica do CMOD
CMOD _C	(<i>critical crack mouth opening displacement</i>) deslocamento crítico de abertura da boca da trinca
CTOD	(<i>crack tip opening displacement</i>) deslocamento de abertura na ponta da trinca
CTOD ^p	Parcela plástica do CTOD
CTOD ^e	Parcela elástica do CTOD
CTOD _C	(<i>crack tip opening displacement</i>) deslocamento crítico de abertura na ponta da trinca
G_f	taxa de liberação de energia crítica para corpo-de-prova de dimensões infinitas
c_f	comprimento da trinca elástica equivalente em corpo-de-prova de dimensões infinitas
$(\sigma_N)_u$	tensão nominal de falha na carga máxima
σ_N	tensão nominal
f'_t	resistência à tração do material
b	altura da seção transversal da viga
B e d_0	constantes empíricas, calculadas a partir de G_f e c_f
E'	módulo de elasticidade do concreto
α_0	relação entre o comprimento inicial da trinca, ou entalhe, e a altura da seção transversal da viga (a_0/b)
$g(\alpha_0)$	função relacionada ao fator geométrico
$g'(\alpha_0)$	primeira derivada de $g(\alpha_0)$
r	expoente utilizado para otimizar uma representação mais fiel do efeito de tamanho, sendo dependente da geometria do corpo-de-prova
a	comprimento da trinca
Δa	variação do comprimento da trinca

Δa_e	variação comprimento da trinca elástica efetiva
D	dimensão característica da estrutura
l	comprimento da Zona de Processo de Fratura
D_{BZ}^f	parcela de energia que provoca fissuração somente no concreto simples
D_{BZ2}^f e D_{BZ3}^f	parcela de energia absorvida pelos mecanismos associados às fibras
f_{eq}	resistência equivalente à tração na flexão
δ_2	flecha no estado limite de serviço
f_{eq2}	resistência equivalente à tração na flexão da flecha δ_2
δ_3	estado limite último
f_{eq3}	resistência equivalente à tração na flexão da flecha δ_3
L	vão livre da viga
b	largura da viga
h_{sp}	altura efetiva acima da região do entalhe da viga
f_{Ri}	resistência residual
F_{Ri}	valores de carga correspondentes a um determinado $CMOD_i$
$f_{ct,L}$	resistência no limite de proporcionalidade
F_L	carga no limite de proporcionalidade
δ_i	flecha na posição i
$CMOD_i$	$CMOD$ na posição i
EA	emissão acústica
$hits$	número de golpes ou eventos
A	amplitude da onda
$rise\ time$ (RT)	tempo do primeiro pico de amplitude até a amplitude máxima
AF	frequência média
RA	inclinação entre os picos de amplitude
CH	crístais de hidróxido de cálcio presentes no processo de hidratação do cimento

Capítulo 3

CCV	concreto convencional vibrado
CCVRFA	concreto convencional vibrado reforçado com fibras de aço
CAA	concreto autoadensável

CAARFA	concreto autoadensável reforçado com fibras de aço
CC	concreto convencional rotineiramente usado nas obras
CPM	concreto produzido pela indústria de pré-moldados
ℓ/d	fator de forma das fibras
ℓ	comprimento das fibras
d	diâmetro das fibras
Φ_{\max}	diâmetro máximo do agregado
y	porcentagem de material que passa por cada tamis de abertura “ d ”
d	abertura da tamis, em mm
D	tamanho máximo do agregado, em mm
a	parâmetro relacionado com a consistência do concreto
S	abatimento de tronco de cone
h	altura da seção transversal da viga
b	largura da seção transversal da viga
L	comprimento longitudinal da viga
a_0	profundidade do entalhe
S	vão livre entre os apoios
P_a	carga aplicada durante o ensaio
P_c	carga máxima obtida durante o ensaio
W	área sob a curva carga-flecha
A_{lig}	área efetiva na região a frente do entalhe na viga
P_w	peso próprio do corpo-de-prova
δ_0	deslocamento final da viga na ruptura
m	massa por unidade de comprimento
g	aceleração da gravidade (9,81 m/s)
M	massa da viga entre os apoios
HO	distância da face inferior da viga até o ponto médio do <i>clip gauge</i>
α_0	relação entre a profundidade do entalhe e a distância HO com a altura da seção transversal da viga $(a_0 + HO)/(h+HO)$
$V_I(\alpha_0)$	fator de forma do corpo-de-prova
a_c	trinca crítica efetiva

α_c	relação entre a trinca efetiva, com a distância HO e a altura da seção transversal da viga $(a_e + HO)/(h+HO)$
P_{max}	carga máxima obtida durante o ensaio
α	razão entre a trinca crítica elástica efetiva e a altura da viga ($\alpha = a_e/h$)
$F(\alpha)$	fator de forma do corpo-de-prova
β	relação entre o comprimento do entalhe e da trinca crítica elástica efetiva ($\beta = a_0/a_e$)
$Y = AX + C$	função linear de extrapolação
Y	ordenada da função de extrapolação
X	abscissa da função de extrapolação
A	inclinação da reta de regressão linear da função de extrapolação
C	ponto em que a reta de regressão da função de extrapolação corta o eixo Y
E_c	módulo de elasticidade do concreto
$g(\alpha_0)$	energia de fratura adimensional
α_0	razão entre o vão livre e a altura da viga ($\alpha_0 = a_0/h$)
w_A	dispersão da regressão linear
m	variação da espessura relativa da faixa de dispersão
w_C	dispersão do coeficiente que intercepta a linha de regressão
β	número de fragilidade da estrutura ($\beta = h/D_0$)
D_0	constante empírica calculada a partir do comprimento da trinca elástica efetiva
$g(\alpha_0)$	função de forma do corpo-de-prova
fps	fotos por segundo

Capítulo 4

CCV	concreto convencional vibrado
CCVRFA	concreto convencional vibrado reforçado com fibras de aço
CAA	concreto autoadensável
CAARFA	concreto autoadensável reforçado com fibras de aço
DT	transdutor de deslocamento
DP	desvio-padrão
CV	coeficiente de variação

f_c	resistência à compressão
GL	representa os graus de liberdade
$Seq SQ$	seqüência da soma quadrática
$Adj SQ$	ajuste parcial da soma quadrática
$Adj MQ$	ajuste da média quadrática
F	determina se o efeito causa um impacto significativo na medida
$P-\Delta$	indica com 95% de precisão se a variável é ou não significativa
γ_c	densidade do concreto
λ	relação entre valor experimental e valor estimado por uma formulação
M	valor experimental
VE	valor estimado por uma formulação
V30d12F	concreto convencional com resistência à compressão de 30 MPa, diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria fina
V30d20G	concreto convencional com resistência à compressão de 30 MPa, diâmetro máximo do agregado de 20 mm e granulometria grossa
V50d12G	concreto convencional com resistência à compressão de 50 MPa, diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria grossa
V50d20F	concreto convencional com resistência à compressão de 50 MPa, diâmetro máximo do agregado de 20 mm e granulometria fina
A30d12F	concreto autoadensável com resistência à compressão de 30 MPa, diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria fina
A30d20G	concreto autoadensável com resistência à compressão de 30 MPa, diâmetro máximo do agregado de 20 mm e granulometria grossa
A50d12G	concreto autoadensável com resistência à compressão de 50 MPa, diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria grossa
A50d20F	concreto autoadensável com resistência à compressão de 50 MPa, diâmetro máximo do agregado de 20 mm e granulometria fina
V30d12F-f40/45	concreto convencional com resistência à compressão de 30 MPa, diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria fina, 40 kg/m ³ de fibras e fibras com fator de forma de 45

V30d20G-f40/45 concreto convencional com resistência à compressão de 30 MPa, diâmetro máximo do agregado de 20 mm e granulometria grossa, 40 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 45

V50d12F-f40/65 concreto convencional com resistência à compressão de 50 MPa, diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria fina, 40 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 65

V50d20G-f40/65 concreto convencional com resistência à compressão de 50 MPa, diâmetro máximo do agregado de 20 mm e granulometria grossa, 40 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 65

V50d20F-f70/45 concreto convencional com resistência à compressão de 50 MPa, diâmetro máximo do agregado de 20 mm e granulometria fina, 70 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 45

V50d12G-f70/45 concreto convencional com resistência à compressão de 50 MPa, diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria grossa, 70 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 45

V30d20F-f70/65 concreto convencional com resistência à compressão de 30 MPa, diâmetro máximo do agregado de 20 mm e granulometria fina, 70 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 65

V30d12G-f70/65 concreto convencional com resistência à compressão de 30 MPa, diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria grossa, 70 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 65

A30d12F-f40/45 concreto autoadensável com resistência à compressão de 30 MPa, diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria fina, 40 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 45

A30d20G-f40/45 concreto autoadensável com resistência à compressão de 30 MPa, diâmetro máximo do agregado de 20 mm e granulometria grossa, 40 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 45

A50d12F-f40/65 concreto autoadensável com resistência à compressão de 50 MPa, diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria fina, 40 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 65

A50d20G-f40/65 concreto autoadensável com resistência à compressão de 50 MPa, diâmetro máximo do agregado de 20 mm e granulometria grossa, 40 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 65

A50d20F-f70/45 concreto autoadensável com resistência à compressão de 50 MPa, diâmetro máximo do agregado de 20 mm e granulometria fina, 70 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 45

A50d12G-f70/45 concreto autoadensável com resistência à compressão de 50 MPa, diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria grossa, 70 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 45

A30d20F-f70/65 concreto autoadensável com resistência à compressão de 30 MPa, diâmetro máximo do agregado de 20 mm e granulometria fina, 70 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 65

A30d12G-f70/65 concreto autoadensável com resistência à compressão de 30 MPa, diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria grossa, 70 kg/m³ de fibras e fibras com fator de forma de 65

E_f módulo de elasticidade das fibras de aço

E_m módulo de elasticidade da matriz de concreto

V_f volume unitário de fibras em relação ao volume total de concreto

η coeficiente de eficácia das fibras na matriz de concreto

f_t resistência à tração

Q comprimento característico do concreto, segundo JENQ e SHAH (1985)

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1. Variáveis de interesse.....	59
Tabela 3.2. Composição granulométrica do cimento e do filer.....	61
Tabela 3.3. Densidade dos materiais.....	61
Tabela 3.4. Propriedades das fibras.....	63
Tabela 3.5. Características dos aditivos.....	64
Tabela 3.6. Propriedades físico-químicas dos cimentos.....	65
Tabela 3.7. Matriz ortogonal (“ <i>orthogonal arrays</i> ”) L8, com cinco fatores com dois níveis cada.....	68
Tabela 3.8. Matriz ortogonal de interação.....	68
Tabela 3.9. Tipos de concretos sem fibras e sua nomenclatura.....	69
Tabela 3.10. Tipos de concretos reforçados com fibras de aço e sua nomenclatura.....	69
Tabela 3.11. Parâmetro “ <i>a</i> ” da curva de Bolomey.....	71
Tabela 3.12. Proporção das britas em função do diâmetro máximo e granulometria.....	74
Tabela 3.13. Valores de “ <i>a</i> ” para os concretos confeccionados.....	75
Tabela 3.14. Dosagem dos CCV e dos CAA.....	75
Tabela 3.15. Dosagem dos CCVRFA.....	76
Tabela 3.16. Dosagem dos CAARFA.....	76
Tabela 3.17. Métodos de ensaio e as respectivas dimensões dos corpos-de-prova.....	84
Tabela 4.1. Limites estabelecidos para o critério de qualidade.....	117
Tabela 4.2. Resistência média à compressão, à tração e módulo de elasticidade dos CCV e dos CAA.....	118
Tabela 4.3. Resistência média à compressão, à tração e módulo de elasticidade dos CCVRFA e CAARFA.....	119
Tabela 4.4. Análise de variância (ANOVA) da resistência à compressão média dos corpos-de-prova cúbicos dos CCV.....	122
Tabela 4.5. Análise de variância (ANOVA) da resistência à compressão média dos corpos-de-prova cúbicos dos CAA.....	125
Tabela 4.6. Análise de variância (ANOVA) da resistência à compressão média dos corpos-de-prova cúbicos dos CCVRFA.....	130
Tabela 4.7. Análise de variância (ANOVA) da resistência à compressão média dos corpos-de-prova cúbicos dos CAARFA.....	131
Tabela 4.8. Formulações para previsão do módulo de elasticidade.....	133
Tabela 4.9. Formulações para estimativa da resistência à tração.....	143
Tabela 4.10. Parâmetros médios de fratura dos CCV em função do tamanho do corpo-de-prova.....	160
Tabela 4.11. Parâmetros médios de fratura dos CAA em função do tamanho do corpo-de-prova.....	161
Tabela 4.12. Parâmetros médios de fratura considerando todas as vigas dos CCV e dos CAA.....	162
Tabela 4.13. Análise de variância (ANOVA) da tenacidade crítica à fratura dos CCV.....	164
Tabela 4.14. Análise variância (ANOVA) do $CTOD_C$ dos CCV.....	165
Tabela 4.15. Análise variância (ANOVA) da tenacidade crítica à fratura dos CAA.....	167
Tabela 4.16. Análise variância (ANOVA) do $CTOD_C$ dos CAA.....	168

Tabela 4.17. Análise variância (ANOVA) do comprimento característico dos CCV.....	170
Tabela 4.18. Análise variância (ANOVA) do comprimento característico dos CAA.....	171
Tabela 4.19. Parâmetros de fratura determinados utilizando a Especificação TC 89-FMT.....	176
Tabela 4.20. Resultados de EA das vigas Tipo 4, 5 e 6 do V30d12F.....	186
Tabela 4.21. Resultados de EA dos CCV.....	188
Tabela 4.22. Resultados de EA dos CAA.....	188
Tabela 4.23. Resultados médios de resistência limite de proporcionalidade e resistência residual dos CCVRFA.....	198
Tabela 4.24. Resultados médios de resistência limite de proporcionalidade e resistência residual dos CAARFA.....	199
Tabela 4.25. Análise variância (ANOVA) da f_{ctL} dos CCVRFA.....	206
Tabela 4.26. Análise variância (ANOVA) do f_{R1} dos CCVRFA.....	208
Tabela 4.27. Análise variância (ANOVA) do f_{R2} dos CCVRFA.....	209
Tabela 4.28. Análise variância (ANOVA) do f_{R4} dos CCVRFA.....	211
Tabela 4.29. Análise variância (ANOVA) da f_{ctL} dos CAARFA.....	212
Tabela 4.30. Análise variância (ANOVA) do f_{R1} dos CAARFA.....	214
Tabela 4.31. Análise variância (ANOVA) do f_{R2} dos CAARFA.....	215
Tabela 4.32. Análise variância (ANOVA) do f_{R4} dos CAARFA.....	217
Tabela 4.33. Resultados médios dos parâmetros de resistência limite de proporcionalidade e residual dos CCVRFA.....	236
Tabela 4.34. Resultados médios dos parâmetros de resistência limite de proporcionalidade e residual dos CAARFA.....	237
Tabela 4.35. Valores de $P-\Delta$ da análise de variância (ANOVA) para os CCVRFA.....	240
Tabela 4.36. Valores de $P-\Delta$ da análise de variância (ANOVA) para os CAARFA.....	241
Tabela 4.37. Comprimento médio da ZPF dos CCVRFA e dos CAARFA.....	246
Tabela 4.38. Análise variância (ANOVA) do comprimento da ZPF dos CCVRFA.....	246
Tabela 4.39. Análise variância (ANOVA) do comprimento da ZPF dos CAARFA.....	248

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Lançamento do concreto autoadensável (a) concreto se adensando com seu peso próprio (b) facilidade no espalhamento e adensamento do concreto autoadensável....	2
Figura 1.2. Estrutura em forma de “iglu”, concretada com CAA.....	3
Figura 1.3. Aplicação do concreto reforçado com fibras de aço (a) Oceanográfico de Valência na Espanha (b) Aduelas de concreto reforçado com fibras de aço utilizadas em túneis.....	5
Figura 2.1. Módulo de elasticidade versus resistência à compressão, em função do tipo de cura.....	17
Figura 2.2. Curva tensão de tração-deformação, para concretos com elevados e baixos volumes de fibras.....	23
Figura 2.3. Processo de fissuração do concreto convencional e do concreto reforçado com fibras de aço.....	24
Figura 2.4. Mecanismos de concreto de propagação de fissuras.....	24
Figura 2.5. Mecanismos da Zona de Processo de Fratura.....	28
Figura 2.6. Ensaio realizado por HILLERBORG et al. (1976) (a) Chapa de concreto tracionada (b) curva tensão <i>versus</i> deformação.....	30
Figura 2.7. (a) Propriedades de deformação do material fora da ZPF (b) Deformações absolutas dentro da ZPF.....	31
Figura 2.8. Zona coesiva na ponta da trinca.....	32
Figura 2.9. (a) Flexibilidade de uma estrutura de concreto (b) Início da propagação da trinca.....	34
Figura 2.10. (a) Curva carga-CMOD (b) Modelo da trinca elástica equivalente.....	35
Figura 2.11. Lei do efeito de escala.....	36
Figura 2.12. Domínio de cada uma das teorias.....	39
Figura 2.13. Curva carga-flecha de corpos-de-prova de CRFA (a) Propagação de uma única trinca (b) Propagação de varias trincas.....	40
Figura 2.14. Curva carga-flecha do CRFA, a parcela de absorção de energia do concreto é indicada na figura por D_{BZ}^f	41
Figura 2.15. Curva carga-flecha do CRFA, parcela de energia absorvida D_{BZ2}^f e carga F_{R1} , correspondente ao deslocamento δ_{R1}	42
Figura 2.16. Curva carga-flecha do CRFA, parcela de energia absorvida D_{BZ3}^f e F_{R4} , correspondente ao deslocamento δ_{R4}	42
Figura 2.17. Curva carga-CMOD do CRFA.....	43
Figura 2.18. Sinais de EA durante a propagação da trinca no concreto.....	45
Figura 2.19. Modo I e Modo II durante a propagação da fissura.....	48
Figura 2.20. Interface entre a fibra e a pasta de cimento.....	52
Figura 2.21. Processo de arrancamento das fibras com ganchos.....	54
Figura 2.22. Mobilidade das fibras dentro da matriz de concreto (a) concreto autoadensável reforçado com fibras de aço (b) concreto convencional reforçado com fibras de aço.....	55
Figura 2.23. Efeito do diâmetro máximo do agregado na mobilidade das fibras.....	56
Figura 3.1. Curvas granulométricas dos agregados.....	60
Figura 3.2. (a) dobras de ancoragem das fibras (b) fibras 65/40 em pastilhas solúveis.....	63
Figura 3.3. Aditivos utilizados: à esquerda superplastificante (Glenium C355), à direita plastificante (Pozzolith 651N).....	64

Figura 3.4. Fíler calcário usado.....	65
Figura 3.5. Composição granulométrica dos agregados dos: (a) CCV (b) CAA (c) CCVRFA.....	72
Figura 3.6. Composição granulométrica dos agregados dos: (d) CCVRFA (e) CAARFA (f) CAARFA.....	73
Figura 3.7. Fôrmas montadas sobre chapa de aço, juntamente com perfis metálico.....	77
Figura 3.8. Betoneira de eixo vertical.....	77
Figura 3.9. (a) materiais dosados (b) controle da umidade da areia.....	78
Figura 3.10. (a) abatimento de tronco de cone (b) teste de espalhamento.....	79
Figura 3.11. Transporte do CAA e do CAARFA para o local de concretagem.....	79
Figura 3.12. (a) vibrador de agulha (b) concreto sendo vibrado.....	80
Figura 3.13. (a) CAA sendo agitado antes do lançamento (b) concreto sendo lançado na fôrma.....	81
Figura 3.14. Corpos-de-prova cúbicos.....	81
Figura 3.15. (a) Corpos-de-prova após a concretagem, antes de serem cobertos com plástico (b) Corpos-de-prova cobertos com plástico.....	82
Figura 3.16. Armazenamento dos corpos-de-prova.....	82
Figura 3.17. Dimensões básicas das vigas (a) Viga 1 (b) Viga 3 (c) Viga 2 (d) Viga 4....	85
Figura 3.18. (a) serra de mesa com disco adiamantado de 5 mm de espessura (b) serra manual com disco adiamantado de 2,5 mm de espessura.....	86
Figura 3.19. Corpo-de prova de viga com a respectiva nomenclatura utilizada.....	87
Figura 3.20. Corpos-de-prova cilíndricos ainda na fôrma.....	87
Figura 3.21. Corpo-de-prova para ensaio de flexão em três pontos.....	89
Figura 3.22. Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento.....	90
Figura 3.23. Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento considerando o efeito do peso próprio.....	92
Figura 3.24. Relação entre <i>CMOD</i> e <i>CTOD</i>	93
Figura 3.25. Gráfico carga <i>versus</i> <i>CMOD</i>	94
Figura 3.26. Esquema de ensaio e medição do <i>CMOD</i>	94
Figura 3.27. Reta tangente ao carregamento C_i e reta tangente ao descarregamento C_u da curva carga <i>versus</i> <i>CMOD</i>	96
Figura 3.28. Reta de regressão linear.....	100
Figura 3.29. Dispersão dos resultados.....	101
Figura 3.30. Curva carga <i>versus</i> <i>CMOD</i> do CRFA determinada experimentalmente.....	103
Figura 3.31. Curva carga <i>versus</i> <i>CMOD</i> , cargas correspondentes aos valores de <i>CMOD</i> utilizadas no cálculo da resistência residual.....	104
Figura 3.32. (a) pórtico com sistema de aplicação de carga de 200 kN (b) pórtico com sistema de aplicação de carga de 500 kN (c) equipamentos e acessórios usados nos ensaios.....	105
Figura 3.33. (a) sistema manual de aplicação de carga à direita e conjunto sistema de aquisição de dados/computador à esquerda (b) mecanismo de direcionamento do fluxo de óleo, permite a escolha do pórtico a ser utilizado.....	106
Figura 3.34. (a) equipamento de EA, AMSY-5 M6 (b) pré-amplificador.....	107
Figura 3.35. Fixação dos transdutores de EA nas vigas.....	107
Figura 3.36. Filmadora utilizada para filmar a superfície de fratura dos corpos-de-prova.....	108
Figura 3.37. <i>Software</i> de correlação de imagem digital parte 4 – apresentação dos resultados.....	109

Figura 3.38. Superfície da viga sendo filmada.....	110
Figura 3.39. Ensaio de compressão axial. (a) cilindro de 15 x 30 cm ² (b) cubo com 10 cm de aresta.....	112
Figura 3.40. Ensaio de módulo de elasticidade. (a) corpo-de-prova com <i>clip gauges</i> (b) máquina servo-controlada.....	112
Figura 3.41. Ensaio de compressão diametral.....	113
Figura 4.1. Resistência média à compressão (corpos-de-prova cilíndricos) <i>versus</i> fator <i>a/c</i> dos CCV e dos CAA.....	120
Figura 4.2. Resistência média à compressão (corpos-de-prova cúbicos) <i>versus</i> fator <i>a/c</i> dos CCV e dos CAA.....	121
Figura 4.3. Resistência média à compressão dos CCV <i>versus</i> variáveis de interesse.....	123
Figura 4.4. Análise dos resíduos da resistência à compressão do CCV. (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação.....	124
Figura 4.5. Resistência média à compressão dos CAA <i>versus</i> variáveis de interesse.....	126
Figura 4.6. Resistência média à compressão (corpos-de-prova cilíndricos) <i>versus</i> fator <i>a/c</i> dos CCVRFA e dos CAARFA.....	127
Figura 4.7. Resistência média à compressão (corpos-de-prova cúbicos) <i>versus</i> fator <i>a/c</i> dos CCVRFA e dos CAARFA, com 40 kg/m ³ de fibras.....	128
Figura 4.8. Resistência média à compressão (corpos-de-prova cúbicos) <i>versus</i> fator <i>a/c</i> dos CCVRFA e dos CAARFA, com 70 kg/m ³ de fibras.....	129
Figura 4.9. Resistência média à compressão dos CCVRFA <i>versus</i> variáveis de interesse.....	130
Figura 4.10. Resistência média à compressão dos CAARFA <i>versus</i> variáveis de interesse.....	132
Figura 4.11. Módulo de elasticidade <i>versus</i> resistência média à compressão do CCV e do CAA.....	133
Figura 4.12. (a) Valores de λ para os CCV (b) Valores de λ para os CAA.....	135
Figura 4.13. (a) Módulo de elasticidade <i>versus</i> resistência média à compressão dos CCVRFA e dos CAARFA, com 40 kg/m ³ de fibras (b) Módulo de elasticidade <i>versus</i> resistência média à compressão dos CCVRFA e dos CAARFA, com 70 kg/m ³ de fibras.....	137
Figura 4.14. Módulo de elasticidade <i>versus</i> resistência média à compressão dos CCVRFA e dos CAARFA, com 40 kg/m ³ de fibras.....	139
Figura 4.15. Módulo de elasticidade <i>versus</i> resistência média à compressão dos CCVRFA e dos CAARFA, com 70 kg/m ³ de fibras.....	140
Figura 4.16. λ do Módulo de elasticidade do CCVRFA e do CAARFA. (a) módulo de elasticidade médio dos CCVRFA comparados com as formulações das normas (b) módulo de elasticidade médio dos CAARFA comparados com as formulações das normas.....	141
Figura 4.17. Resistência média à tração <i>versus</i> resistência média à compressão dos CCV e dos CAA.....	143
Figura 4.18. Valores de λ da resistência à tração (a) CCV (b) CAA.....	144
Figura 4.19. Resistência média à tração <i>versus</i> resistência média à compressão dos CCVRFA e dos CAARFA, com 40 kg/m ³ de fibras.....	146
Figura 4.20. Resistência média à tração <i>versus</i> resistência média à compressão dos CCVRFA e dos CAARFA, com 70 kg/m ³ de fibras.....	146
Figura 4.21. Valores de λ da resistência à tração do CCVRFA.....	148
Figura 4.22. Valores de λ da resistência à tração do CAARFA.....	148

Figura 4.23. Resistência média à compressão versus fator a/c dos CCV e dos CCVRFA.....	149
Figura 4.24. Módulo de elasticidade versus resistência à compressão dos CCV e dos CCVRFA.....	150
Figura 4.25. Resistência à tração versus resistência à compressão dos CCV e dos CCVRFA.....	151
Figura 4.26. Resistência à compressão versus fator a/c dos CAA e dos CAARFA.....	152
Figura 4.27. Módulo de elasticidade versus resistência à compressão dos CAA e dos CAARFA.....	153
Figura 4.28. Resistência à tração versus resistência à compressão dos CAA e dos CAARFA.....	153
Figura 4.29. Curva carga- $CMOD$ da viga Tipo 2 (a) concretos CCV e CAA de resistência à compressão de 30 MPa (b) concretos CCV e CAA de resistência à compressão de 50 MPa.....	155
Figura 4.30. Curva carga- $CMOD$ da viga 3 (a) concretos CCV e CAA de resistência à compressão de 30 MPa (b) concretos CCV e CAA de resistência à compressão de 50 MPa (c) retas utilizadas para determinar C_i e C_u no A30d12F (d) retas utilizadas para determinar C_i e C_u no A30d12F.....	157
Figura 4.31. Valores médios de $CTOD_C$ versus K_{IC} para os diversos tamanhos dos corpos-de-prova (a) V30d12F (b) V30d20G.....	158
Figura 4.32. Valores médios de $CTOD_C$ versus K_{IC} para os CCV e os CAA.....	159
Figura 4.33. CAA (a) K_{IC} versus f_c dos CCV e dos CAA (b) $CTOD_C$ versus f_c dos CCV e dos CAA.....	162
Figura 4.34. (a) K_{IC} versus f_t dos CCV e dos CAA (b) $CTOD_C$ versus f_t dos CCV e dos CAA.....	163
Figura 4.35. (a) gráfico K_{IC} versus E dos CCV e dos CAA (b) $CTOD_C$ versus E dos CCV e dos CAA.....	163
Figura 4.36. K_{IC} médio dos CCV versus variáveis de interesse.....	165
Figura 4.37. Valores médios de $CTOD_C$ dos CCV versus variáveis de interesse.....	166
Figura 4.38. K_{IC} médio dos CAA versus variáveis de interesse.....	167
Figura 4.39. Valores médios de $CTOD_C$ dos CAA versus variáveis de interesse.....	168
Figura 4.40. Valores médios de Q , K_{IC} e $CTOD_C$ (a) CCV (b) CAA.....	169
Figura 4.41. Valores médios de Q dos CCV versus variáveis de interesse.....	171
Figura 4.42. Valores médios de Q dos CAA versus variáveis de interesse.....	172
Figura 4.43. Curva carga- $CMOD$ das vigas Tipo 4, 5 e 6 do V50d20F e do A50d20F...174	
Figura 4.44. Gráfico da análise de regressão dos dados obtidos (a) CCV (b) CAA.....	175
Figura 4.45. (a) Gráfico de G_f versus resistência à compressão dos CCV e dos CAA (b) Gráfico de c_f versus resistência à compressão dos CCV e dos CAA.....	177
Figura 4.46. (a) G_f versus resistência à tração dos CCV e dos CAA (b) c_f versus resistência à tração dos CCV e dos CAA.....	178
Figura 4.47. (a) G_f versus módulo de elasticidade dos CCV e dos CAA (b) c_f versus módulo de elasticidade dos CCV e dos CAA.....	178
Figura 4.48. (a) Energia de fratura versus diâmetro máximo dos agregados (b) Energia de fratura versus relação brita/areia.....	179
Figura 4.49. (a) Superfície de ruptura do CCV (acima) e do CAA (debaixo) (b) Detalhe ampliado.....	181
Figura 4.50. Composição granulométrica do V50d12G e do A50d12G.....	182

Figura 4.51. (a) Efeito de tamanho dos CCV (b) Efeito de tamanho dos CAA.....	183
Figura 4.52. Ensaio de EA na viga 6 do V30d12F (a) Gráfico de carga- <i>hits</i> -tempo (b) Gráfico carga-amplitude-tempo (c) Gráfico carga-duração-tempo (d) Gráfico carga-energia-tempo.....	187
Figura 4.53. Curvas carga- <i>CMOD</i> das vigas Tipo 1 (a) CCVRFA de resistência alvo de dosagem à compressão de 30 MPa (b) CAARFA de resistência alvo de dosagem à compressão de 30 MPa (c) CCVRFA de resistência alvo de dosagem à compressão de 50 MPa (d) CAARFA de resistência alvo de dosagem à compressão de 50 MPa.....	193
Figura 4.54. (a) Curva carga- <i>CMOD</i> das vigas Tipo 1 dos CCVRFA com resistência à compressão de 30 MPa (b) Curva carga- <i>CMOD</i> das vigas Tipo 1 dos CAARFA com resistência à compressão de 30 MPa (c) Curva carga- <i>CMOD</i> das vigas Tipo 1 dos CCVRFA com resistência à compressão de 50 MPa (d) Curva carga- <i>CMOD</i> das vigas Tipo 1 dos CAARFA com resistência à compressão de 50 MPa.....	196
Figura 4.55. Valores médios de f_{RI} e f_{R4} versus resistência à compressão (a) f_{RI} versus resistência à compressão (b) f_{R4} versus resistência à compressão dos CCVRFA (c) f_{RI} versus resistência à compressão dos CAARFA (d) f_{R4} versus resistência à compressão dos CAARFA.....	200
Figura 4.56. Superfície fraturada mostrando fibras retificadas por arrancamento.....	203
Figura 4.57. (a) f_{RI} versus resistência à tração dos CCVRFA (b) f_{R4} versus resistência à tração dos CCVRFA (c) f_{RI} versus resistência à tração dos CAARFA (d) f_{R4} versus resistência à tração dos CAARFA.....	203
Figura 4.58. (a) f_{RI} versus módulo de elasticidade dos CCVRFA (b) f_{R4} versus módulo de elasticidade dos CCVRFA (c) f_{RI} versus módulo de elasticidade dos CAARFA (d) f_{R4} versus módulo de elasticidade dos CAARFA.....	205
Figura 4.59. f_{cIL} médio dos CCVRFA versus variáveis de interesse.....	207
Figura 4.60. f_{RI} médio dos CCVRFA versus variáveis de interesse.....	208
Figura 4.61. f_{R2} médio dos CCVRFA versus variáveis de interesse.....	210
Figura 4.62. f_{R4} médio dos CCVRFA versus variáveis de interesse.....	211
Figura 4.63. f_{cIL} médio dos CAARFA versus variáveis de interesse.....	213
Figura 4.64. f_{RI} médio dos CAARFA versus variáveis de interesse.....	214
Figura 4.65. f_{R2} médio dos CAARFA versus variáveis de interesse.....	216
Figura 4.66. f_{R4} médio dos CAARFA versus variáveis de interesse.....	217
Figura 4.67. Correlação entre pixel e milímetros.....	219
Figura 4.68. Curva carga- <i>CMOD</i>	220
Figura 4.69. (a) Correlação da imagem digital, determinação do valor de Δa (b) Gráfico <i>CMOD</i> versus Δa do CCVRFA.....	221
Figura 4.70. Gráfico <i>CMOD</i> versus Δa do CAARFA.....	222
Figura 4.71. Mecanismo da ZPF atuando durante a propagação da trinca versus Costura da trinca pelas fibras.....	225
Figura 4.72. Resultado dos ensaio de EA dos CCVRFA (a) Gráfico de carga- <i>hits</i> -tempo do V30d20G-f40/45 (b) Gráfico carga- <i>hits</i> -tempo do V50d20F-f70/45 (c) Gráfico carga-energia-tempo do V30d20G-f40/45 (d) Gráfico carga-energia-tempo do V50d20F-f70/45.....	227
Figura 4.73. Resultado dos ensaios de EA dos CCVRFA (a) Gráfico carga-amplitude-tempo do V30d20G-f40/45 (b) Gráfico carga-amplitude-tempo do V50d20F-f70/45 (c) Gráfico carga-duração-tempo do V30d20G-f40/45 (d) Gráfico carga-duração-tempo do V50d20F-f70/45.....	228

Figura 4.74. Resultado dos ensaios de EA dos CAARFA (a) Gráfico de carga- <i>hits</i> -tempo do A50d20F-f70/45 (b) Gráfico carga-energia-tempo do A50d20F-f70/45.....	229
Figura 4.75. Resultado dos ensaios de EA dos CAARFA (a) Gráfico carga-amplitude-tempo do A50d20F-f70/45 (b) Gráfico carga-duração-tempo do A50d20F-f70/45.....	230
Figura 4.76. Curva frequência média versus <i>RA</i> do V30d12F-f40/45.....	231
Figura 4.77. Curva carga- <i>CMOD</i> das vigas Tipo 4, 5 e 6 do V30d20G-f40/45 e do A30d20G-f40/45.....	234
Figura 4.78. (a) Curva carga- <i>CMOD</i> das vigas 4, 5 e 6 do V50d12F-f40/65 e do V30d12G-f70/65 (b) Curva carga- <i>CMOD</i> das vigas 4, 5 e 6 do A50d20G-f40/65 e do A30d20G-f40/45.....	235
Figura 4.79. Correlação do <i>CMOD_{DT}</i> medido pelo DT para o <i>CMOD</i> na face inferior da viga.....	238
Figura 4.80. (a) Curva σ - <i>CMOD</i> do V30d12G-f70/65, para <i>CMOD</i> máximo igual a 0,5 mm (b) Curva σ - <i>CMOD</i> do V30d12G-f70/65, para <i>CMOD</i> máximo igual a 3,5 mm (c) Curva σ - <i>CMOD</i> do A50d12G-f70/45, para <i>CMOD</i> máximo igual a 0,5 mm (d) Curva σ - <i>CMOD</i> do A50d12G-f70/45, para <i>CMOD</i> máximo igual a 3,5 mm.....	239
Figura 4.81. (a) Indicação previa do caminho da trinca (b) trinca já propagada.....	245
Figura 4.82. Análise conjunta da correlação de imagem digital, emissão acústica e a curva carga- <i>CMOD</i>	244
Figura 4.83. (a) Curva Δa versus <i>CMOD</i> dos CCVRFA (b) Curva Δa versus <i>CMOD</i> dos CAARFA.....	245
Figura 4.84. Comprimento médio da ZPF dos CCVRFA versus variáveis de interesse...	247
Figura 4.85. Comprimento médio da ZPF dos CAARFA versus variáveis de interesse..	248

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações preliminares

A construção civil, na atualidade, está passando por um processo de industrialização, em que os processos executivos estão se tornando cada vez mais rápidos, práticos e menos dispendiosos. Além disso, um processo mais industrializado nas construções melhora a qualidade dos elementos estruturais e reduz a quantidade de operários.

O emprego do concreto autoadensável (CAA) na construção civil encaixa-se perfeitamente neste contexto de industrialização. A sua utilização de forma racional e planejada pode levar à redução dos custos a partir do aumento da eficiência do processo de concretagem, facilitando as atividades de lançamento e adensamento, além de diminuir os desperdícios e melhorar as condições de trabalho no canteiro de obra (FIG. 1.1).

O CAA é um concreto altamente fluido e viscoso, com coesão suficiente para se evitar a segregação dos agregados durante a concretagem. O CAA compacta-se por meio de seu peso próprio, não sendo necessária a vibração ou compactação externa durante o processo de modelagem das peças de concreto. O CAA também possui a capacidade de preencher todos os espaços nas fôrmas e envolver as barras de aço, permitindo a sua aplicação em condições antes improváveis para o concreto.



Figura 1.1. Lançamento do concreto autoadensável (a) concreto se adensando com seu peso próprio (b) facilidade no espalhamento e adensamento do concreto autoadensável

FONTE: CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO CIVIL, 2005. pp. 6.

O desenvolvimento do CAA pode ser considerado como um dos mais importantes na indústria da construção civil na atualidade (BROUWERS et al., 2005). O CAA apresenta uma série de vantagens tais como: redução nos prazos de construção; economia de mão-de-obra no canteiro; melhoria no acabamento final da superfície; aumento de durabilidade em função do melhor adensamento; maior liberdade no projeto e montagem de fôrmas; facilidade no processo de concretagem de peças com seção reduzida; eliminação do ruído decorrente da vibração; torna o local de trabalho mais seguro, em função da diminuição do número de trabalhadores; ganho ecológico pela economia de energia; possibilidade de redução dos custos finais da obra. Devido a estas vantagens, o CAA desenvolveu-se intensa e rapidamente em muitos países. PERSSON (2003) afirma que o CAA já representava 5 % da produção total de concreto na Suécia no ano de 2003, e estima que algumas das obras tiveram um aumento de 60 % na produtividade. Por isso, prevê-se que num futuro próximo o CAA será utilizado na grande maioria das estruturas de concreto no mundo. A produção de CAA no Brasil ainda se restringe ao meio acadêmico e à algumas empresas concreteiras. A FIG. 1.2 ilustra uma estrutura concretada com CAA.



Figura 1.2. Estrutura em forma de “iglu”, concretada com CAA

FONTE: TUTIKIAN, 2004. pp. 39

O desenvolvimento do CAA ocorreu no Japão, como uma proposta para solucionar o problema de durabilidade das estruturas de concreto, e tentar eliminar o processo de vibração do concreto, considerado difícil e oneroso. Segundo OKAMURA (1997) a criação de estruturas de concreto duráveis requer uma compactação adequada, realizada por trabalhadores capacitados. Entretanto, a redução no número de trabalhadores capacitados e o elevado custo para treiná-los, fazem com que a compactação realizada na maioria das obras não seja adequada para a obtenção de estruturas de concreto duráveis (OKAMURA et al., 2003). Assim, ocorreu o desenvolvimento do CAA, que é um concreto que não necessita de compactação ou vibração por meio de aplicação de energia externa. O primeiro protótipo em CAA foi realizado em 1988, usando materiais comumente utilizados nas construções japonesas da época. Este protótipo apresentou comportamento satisfatório tendo em vista os seguintes fatores: retração por secagem; retração plástica; calor de hidratação; densidade do concreto após o seu endurecimento, entre outras propriedades. Inicialmente, este concreto foi tratado como um concreto de alto desempenho, com as seguintes características: autoadensamento, no estado fresco; ausência de defeitos e

rugosidade, nas primeiras idades; e após o endurecimento, apresentou proteção contra agentes externos.

Inicialmente, o CAA foi apresentado por seus pesquisadores por meio de publicação no EASEC-2 (*East-Asia and Pacific Conference on Structural Engineering and Construction-2*) em 1988, em seguida foi apresentado na conferência internacional CANMET (*Energy Diversification Research Laboratories*) e ACI, em Istambul em maio de 1992, iniciando-se a sua difusão em todo o mundo. A partir de novembro de 1994, com o seminário do ACI sobre concreto de alto desempenho, o CAA tornou-se um dos temas mais pesquisados internacionalmente, ao se buscar uma maior durabilidade e facilidade construtiva de estruturas de concreto. Outro congresso do ACI (*American Concrete Institute*), organizado por OKAMURA em 1996, na cidade de New Orleans, fez com que se iniciasse o interesse norte americano pelo CAA. No ano de 1997, o RILEM (*International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures*) fundou o Comitê TC-174 sobre concreto autoadensável. Em 1999, foi realizado o primeiro congresso internacional sobre CAA, em Estocolmo, contando com a participação de 13 países. Nos anos seguintes, 2001 e 2003, foram realizados o segundo e terceiro congresso internacional sobre CAA, mostrando um crescente interesse mundial neste tema. Os trabalhos apresentados relacionavam desde a aplicação do CAA na construção civil, até o seu comportamento mecânico.

Com o objetivo de se estabelecer parâmetros e normas para a utilização do CAA, foram constituídas comissões na Europa. Entre as várias comissões, destaca-se GROWTH Project–GR2-2000-30024 (<http://www.acmcentre.com/testing-scc/index.php>), que conta com a participação de países como Alemanha, Suécia, França, Holanda, Inglaterra, Dinamarca, Islândia e Bélgica (RIGUEIRA VICTOR, 2008).

No Brasil, atualmente, há estudos sobre a otimização do método de dosagem do CAA, buscando obter métodos de dosagens com a utilização de materiais tipicamente regionais para viabilizar a utilização do CAA nas construções brasileiras. Há também inúmeras pesquisas sobre a aderência entre as barras de aço e o CAA. Pois, o surgimento de armaduras não metálicas e a utilização de aditivos superplastificantes, associados com o

uso de materiais ultrafinos (adições minerais reativas ou inertes), produzem mudanças significativas na estrutura e no comportamento aderente do concreto. A aderência é uma característica fundamental das estruturas de concreto armado, pois deve haver sinergia entre o concreto e a armadura, para absorção dos esforços solicitantes.

Visando à melhoria das propriedades mecânicas dos concretos, tais como a resistência à tração e a tenacidade à fratura, fibras de aço foram adicionadas a este composto. As fibras de aço tendem a aumentar a resistência à tração e a resistência ao impacto, bem como a tenacidade à fratura e a ductilidade, além de proporcionarem a melhoria do controle de fissuração do concreto. Um dos principais benefícios da aplicação de fibras de aço ao concreto é a capacidade das fibras de preservarem algumas das propriedades mecânicas do concreto mesmo após o desenvolvimento de fissuras (ARANGO, 2008).

O concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) possibilita a redução das armaduras convencionais de aço e até mesmo a substituição total destas armaduras. Esta substituição é especialmente interessante em situações onde não se tem uma distribuição bem definida de tensões no volume da estrutura. O CRFA pode ser aplicado na construção de pavimentos rígidos, pisos, elementos estruturais, túneis e elementos pré-moldados. A FIG. 1.3 apresenta alguns exemplos de aplicação do concreto reforçado com fibras de aço.



Figura 1.3. Aplicação do concreto reforçado com fibras de aço (a) Oceanográfico de Valência na Espanha (b) Aduelas de concreto reforçado com fibras de aço utilizadas em túneis.

A técnica de adição de fibras a compósitos frágeis não é nova, tendo sido utilizada por egípcios e romanos a mais de quatro mil anos. Os materiais compostos reforçados com fibras possuem três fases: a primeira fase é representada pelas fibras envolvidas pela matriz de concreto; a segunda fase corresponde à matriz de concreto; e a terceira fase é representada pela interface entre as fibras e a matriz de concreto. Tanto as fibras quanto a matriz mantêm as suas características físicas e mecânicas, produzindo uma combinação de propriedades que não poderiam ser alcançadas por cada um destes constituintes atuando separadamente. Em geral, as fibras são responsáveis pela resistência à tração, enquanto a matriz que as envolve mantém a sua estabilidade e orientação, atuando como um meio de transferência de tensão entre a matriz e as fibras. Além disto, a matriz protege as fibras de agentes agressivos, tais como a umidade, a temperatura e outros (MALLICK, 1993).

A primeira patente de elementos reforçados com fibras de aço surgiu no ano de 1918, quando foi patenteado um processo para aumentar a resistência à tração dos concretos utilizando fibras pequenas. A composição atual dos concretos reforçados com fibras de aço começou a ser utilizada na década de 1960. Segundo BARROS et al. (2004), a falta de métodos padronizados de ensaios e a falta de parâmetros para se avaliar a resistência dos concretos reforçados com fibras de aço (CRFA), associado a sinistros de alguns projetos feitos com CRFA, levaram à sua exclusão de aplicações práticas, até recentemente, quando surgiram novos estudos sobre este material e quando foi publicada a especificação TC 162-TDF pelo RILEM.

Diversos índices de tenacidade foram propostos para avaliar a capacidade de absorção de energia dos CRFA. Entretanto, estes índices foram pouco difundidos, devido à dificuldade de aplicação em projetos ou de sua determinação experimental. A ASTM recomenda o uso do índice de tenacidade, I_N , e o fator de resistência residual. Já JSCE (*Japanese Society of Civil Engineers*) propõe o conceito de fator de tenacidade à flexão (FT). Segundo BARROS et al. (2004) algumas deficiências foram apontadas por alguns pesquisadores sobre estes índices. O primeiro (I_N) está sujeito a erros de julgamento, pois depende do executor do ensaio, requerendo uma avaliação do início da propagação da trinca, o que é quase impossível. Já o índice FT depende da geometria do corpo-de-prova.

BANTHIA e TROTTIER (1995) propuseram o conceito de resistência pós-fratura para o CRFA. Segundo os autores, a parcela de energia aplicada antes da carga máxima deve ser desconsiderada, pois esta não é influenciada pela ação das fibras. Após a carga máxima, ocorre a propagação de fissuras, e as fibras passam a contribuir no comportamento mecânico do concreto; logo, a resistência pós-fratura deve ser determinada por meio das variações das flechas limites, simulando distintas situações de análise no estado limite de serviço ou estado limite último. Os procedimentos de ensaios neste método são semelhantes ao realizado pelo método da JSCE.

A partir dos estudos de BANTHIA e TROTTIER (1995), VANDEWALLE et al. (2002) propuseram a caracterização do comportamento do CRFA após o início da fissuração e na fase posterior à carga de pico. A recomendação do RILEM TC-162 TDF é baseada nas pesquisas de VANDEWALLE et al. (2002).

A adição de fibras ao concreto autoadensável resulta num material de alta performance, designado por concreto autoadensável reforçado com fibras de aço (BARROS et al., 2005). Este concreto possui as características de autoadensabilidade e as propriedades mecânicas dos concretos reforçados com fibras de aço. O concreto autoadensável reforçado com fibras de aço tem a vantagem de não utilizar qualquer tipo de vibração externa e manter a estabilidade reológica das fibras na matriz no estado fresco, garantindo uma distribuição mais uniforme das fibras nos elementos estruturais (SHAH e FERRARA, 2008). Um dos grandes desafios no desenvolvimento dos concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço (CAARFA) é sua dosagem, de modo a garantir a fluidez e a trabalhabilidade.

Atualmente, vem sendo estudada a resistência ao arrancamento das fibras de aço em concretos convencionais e autoadensáveis, bem como o comportamento dos concretos reforçados com fibras de aço em relação ao fenômeno da fluência.

1.2 Objetivos

O objetivo deste trabalho consiste da investigação do comportamento mecânico do CAA e do CAARFA, em seu estado endurecido, considerando parâmetros básicos tradicionalmente pesquisados e utilizados no projeto estrutural como a resistência à compressão, a resistência à tração, o módulo de elasticidade, bem como parâmetros que possibilitem a abordagem do comportamento do concreto na fase além da carga máxima ou carga de pico, quando ocorre o fenômeno de amolecimento. Para a caracterização nesta etapa pós pico de carga, considera-se a fundamentação da Mecânica da Fratura para materiais parcialmente frágeis, e a metodologia para determinação de parâmetros como energia de fratura, fator crítico de abertura na ponta da trinca ($CTOD_c$), resistência residual, tamanho da Zona de Processo de Fratura (ZPF) e outros.

Os resultados obtidos experimentalmente nos CAA e nos CAARFA foram comparados com os resultados de concretos convencionais vibrados e concretos convencionais vibrados reforçados com fibras de aço, que foram utilizados como concretos de referência. Avalia-se a influência do efeito de tamanho nos CAA e nos CAARFA por meio da realização de ensaios em vigas de tamanhos distintos. Os efeitos da quantidade de fibras, do fator de forma das fibras, do diâmetro máximo do agregado, da granulometria e da resistência à compressão no CAARFA também são estudados por meio da realização de ensaios de flexão em vigas com entalhe.

1.3 Estrutura do texto

No Capítulo 2, apresenta-se a revisão bibliográfica enfocando as propriedades dos concretos autoadensáveis em estado fresco e endurecido. São apresentadas também as características dos materiais tradicionalmente utilizados na confecção do CAA e do CAARFA e a sua influência no comportamento mecânico dos concretos. Por fim, os fundamentos da Mecânica da Fratura aplicada ao concreto são descritos, juntamente com a avaliação da capacidade de absorção de energia dos concretos reforçados com fibras de aço.

No Capítulo 3, além da metodologia de testes e da caracterização dos materiais utilizados na pesquisa experimental, apresentam-se as variáveis de interesse e o tratamento estatístico adotado para a determinação dos tipos de concreto a serem estudados a partir destas variáveis, juntamente com as respectivas dosagens. Apresentam-se ainda os procedimentos experimentais adotados para a confecção de corpos-de-prova e para a montagem dos ensaios.

No Capítulo 4, são apresentadas a análise e a discussão dos resultados obtidos por meio dos testes de laboratório. Inicialmente, analisam-se os resultados dos ensaios de resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade dos concretos sem fibras e dos concretos reforçados com fibras de aço. Posteriormente, nesse Capítulo, são analisados os resultados dos testes baseados nos conceitos da Mecânica da Fratura para os concretos sem fibras e de resistência residual para os concretos reforçados com fibras de aço.

No Capítulo 5, apresenta-se as considerações finais deste trabalho. As conclusões, as principais contribuições e propostas para a continuidade da pesquisa em trabalhos futuros são apresentadas.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais

Como mencionado anteriormente, o concreto autoadensável (CAA) surgiu no Japão, mais especificamente na Universidade de Tóquio, em 1986, tendo sido confeccionado pela primeira vez em 1988. O CAA pode ser definido como um concreto capaz de fluir e espalhar-se pela fôrma pela ação de seu peso próprio, transpondo obstáculos sem segregar e exsudar, garantindo uma distribuição uniforme dos agregados. Estas são as principais características deste composto em seu estado fresco.

Os materiais utilizados em sua confecção são os mesmos utilizados rotineiramente na fabricação de concretos convencionais. Porém, há um grande esforço para a aplicação de rejeitos como adições minerais, buscando reduzir os custos de produção do CAA, além dos benefícios ambientais.

No estado endurecido, o CAA apresenta microestrutura e interface agregado-pasta mais densas do que as observadas em concretos convencionais. Isto ocorre devido à maior quantidade de partículas finas presentes na interface. Por apresentar maior densidade na interface, observa-se que o CAA possui maior resistência à penetração de cloretos e gases, assim como maior aderência às armaduras (BARROS et al., 2006).

O CAA é um caso típico de material parcialmente-frágil, cujo comportamento pode ser formulado com a utilização dos fundamentos da Mecânica da Fratura, visando à simulação de um comportamento mecânico mais realista. A utilização adequada da Mecânica da Fratura, com aplicação de modelos matemáticos mais representativos do comportamento do concreto, pode conduzir à formulação de modelos constitutivos mais precisos e menos sujeitos aos efeitos de escala. Evidentemente, para a aplicação da Mecânica da Fratura existe a necessidade da determinação de parâmetros experimentais que caracterizem o processo de fratura. A integração entre modelos matemáticos e a capacidade de determinação experimental dos parâmetros de tais modelos, possibilitam a utilização da mecânica da fratura do concreto em aplicações práticas (BITTENCOURT, 1999).

O concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) e o concreto autoadensável reforçado com fibras de aço (CAARFA) se comportam de modo mais dúctil do que os concretos sem fibras, apresentando como um dos principais benefícios a capacidade das fibras manterem algumas das propriedades mecânicas do concreto, mesmo após o desenvolvimento de fissuras. A caracterização do comportamento desses concretos após a fissuração é feita pela resistência residual.

A seguir, apresentam-se as principais características do CAA no estado fresco, as propriedades dos materiais utilizados na produção dos concretos autoadensáveis, dos concretos reforçados com fibras de aço e dos concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço. Posteriormente, apresenta-se a fundamentação da Mecânica da Fratura para estruturas de concreto.

2.2 Concreto autoadensável

2.2.1 Características do CAA no estado fresco

As principais características do CAA no estado fresco são a deformabilidade; a capacidade de passar entre as armaduras e obstáculos, preenchendo todos os espaços da fôrma; a viscosidade e a coesão, que evitam a segregação dos seus componentes. A viscosidade e a coesão podem ser definidas como a resistência à segregação. O CAA deve reunir todas

estas características, pois segundo FERRARIS et al. (2001), um concreto altamente fluido não é necessariamente um CAA, pois este deve não somente fluir pela fôrma devido à ação da gravidade, mas também preencher inteiramente a fôrma, promovendo uma compactação uniforme dos agregados, sem que ocorra segregação.

A auto-adensabilidade do concreto é descrita como a capacidade do concreto preencher os espaços da fôrma e manter-se homogêneo, enquanto envolve as barras de aço que compõem a armadura, por meio da ação da gravidade. As características do CAA em seu estado fresco são diretamente correlacionadas com as propriedades reológicas do concreto. Estas propriedades são a tensão de escoamento e a viscosidade plástica que podem ser indicadores de trabalhabilidade, segundo alguns autores. A tensão de escoamento pode ser definida como tensão necessária para o material começar a fluir. A viscosidade plástica pode ser relacionada com a capacidade da mistura manter-se coesa, evitando o processo de segregação. A viscosidade deve ser baixa, porém adequada, para possibilitar o fluxo livre do composto sem ocorrência de segregação dos agregados. Ao se considerar a resistência à segregação, elevados valores de viscosidade plástica podem ser vantajosos, proporcionando uma maior estabilidade do material, porém causam problemas práticos como a dificuldade de escoamento pela fôrma e a dificuldade na limpeza dos equipamentos (GOLASZEWKI et al., 2003).

O CAA caracteriza-se por possuir elevada fluidez e estabilidade reológica no estado fresco, sendo aplicado com eficiência em elementos com elevada taxa de armadura, cuja vibração seja muito difícil ou inviável. A fluidez é a propriedade que caracteriza a capacidade do concreto de se espalhar e preencher todos os espaços com uma velocidade de lançamento uniforme.

Segundo OKAMURA et al. (2003), o método para se obter autoadensabilidade não envolve apenas uma elevada deformabilidade da pasta ou argamassa, mas também a resistência à segregação entre os agregados e a argamassa no momento em que o concreto estiver fluindo através de zonas confinadas e entre as barras de aço. O concreto autoadensável reforçado com fibras de aço deve possuir as mesmas características do CAA.

2.2.1.1 Deformabilidade

A deformabilidade pode ser definida como a capacidade do concreto de fluir através da fôrma, pela ação de seu peso próprio, com uma distribuição uniforme dos constituintes internos do concreto, garantindo a homogeneidade da mistura. A deformabilidade pode ser associada à tensão de escoamento do concreto, logo, quanto menor o valor desta tensão, maior será a facilidade do CAA deslocar-se. A deformabilidade será considerada suficiente quando o concreto compactar-se somente com o seu peso próprio, sem a necessidade de vibração (OKAMURA et al., 2003).

Uma adequada deformabilidade pode ser obtida por meio da redução do atrito entre as partículas sólidas da mistura. Deste modo, a redução da quantidade de agregados graúdos e o aumento do volume da pasta são necessários para obter a deformabilidade desejada (KHAYAT et al., 2003¹ apud MATA, 2004). Outra maneira de se reduzir o atrito interno entre as partículas é a incorporação de finos à mistura, ou uma composição granulométrica contínua.

A deformabilidade do concreto é diretamente relacionada com a da pasta de cimento. Assim, o fator água/cimento é importante, pois influencia diretamente na trabalhabilidade da pasta. Logo, a utilização de agentes redutores de água possibilita o aumento da deformabilidade da pasta, devido à redução do atrito interno entre as partículas sólidas, o que aumenta a fluidez.

¹ KHAYAT et al.; *Uniformity of bond strength of prestressed strands in conventional flowable and self-consolidating concrete mixtures*. In: Wallevik O, Nielsson I, ed. Proc. third RILEM int. symposium on self-compacting concrete Reykjavik Iceland. Bagnaux, France: RILEM Pub. PRO 33; 2003. p. 703–12.

Uma grande deformabilidade do concreto pode provocar um processo de segregação, caso este não possua coesão e viscosidade adequadas. Neste caso, o concreto poderá fluir pela fôrma sem homogeneidade, ocorrendo acúmulo excessivo de agregado em alguns pontos e a falta deste em outros pontos. Já uma mistura com baixa deformabilidade pode provocar segregação, devido ao bloqueio do fluxo do CAA ao passar por obstáculos ou restrições, além do concreto apresentar baixa fluidez.

2.2.1.2 Capacidade de passar por restrições

A Capacidade do CAA de passar por restrições é a sua capacidade de fluir ao longo da fôrma sem sofrer bloqueio ou obstrução, em regiões com mudança de seção ou densamente armadas. Esta capacidade está diretamente relacionada com o tamanho do agregado graúdo, pois a colisão do agregado com restrições ou o contato entre as partículas de agregados podem provocar o bloqueio no fluxo do concreto.

Para se evitar o bloqueio no fluxo do concreto devido ao contato entre as partículas dos agregados, deve-se ter uma quantidade de agregados graúdos menor do que a normalmente utilizada nos concretos convencionais. Uma adequada viscosidade da mistura do CAA evita o bloqueio dos agregados ao transpor obstáculos.

A capacidade de passar e envolver as barras de aço presentes nos elementos estruturais é a característica mais importante do CAA, e é o que determina a sua capacidade de preenchimento, que influencia diretamente na resistência e na durabilidade das estruturas.

Nos concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço (CAARFA), as fibras podem bloquear o fluxo do concreto ao passarem por restrições de dimensões menores do que seu comprimento, ou devido à formação de “ouriços”, ou seja, a concentração de fibras num único ponto. Por isso, as restrições devem ser devidamente avaliadas antes da aplicação do CAARFA, assim como, deve-se ter cuidado ao adicionarem-se as fibras durante a confecção dos CAARFA, para evitar a formação de ouriços.

2.2.1.3 Resistência à segregação

O processo de segregação do concreto pode ser definido como a capacidade dos agregados deslocarem dentro e para fora da pasta de cimento. Este fenômeno é associado à viscosidade plástica da pasta de cimento e às dimensões dos agregados. A resistência à segregação é a característica do CAA manter-se coeso e uniforme durante seu transporte, lançamento e adensamento, apresentando uma distribuição uniforme das partículas.

2.2.1.4 Trabalhabilidade

A trabalhabilidade pode ser definida tanto qualitativamente, considerando o lançamento do concreto, quanto quantitativamente, pelos parâmetros reológicos do concreto (ALMEIDA FILHO, 2006). Portanto o CAA deve apresentar deformabilidade e viscosidade necessárias para o concreto se adensar sem a necessidade de aplicação de energia externa durante a concretagem.

Existe um ponto ótimo entre a deformabilidade e a viscosidade da argamassa para se alcançar a autoadensabilidade do concreto. Este ponto pode ser determinado por meio da relação dos resultados obtidos nos ensaios de espalhamento e do funil-V (OKAMURA et al., 2003). Segundo FERRARIS et al. (2001), o teste mais comum para se determinar a trabalhabilidade na prática é o abatimento de tronco de cone, pois tanto a altura quanto o espalhamento da mistura podem ser medidos.

FERRARIS et al. (2001) compararam os resultados dos ensaios de abatimento e de espalhamento com os dos ensaios com reômetro para caracterizar a trabalhabilidade das misturas de concreto. Os concretos utilizados possuíam inicialmente a mesma trabalhabilidade, porém houve uma grande variação na comparação dos resultados dos ensaios, não tendo sido possível caracterizar com precisão a tensão de escoamento e a viscosidade plástica através dos ensaios de abatimento de tronco de cone e espalhamento. Segundo ALMEIDA FILHO (2006), os resultados obtidos por FERRARIS et al. (2001) foram os mesmos observados por HAYAKAWA et al. em 1994, concluindo que os ensaios de abatimento e espalhamento não conseguiam avaliar o comportamento do CAA durante

o seu lançamento, pois diferentes resultados da capacidade de transpor obstáculos e de deformabilidade poderiam ser obtidos para um mesmo valor de abatimento de tronco de cone e de espalhamento. Já OKAMURA et al. (2003) recomenda ensaios com mini-espalhamento e mini-funil V em pasta e argamassa para caracterizar a deformabilidade e a viscosidade.

Como as propriedades reológicas do concreto no estado fresco são proporcionais às propriedades da pasta de cimento, pode-se avaliar a trabalhabilidade de um concreto analisando-se os parâmetros de sua pasta de cimento.

2.2.2 Materiais

O concreto é um material composto, possuindo em sua composição básica três elementos: cimento, água e agregados, sendo os agregados subdivididos em agregado graúdo e miúdo. Posteriormente, visando à melhoria de algumas propriedades do concreto e à redução do custo de produção, juntamente com questões ambientais, foram acrescentados a este composto, aditivos químicos e adições minerais (pozolânicas ou não). Os materiais normalmente empregados na confecção do CAA são basicamente os mesmos utilizados nos concretos convencionais, entretanto, o CAA pode apresentar um maior número de adições em sua composição em comparação aos concretos convencionais, sendo constituído normalmente por seis ou mais componentes (TUTIKIAN, 2004).

2.2.3 Propriedades do CAA no estado endurecido

Após as pesquisas iniciais com o CAA, voltadas principalmente para o desenvolvimento de métodos de dosagem e para a caracterização deste concreto no estado fresco, muitos pesquisadores iniciaram estudos buscando avaliar as propriedades do CAA no estado endurecido. Destacam-se as pesquisas realizadas para verificar resistência à compressão, módulo de elasticidade, comportamento aderente entre concreto e armadura passiva e durabilidade. Segundo BASSUONI et al. (2007), a durabilidade é uma característica fundamental, pois sem durabilidade a vida útil da estrutura prevista pelo projeto pode ser comprometida. A seguir, são apresentados alguns trabalhos que contribuem para o maior

conhecimento e controle tecnológico do CAA no estado endurecido, assim como novas aplicações possíveis com este tipo de concreto.

PERSSON (2001) iniciou uma série de estudos experimentais e numéricos das propriedades mecânicas do CAA, com adição de fíler de quartzo, comparando-as com as propriedades correspondentes do concreto convencional. Dentre as propriedades destacam-se a resistência à compressão, o módulo de elasticidade, a fluência e a retração. Foram utilizadas oito dosagens distintas, variando-se a razão água/aglomerantes no intervalo 0,24 a 0,80. A comparação entre a resistência à compressão do CAA e do concreto convencional, dosados para resistências equivalentes, indicou que o CAA possuía uma resistência superior à do concreto convencional em 20 MPa, para o fator água/aglomerante igual a 0,40, e superior em 5 MPa para o fator água/aglomerante de 0,80. Resultados equivalentes para módulo de elasticidade, coeficiente de fluência e retração foram obtidos para os dois tipos concretos (FIG. 2.1). Segundo BARROS et al. (2006), são necessários cuidados suplementares durante o processo de cura do CAA, para evitarem-se fissuras por retração plástica, principalmente em elementos estruturais susceptíveis a este tipo de fenômeno.

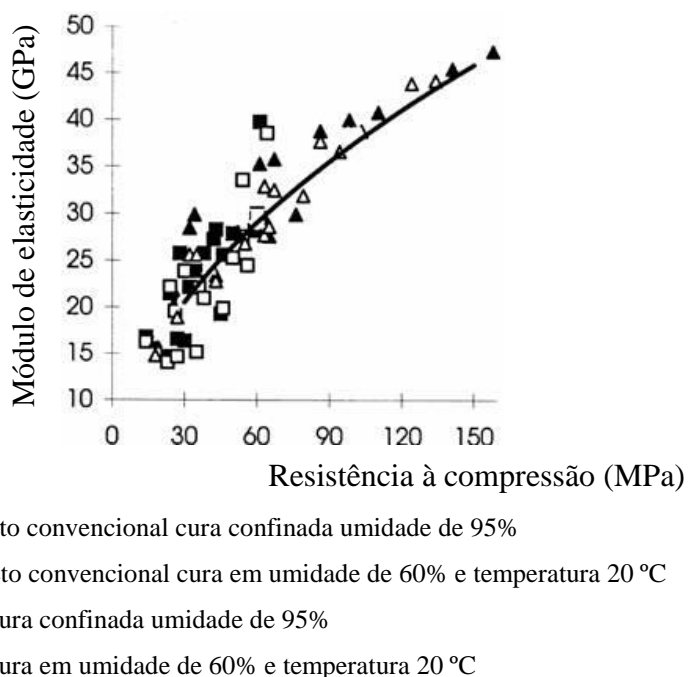


Figura 2.1. Módulo de elasticidade versus resistência à compressão, em função do tipo de cura.

FONTE: PERSON (2000), pp. 195. (modificado)

DOMONE (2007) analisou e comparou os resultados de mais de 70 estudos sobre as propriedades mecânicas do CAA, tais como resistência à compressão e à tração, módulo de elasticidade, energia de fratura, aderência das barras de aço e propriedades estruturais em obras. O referido autor observou uma dispersão significativa entre os resultados obtidos por diferentes autores. Esta dispersão foi associada à diversidade de materiais utilizados, às dosagens e aos procedimentos de ensaios. Notou-se também, que a resistência à compressão foi fortemente influenciada pelo tipo e quantidade de adição mineral utilizada, bem como pelo fator água/aglomerante. Os resultados de resistência à compressão mostraram variações de acordo com o tipo de agregado usado: os concretos convencionais com agregados britados apresentaram resistência cerca de 8 MPa maior do que a dos concretos convencionais com agregados arredondados, nos CAA esta diferença foi de 4 MPa. Ao se avaliar a influência do tipo de corpo-de-prova utilizado nos ensaios de resistência à compressão, notou-se que a razão entre a resistência à compressão do corpo-de-prova cilíndrico e a do corpo-de-prova cúbico variou de 0,8 a 1,0 nos CAA, para valores de resistência à compressão variando no intervalo de 30 MPa a 90 MPa. Por outro lado, nos concretos convencionais houve uma variação de 0,8 a 0,83 na razão entre resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos e a de corpos-de-prova cúbicos, considerando-se o mesmo intervalo de resistência à compressão. SCHIESSL e ZILCH (2001)² apud DOMONE (2007) atribuem os valores observados nos CAA próximos a 1,0, para a relação entre a resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos e dos cúbicos, a uma superfície de ruptura mais lisa, devido à menor quantidade de agregados graúdos presentes nos CAA e à interface agregado-pasta mais rígida neste tipo de concreto.

Ainda segundo DOMONE (2007), a razão entre a resistência à tração e à compressão do CAA é equivalente à do concreto convencional. Entretanto, este autor observou que o módulo de elasticidade do CAA foi aproximadamente 40% menor do que o módulo dos concretos convencionais, considerando-se concretos com resistências à compressão próximas a 20 MPa. Entretanto essa diferença foi de apenas 5% entre os módulos de elasticidade dos concretos de alta resistência (90 a 100 MPa) e os CAA de alta resistência.

² SCHIESSL A. ZILCH K.; *The effects of the modified composition of SCC on shear and bond behaviour*. In: Ozawa K, Ouchi M, editors. Proceedings of the second RILEM international symposium on self-compacting concrete Kochi University of Technology. Japan: COMS Engineering Corporation; 2001. p. 501–6.

A avaliação do processo de fratura no CAA em comparação ao concreto convencional apresentou resultados conflitantes. Em alguns estudos foram observados valores de energia de fratura e processo de amolecimento similar entre o CAA e o concreto convencional para resistências equivalentes. Entretanto, em outros estudos com CAA de resistência à compressão variando de 40 MPa a 150 MPa, foram obtidos valores de tenacidade à fratura variando de 51 a 67 Nm/m², respectivamente. Esses valores foram inferiores aos observados nos concretos convencionais com resistência à compressão equivalentes, que apresentaram tenacidade à fratura variando de 90 Nm/m² a 135 Nm/m². O referido autor afirma que ainda é limitado o número de estudos nesta área. A aderência das barras de aço da armadura ativa e passiva no CAA apresentou um comportamento similar ao do concreto convencional equivalente. A variação das propriedades dos elementos estruturais do CAA em obras mostrou resultados semelhantes aos dos concretos convencionais, entretanto, a performance do CAA em termos de trabalhabilidade foi melhor.

Outros estudos a respeito da aplicação do CAA indicaram boa funcionalidade para aplicação em reforço de estruturas, principalmente devido à utilização de diâmetros máximos de agregados menores do que os usados nos concretos convencionais. Além disto, a elevada viscosidade e a densa microestrutura garantem uma distribuição adequada dos agregados e boa aderência ao concreto existente, conforme observado nos trabalhos de OMAR et al. (2005) e de DESHPANDE et al. (2006).

Com relação à aderência entre o CAA e a armadura passiva, BARROS et al. (2006) afirmaram que o CAA apresenta maior aderência às armaduras do que os concretos convencionais de mesmo fator água/cimento. Segundo os autores, isto ocorre devido à microestrutura e interface agregado-pasta dos CAA serem mais densas do que aquelas observadas nos concretos convencionais.

ALMEIDA FILHO (2006) em seu estudo teórico-experimental da aderência aço-concreto, por meio de ensaios com carregamentos monotônicos de flexão em vigas e de arrancamento seguindo o modelo padrão RILEM-CEB-FIP (1973), obteve como resultado um comportamento similar entre os CAA e os concretos convencionais de referência, tanto nos modelos de viga quanto nos de arrancamento.

ISA et al., (2004) avaliaram o comportamento aderente de barras de aço nervuradas nos CAA de alta resistência e nos concretos de alta resistência. A aderência entre as barras de aço e o concreto foi determinada por meio de ensaios de flexão com carregamento monotônico de curta duração, em vigas de concreto. Os resultados indicaram que os CAA de alta resistência possuem o mesmo comportamento aderente dos concretos de alta resistência.

As principais propriedades de durabilidade do concreto podem ser associadas à penetração de cloretos; à resistência ao fogo; à resistência ao gelo; aos sais presentes na água e à resistência ao sulfato (PERSSON, 2003). Segundo BARROS et al. (2006), o CAA possui uma maior resistência à penetração de cloretos e gases do que o concreto convencional, devido à maior densidade de sua microestrutura.

O tipo de adição mineral utilizada no CAA pode influenciar a durabilidade deste tipo de concreto, pois alguns minerais reagem quimicamente e com mais intensidade na presença de cloretos ou sulfatos. As partículas de pó de pedra são muito mais sensíveis ao ataque de sulfatos do que as outras adições. Segundo PERSSON (2003) uma grande quantidade de fíler, do tipo pó de pedra, pode aumentar a carbonatação, reduzindo as propriedades de durabilidade do CAA em comparação ao concreto convencional. Em seus estudos, foram comparadas seis dosagens diferentes de CAA e uma de concreto convencional. O método de investigação consistiu em avaliar o dano sofrido pelo material por meio da perda de peso e da frequência fundamental interna (IFF), juntamente com a resistência à compressão. Notou-se que os danos sofridos nos CAA e no concreto convencional aumentaram continuamente com a idade de modo equivalente, com exceção dos concretos com pó de pedra, que apresentaram danos mais severos.

BASSUONI et al. (2007) avaliaram a resistência do CAA submetido a um meio agressivo de solução de ácido sulfúrico. Os CAA possuíam dois ou mais tipos de adições minerais, além da adição de fibras curtas. A resistência foi avaliada por meio da perda de massa e da degradação das propriedades mecânicas do concreto. Não foi observada nenhuma tendência definida na comparação entre os vários tipos de CAA, sendo que esta correlação ainda permanece questionada, não sendo encontrados resultados definitivos sobre esse

tema na literatura. Com relação aos CAA reforçados com fibras, observou-se, que os CAA reforçados com fibras híbridas, ou seja, reforçados com fibras de aço e poliméricas ao mesmo tempo, apresentaram maior durabilidade do que os CAA reforçados somente com fibras de aço ou somente com fibras poliméricas. Observou-se que os CAA reforçados com fibras de aço apresentaram menor durabilidade do que todos os demais CAA reforçados com fibras poliméricas ou fibras híbridas.

2.3 Adição de fibras curtas aos concretos

A adição de fibras curtas ao concreto tem sido bastante difundida na atualidade, sendo utilizada com o intuito de melhorar o comportamento estrutural e as propriedades mecânicas dos concretos (SCOARIS, 2005). Existem vários tipos de fibras curtas que podem ser adicionadas ao concreto conferindo-lhe aumento da ductilidade, da resistência ao impacto, da resistência à fadiga, da resistência à tração e à flexão, da capacidade de absorção de energia, e melhorando, também, o controle de fissuração. Entretanto, a resistência à compressão não apresenta aumento significativo com a adição de fibras.

Atualmente estão disponíveis diversos tipos de fibras, dentre as quais podem ser citadas: fibras de aço (retas, onduladas, torcidas, deformadas nas extremidades com ganchos ou em forma de pá); fibras de vidro; fibras de carbono; fibras orgânicas e minerais (madeira, sisal, juta, bambu, coco, asbesto, lã mineral); fibra de polipropileno (retas, onduladas fibriladas, com extremidades em forma de botão); fibras de náilon; fibras de poliéster; entre outras fibras sintéticas.

As fibras de aço podem ser utilizadas tanto para o controle de fissuração, quanto para substituir a armadura principal, em alguns casos específicos, como por exemplo: pisos, aduelas e recuperação estrutural. As fibras de aço são as mais utilizadas, segundo BAUER et al. (1987)³ apud SCOARI (2005), devido à sua maior resistência à tração e melhor aderência, além de serem mais baratas e de se misturarem mais facilmente à matriz de concreto. O concreto reforçado com fibras de aço apresenta vantagens sobre o concreto convencional, tais como a melhoria nas propriedades de resistência à tração, ao cisalhamento, ao impacto, ao choque térmico, ao desgaste e à durabilidade, assim como o

aumento da capacidade de absorção de energia. Estas fibras são caracterizadas a partir de seu comprimento e de sua seção transversal, que pode ser retangular ou circular. A razão entre o comprimento e a seção transversal é definida como fator de forma das fibras. Quanto maior o fator de forma, maior será a quantidade de fibras incorporadas por kilograma de concreto. Segundo BARROS et al. (2006), a adição de fibras de aço a concretos de boa qualidade constitui um sistema de reforço capaz de proporcionar elevada ductilidade à matriz cimentícia, em qualquer idade do concreto endurecido. Esta boa ductilidade é uma das principais características do concreto reforçado com fibras de aço.

As fibras de aço podem ser classificadas de acordo com a sua composição em dois tipos: alto teor de carbono e baixo teor de carbono. A resistência à tração da fibra está diretamente relacionada a estes teores de carbono do aço. A aplicação de um determinado tipo de fibra, ou seja, fibra com baixo ou alto teor de carbono depende diretamente da matriz cimentícia à qual as fibras serão adicionadas. Em matrizes cimentícias em que se há uma boa aderência com as fibras, recomenda-se a utilização de fibras com alto teor de carbono para se evitar a ruptura das fibras ao serem solicitadas e durante a propagação de trincas na matriz. Já em matrizes cimentícias convencionais, normalmente ocorre o arrancamento das fibras antes de sua ruptura, sendo mais adequada, neste caso, a utilização de fibras com baixo teor de carbono.

A trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras depende diretamente da dispersão das fibras na matriz. Esta dispersão deve ser a mais uniforme possível, de modo a evitar a tendência de formação de feixes e interfechamento, que pode produzir o que se chama comumente de ouriço, isto é, a aglomeração das fibras, causando com isso a interrupção, o bloqueio parcial do fluxo do concreto. A adição de qualquer tipo de fibra ao concreto reduz a trabalhabilidade da mistura. Independentemente do tipo de fibra, esta redução é proporcional à concentração volumétrica de fibras no concreto (METHA e MONTEIRO, 1994). A comparação qualitativa, em termos de tensão e deformação do comportamento de concretos com elevado volume de fibras, com baixo volume de fibras e do concreto sem adição de fibras é ilustrado na FIG. 2.2.

³ BAUER, L. A. F. NORONHA, M. A. A. BAUER, R. J.; *Concreto Armado com Fibras*. Campinas, Concrelix Engenharia de Concreto. (Boletim nº. 7)

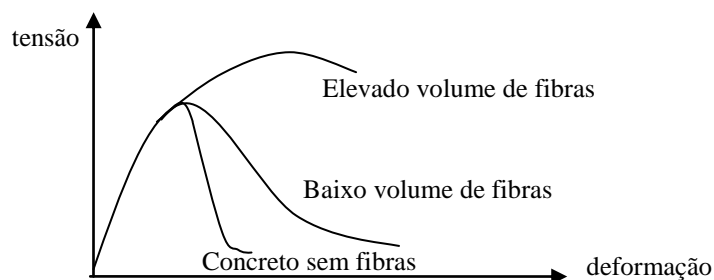


Figura 2.2. Curva tensão de tração-deformação, para concretos com elevados e baixos volumes de fibras.
FONTE: SCOARIS, 2005. pp. 19 (modificado).

Um elevado volume de fibras pode ser prejudicial, principalmente no processo executivo e no adensamento mecânico, comprometendo a trabalhabilidade da mistura. Por outro lado, um baixo volume aumenta o nível de tensão transferido da matriz para cada fibra, podendo ocorrer o processo de arrancamento das fibras (SCOARI, 2005).

As fibras influenciam na distribuição de vazios existentes, nos respectivos diâmetros médio e no espaçamento das partículas de agregados, assim como nos requisitos mínimos de trabalhabilidade e nas propriedades reológicas da pasta, que estão relacionados com a dispersão e orientação das fibras. Porém, o principal efeito das fibras de aço no concreto está relacionado com o aumento da tenacidade deste composto em seu estado endurecido, elevando a sua capacidade de absorção de energia e a ductilidade do material composto.

O aumento da quantidade de fibras adicionadas à matriz ou o uso de fibras com um fator de forma elevado, aumenta a capacidade de absorção de energia e a ductilidade do concreto. A ductilidade pode ser definida como sendo a capacidade do material de sofrer deformações inelásticas sem perda substancial na capacidade resistente do material. Isto é muito importante em peças esbeltas e na capacidade de redistribuição de esforços. Esta é uma característica extremamente importante para a elaboração de projetos estruturais com níveis adequados de segurança.

Ao se adicionarem fibras ao concreto, obtém-se um melhor controle das fissuras, pois há uma substituição das fissuras pronunciadas, ditas de microfissuras, por inúmeras microfissuras com menores aberturas (FIG. 2.3). Após a fissuração da matriz, as fibras

funcionam como parte de um mecanismo importante na zona de processo de fratura do concreto, costurando as faces da trinca na matriz de argamassa, transferindo parte da tensão concentrada na ponta da trinca para as suas faces, controlando a abertura da fissura e sua propagação. Deste modo, há um aumento na capacidade de absorção de energia do concreto, relacionado diretamente com o alongamento das fibras na zona fissurada por meio da aderência fibra-matriz (FIG. 2.4). As fibras de aço podem assegurar uma melhor qualidade do concreto em regiões com elevadas taxas de armaduras de cisalhamento, podendo substituir parcialmente estribos e armaduras de cintamento (BARROS et al., 2003).

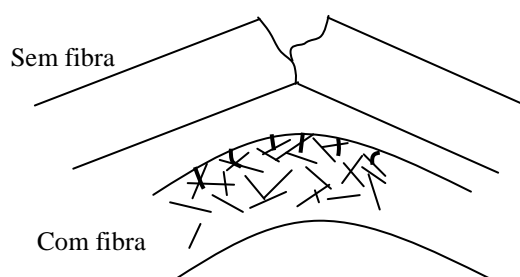


Figura 2.3. Processo de fissuração do concreto convencional e do concreto reforçado com fibras de aço.

FONTE: SCOARIS, 2005. pp. 25

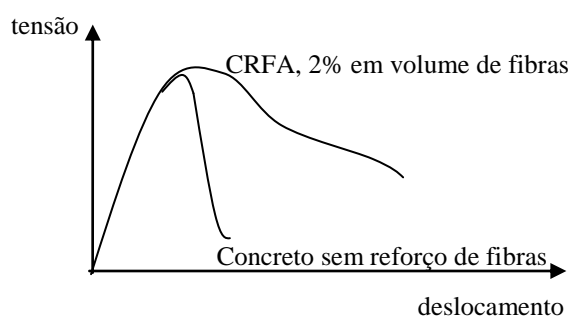


Figura 2.4. Mecanismos de concreto de propagação de fissuras.

FONTE: SCOARIS, 2005. pp. 26

A utilização de fibras em concretos autoadensáveis pode ser mais vantajosa do que em concretos convencionais, devido às características de deformabilidade e viscosidade do CAA no estado fresco, o que permite uma distribuição mais uniforme das fibras ao longo

do volume de concreto (SHAH e FERRARA, 2008). Isso é importante para maior segurança e confiabilidade das estruturas de concreto reforçado com fibras de aço. Outro fator que beneficia a utilização das fibras no CAA é o elevado teor de partículas finas presentes nesse tipo de concreto, que melhora as propriedades da interface agregado-pasta, assim como da interface fibra-pasta, possibilitando uma maior capacidade de absorção de energia pelo concreto após o início da fissuração.

2.4 Mecânica da fratura para concreto

O concreto é um material composto de múltipla escala, constituído por cimento, areia, agregados graúdos e água, às vezes alguns aditivos são misturados. 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 de um 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, e nesse nível destacam-se características importantes para a observação da estrutura interna do cimento. Já no nível meso, que se encontra entre 10^{-4} a 10^{-1} metros, pode-se reconhecer a pasta de cimento, os grãos de areia e dos agregados graúdos, além das interfaces entre eles. No nível macro, 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 com base na Mecânica da Fratura para materiais parcialmente frágeis são realizadas no nível meso. 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, que é considerada como um material independente, com resistência e rigidez próprias. Normalmente, a interface é considerada um material mais fraco do que os demais materiais 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.

Os constituintes do concreto influenciam em seu comportamento à fratura, e conseqüentemente, nos parâmetros de fratura. Essa influência pode ser observada comparando-se a curva força-flecha do concreto de resistência convencional com o concreto de alta resistência. Os dois concretos apresentam um comportamento de pré-pico de força máxima equivalente, entretanto, o comportamento pós-pico de carga é 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 pronunciada à medida que aumentam as deformações.

Outro fator importante é a relação água/cimento (a/c), que tem efeito direto na porosidade da matriz do material e na interface entre agregado e matriz. Logo, a energia de fratura deve mudar com o decréscimo do fator a/c . Desta forma, se a porosidade diminui, um aumento da energia de fratura é esperado. Isto pode ser explicado através do incremento 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 na energia de fratura devido à redução do fator a/c .

No concreto, as falhas frequentemente ocorrem nas interfaces, sugerindo que a camada de contato entre o agregado e a matriz se constitui como região mais fraca. Neste contexto, é importante admitir o aumento da resistência de ligação entre matriz e agregados, tal como se observa 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 fratura e na fragilidade do concreto. Geralmente, se aceita que o concreto leve, com agregados porosos, e o concreto de alta 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 aleatório até um determinado nível, quando a tensão atinge o limite de resistência num certo ponto, onde pode-se iniciar uma trinca. Na região à frente da ponta da trinca, forma-se a Zona de Processo de Fratura (ZPF). Após a formação desta zona, as deformações não mais estarão distribuídas uniformemente 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 na ZPF decresce até se anular. Na ponta a tensão se anula, pois 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 comportamento um dos principais motivos que impossibilitam a aplicação direta da mecânica da fratura elástica-linear (MFEL).

O fenômeno de amolecimento do concreto irá depender fortemente de seus constituintes, como por exemplo, do tamanho dos agregados, já que possíveis zonas relativamente mais fracas irão se desenvolver na interface dos grãos de agregado com a matriz de cimento. Estas interfaces enfraquecidas ocorrem, principalmente, sobre as partículas de agregados maiores, que têm um grande efeito sobre o comprimento da Zona de Processo de Fratura.

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 pela presença do agregado ou algum elemento mais rígido do que a pasta; c) interligação

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. 2.5.

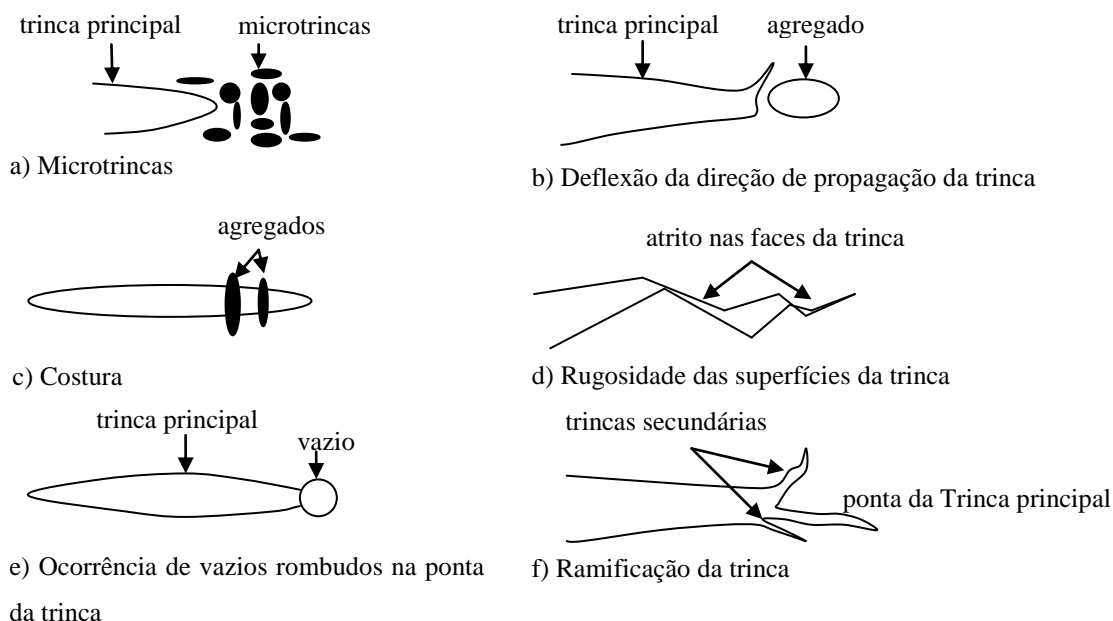


Figura 2.5. Mecanismos da Zona de Processo de Fratura.

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

As microtrincas possuem orientação aleatória com relação ao plano da trinca principal e a sua ocorrência 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 as faces da trinca (solicitação através do modo II). Esta rugosidade é 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.

2.4.1 Modelos de fratura do concreto

O comportamento das trincas nos materiais parcialmente frágeis como o concreto pode ser modelado por meio da consideração de uma trinca efetiva, que associa o comportamento da trinca física inicial ao 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_{σ} , 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, que é 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 assumida como nula ou desprezível. No modelo da trinca coesiva de HILLERBORG et al. (1976) considera-se somente a parcela G_{σ} , para se determinar a energia de fratura. Já no modelo de JENQ E SHAH (1985), Modelo de Dois Parâmetros; e no de BAŽANT et al. (1987), Modelo do Efeito de Tamanho, considera-se somente a parcela G_{Ic} .

2.4.1.1 Modelo da trinca fictícia de HILLERBORG et al. (1976)

O modelo proposto por HILLERBORG et al. (1976) causou um avanço significativo da aplicação da Mecânica da Fratura no concreto. Em seus estudos, HILLERBORG et al. (1976), a partir da solicitação por tração em uma chapa de concreto, observaram que num certo instante a deformação na chapa concentrava-se num determinado ponto, onde se iniciava uma pequena trinca. Durante a propagação desta trinca foi observado o descarregamento elástico no restante da chapa e a diminuição das deformações nesta região, conforme mostrado na FIG. 2.6. 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.

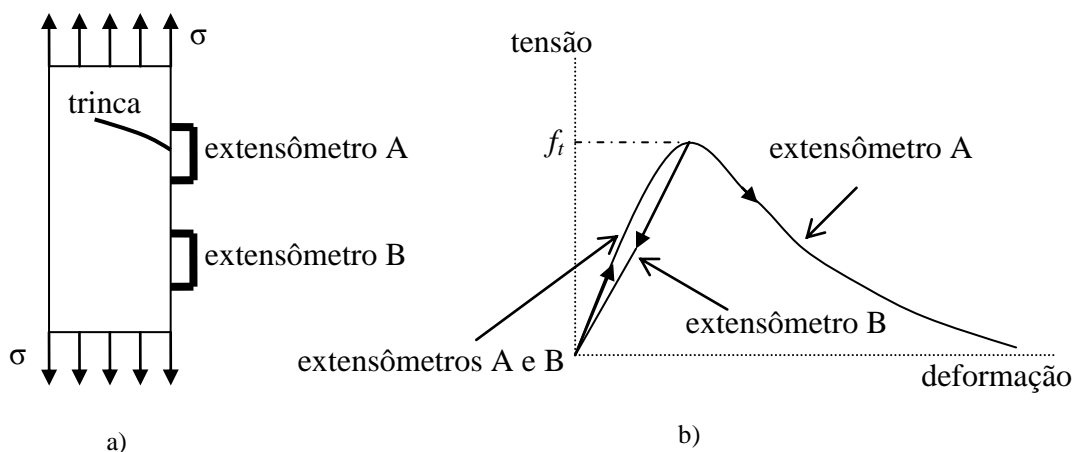


Figura 2.6. Ensaio realizado por HILLERBORG et al. (1976) (a) Chapa de concreto tracionada (b) curva tensão versus deformação.

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. 2.7. A resposta durante a fase anterior à carga máxima do concreto pode ser descrita pela curva tensão-deformação (FIG. 2.7 a). A fase posterior a carga máxima, momento em que se inicia o processo de amolecimento, pode ser representada pela curva tensão-COD (deslocamento de abertura da trinca) (FIG. 2.7 b). A área sob a curva tensão-COD corresponde à energia absorvida na zona de processo de fratura. Neste modelo, considera-se que a curva que representa o processo de amolecimento (FIG. 2.7 b) é uma propriedade do material, sendo independente do tamanho e da forma da estrutura.

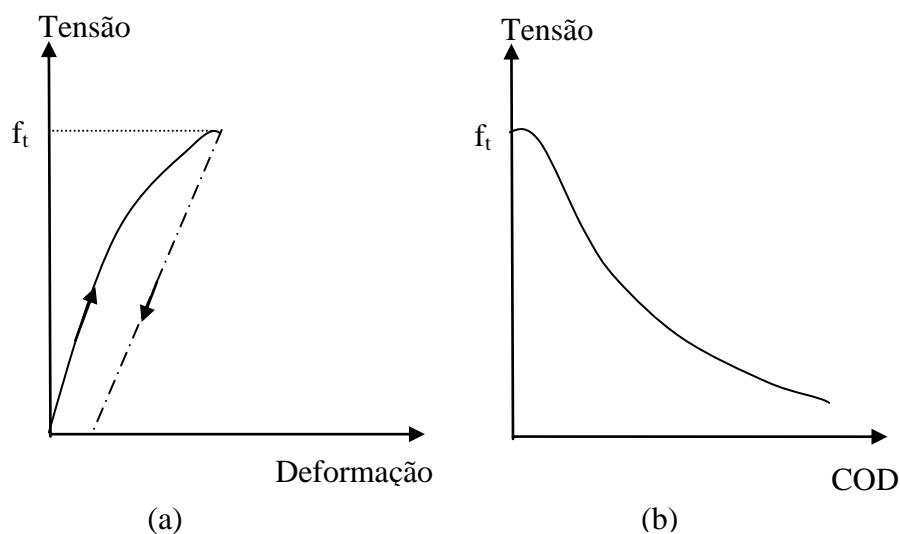


Figura 2.7. (a) Propriedades de deformação do material fora da ZPF (b) Deformações absolutas dentro da ZPF.

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_{σ} requerida para separá-las. Consequentemente, 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. A curva de amolecimento $\sigma(w)$ pode ser determinada pela sua forma, pela resistência à tração f_t do concreto e pela 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 definida em função da abertura da trinca efetiva na região da ZPF. Esta pressão coesiva tende a manter a trinca fechada.

A formação de novas superfícies de trinca e a ZPF correspondente são representadas por uma trinca fictícia, que se estende além da ponta da trinca pré-existente. Considera-se que os mecanismos atuantes na ZPF, que retardam a propagação da trinca contribuem para o comportamento não linear do concreto e para o fenômeno do amolecimento, levam a trinca pré-existente a se comportar como se fosse maior do que é na realidade. Assim considera-se uma trinca fictícia formada pela trinca pré-existente mais uma extensão sobre a ZPF, cujo significado de fictício se refere ao fato desta extensão não ter suas faces totalmente livres e separadas, livres de forças de superfície como as faces da trinca pré-existentes. As faces desta trinca fictícia estão submetidas a uma pressão coesiva variável, cujo valor varia de zero na ponta da trinca pré-existente até um valor igual à resistência à tração do concreto na ponta da trinca fictícia, como mostrado na FIG. 2.8. Supõe-se que as faces da trinca fictícia se fecham suavemente próximo da respectiva ponta, proporcionando uma situação na qual se tem fator de intensidade de tensão nulo na sua ponta.

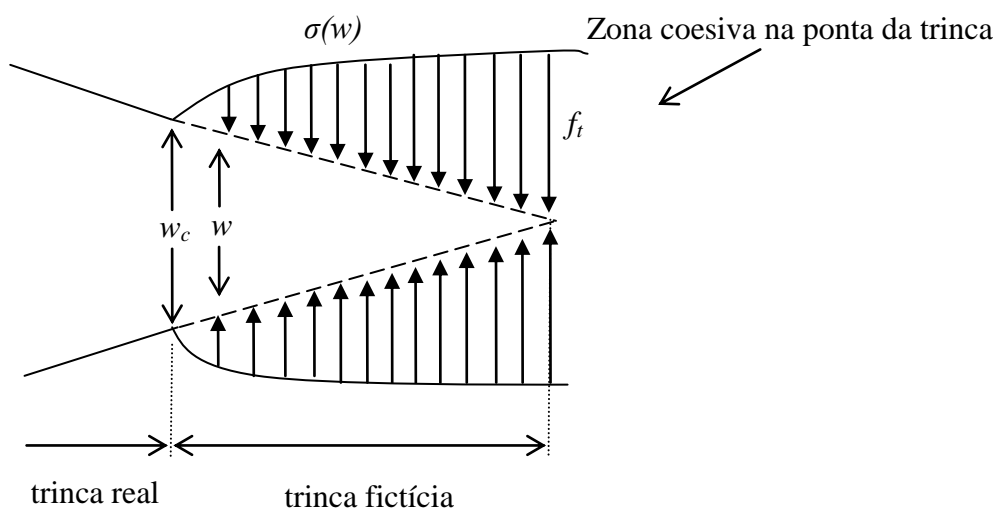


Figura 2.8. Zona coesiva na ponta da trinca.

FONTE: KARIHALOO, 1995, pp.64 (modificado).

Na FIG. 2.8, w é o deslocamento de abertura na ponta da trinca; e w_c é a abertura crítica da trinca fictícia na ponta da trinca real pré-existente, correspondente ao ponto em que a tensão coesiva, $\sigma(w)$ é nula, e f_t é a resistência à tração do material. A energia dissipada

para a propagação da trinca pode ser inteiramente caracterizada pela resistência de coesão à separação como demonstrado a seguir Eq. 2.1.

$$G_F = \int_0^{w_c} \sigma(w) \cdot dw \quad (2.1)$$

2.4.1.2 Modelo de Dois Parâmetros de fratura de JENQ e SHAH (1985)

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. Assume-se, que o mecanismo de dissipação de energia decorrente da pressão coesiva (G_σ) seja nulo. Deste modo, somente a parcela de energia elástica-linear (G_{Ic}) é considerada.

Este modelo considera o efeito não-linear do pré-pico de carga de uma estrutura real, contendo uma falha ou trinca de comprimento a_0 , através de uma estrutura equivalente elástica contendo uma falha ou trinca efetiva de comprimento a_e . O comprimento da trinca elástica efetiva é calculado a partir da flexibilidade C_u , que é medida quando se atinge a carga de pico P_u , ou próximo dela (FIG. 2.9 a). Admite-se que o início da fratura numa estrutura de concreto pode ser previsto a partir do fator de intensidade de tensão crítica, K_{Ic} , e do valor crítico de $CTOD_C$ (FIG. 2.9 b). Por isso este método é tradicionalmente conhecido como modelo de dois parâmetros. O valor de K_{Ic} é determinado com base na formulação da MFEL tendo em vista a geometria e o carregamento da estrutura, e com base, também, na trinca efetiva, a_e , enquanto o valor de $CTOD_C$ é calculado na ponta da trinca física real. Apesar da dificuldade em se determinar o valor do $CTOD_C$, assume-se que tanto K_{Ic} quanto $CTOD_C$ são constantes do material. Entretanto, são independentes da geometria e do carregamento da estrutura, enquanto o comprimento da trinca efetiva, a_e , depende do tamanho do corpo-de-prova.

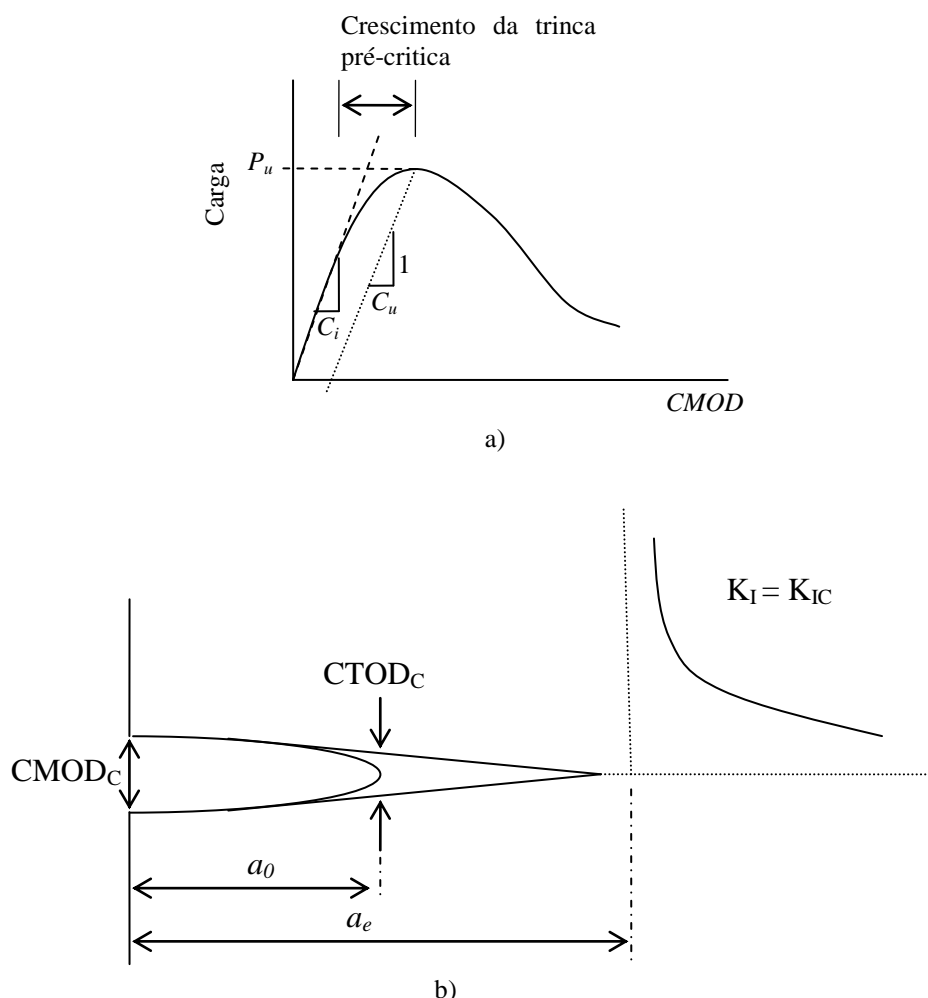


Figura 2.9. (a) Flexibilidade de uma estrutura de concreto (b) Início da propagação da trinca.

FONTE: SHAH et al., 1995. pp. 131 (modificado).

Neste modelo a Zona de Processo de Fratura é modelada através de uma trinca elástica efetiva, a_e , cuja dimensão é determinada empiricamente, a partir da curva cíclica de carga-CMOD (FIG. 2.10 a). Devido à dependência da geometria e do carregamento na estrutura, a trinca efetiva não pode ser utilizada como um critério de falha do processo de fratura. O comprimento de a_e diminui com o aumento do tamanho da estrutura. Este comprimento tende a se equiparar ao comprimento inicial do entalhe ou falha existente na estrutura, quando o tamanho da estrutura tende ao infinito.

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. 2.10 (a) e 2.10 (b), as componentes $CMOD^p$ e $CMOD^e$ são as parcelas plástica e elástica do $CMOD$, respectivamente.

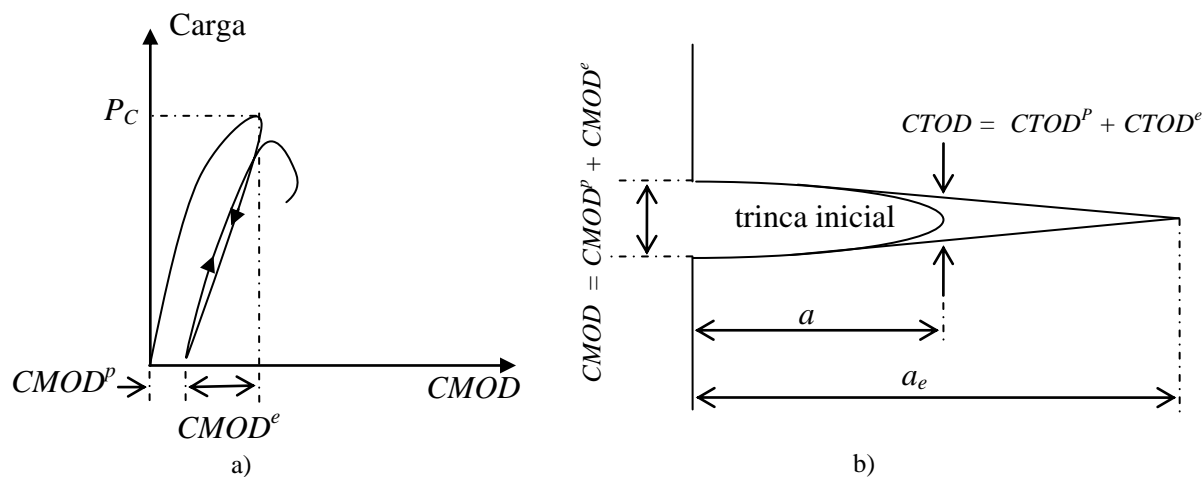


Figura 2.10. (a) Curva carga-CMOD (b) Modelo da trinca elástica equivalente.

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

A existência do $CTOD$ justifica-se a partir da consideração de que todos os materiais possuem algum tipo de defeito inicial assemelhado a trincas. Quando o material é sujeito a solicitações externas, estes defeitos ou trincas tendem a 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 crítico de abertura na ponta da trinca ($CTOD_c$). Sendo que K_{Ic} e $CTOD_c$ representam a resistência do material à fratura.

A utilização do Método de Dois Parâmetros como critério de falha permite descrever o crescimento estável da trinca, entretanto, não é possível descrever a redução gradual da capacidade de carga da estrutura de concreto, ou seja, não é possível descrever o processo de amolecimento das estruturas de concreto.

2.4.1.3 Modelo do efeito de tamanho de BAŽANT et al. (1987)

Segundo BAŽANT et al. (1987), o efeito de tamanho observado nas estruturas de concreto é uma das principais razões para a aplicação dos conceitos da mecânica da fratura no concreto (FIG. 2.11). O caminho mais fácil para essa aplicação é por meio das formulações da MFEL. Assim, baseado no modelo de trinca efetiva e na sua dependência de tamanho, BAŽANT et al. (1987) definiram a energia de fratura (G_f) e o comprimento da ZPF (c_f) com relação a estruturas de tamanho infinito e a uma geometria qualquer. Para se determinar G_f e c_f experimentalmente a partir de corpos-de-prova de tamanho moderado, os referidos autores, propuseram a lei do efeito de tamanho, visando à caracterização do material, de modo a isolar a influência do tamanho e da geometria da estrutura (Eq. 2.2).

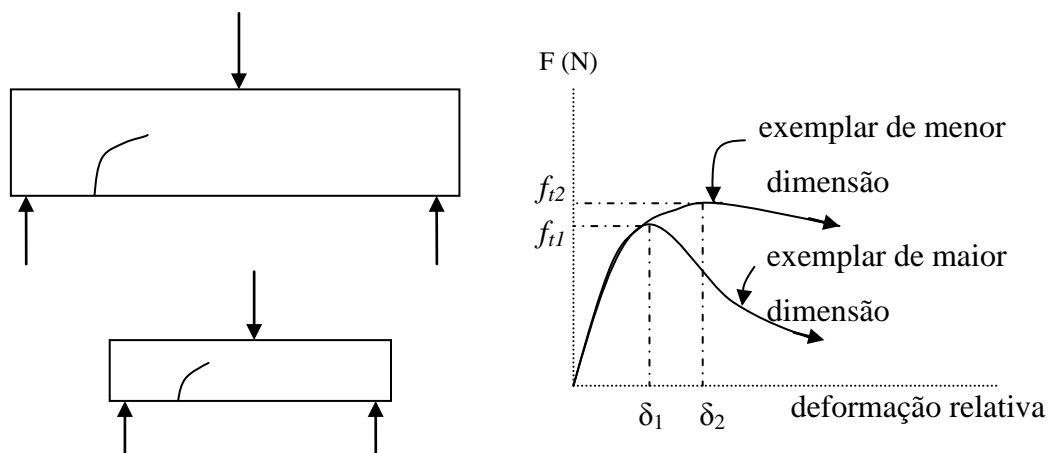


Figura 2.11. Lei do efeito de escala.

FONTE: BAŽANT et al., 1998. pp. 9.

Na FIG. 2.11 nota-se que as estruturas de maior tamanho apresentam capacidade portante (resistência) inferior a das estruturas de menor tamanho.

$$(\sigma_N)_u = \frac{Bf_t'}{\sqrt{1 + b/d_0}} \quad (2.2)$$

onde: $(\sigma_N)_u$ corresponde à tensão nominal na carga máxima; f'_t é a resistência à tração do material; b é a altura da seção transversal do corpo-de-prova; B e d_0 são parâmetros relacionados com G_f e c_f , podendo ser calculados a partir das seguintes expressões:

$$B = \frac{1}{f'_t} \left(\frac{E' G_f}{g'(\alpha_0) c_f} \right)^{1/2} \quad (2.3)$$

$$d_0 = c_f \frac{g'(\alpha_0)}{g(\alpha_0)} \quad (2.4)$$

sendo: E' o módulo de elasticidade; $\alpha_0 = a_0/b$; $g'(\alpha_0)$ é a primeira derivada de $g(\alpha_0)$ com relação à α_0 ; e $g(\alpha_0)$ é uma função relacionada ao fator geométrico e à profundidade do entalhe a_0 .

Considera-se que a Zona de Processo de Fratura do concreto ocorre numa região relativamente grande, da mesma ordem do tamanho dos corpos-de-prova usuais, influenciando nos valores da energia de fratura determinados experimentalmente, devido à dependência das dimensões dos mesmos. Assim, a energia de fratura deve ser determinada e definida através de uma lei do efeito de tamanho, de modo que seu valor não seja afetado por outras influências.

A partir da simulação da fratura em materiais parcialmente frágeis, utilizando uma análise dimensional e argumentos de similitude bidimensional, na qual a relação vão/altura da seção transversal e a relação tamanho inicial da trinca/altura da seção transversal foram mantidas constantes, os referidos autores chegaram a uma formulação mais geral da lei do efeito de tamanho (Eq. 2.5).

$$(\sigma_N)_u = B f'_t \left[1 + \left(\frac{b}{d_0} \right)^r \right]^{-1/2r} \quad (2.5)$$

onde r é um expoente utilizado para otimizar uma representação mais fiel do efeito de tamanho, sendo dependente da geometria do corpo-de-prova. Após muitas pesquisas, concluíram que um valor ótimo para qualquer geometria é $r \approx 1$.

Sendo os parâmetros de fratura G_f e c_f conhecidos para um dado material, a resistência nominal $(\sigma_N)_u$ para uma série de estruturas geometricamente similares com tamanhos distintos pode ser determinada. O efeito de tamanho consiste na variação de $(\sigma_N)_u$ com a dimensão característica, b , do corpo-de-prova ou da estrutura, de acordo com a Eq. 2.5.

Para se chegar na formulação mais geral da lei do efeito de tamanho, foram consideradas as seguintes hipóteses: (1) a energia liberada na estrutura devido à propagação da fratura é uma função do comprimento da trinca, $a = a_0 + \Delta a$, e do comprimento da ZPF; (2) a extensão da trinca, Δa_e , na carga máxima, não é pequena, sendo proporcional ao tamanho da estrutura, se a extensão da trinca for assintótica, isto é, $c_f = \lim_{b \rightarrow \infty} \Delta a$ é uma propriedade estrutural independente da altura da seção transversal do corpo-de-prova. Lembrando-se, que $\Delta a_e = a_e + a_0$, corresponde à trinca efetiva apresentada anteriormente no Modelo de Dois Parâmetros.

Os parâmetros de fratura, G_f e c_f , são estimados a partir da extrapolação da carga máxima, de corpos-de-prova geometricamente similares, para um exemplar de tamanho infinito, buscando garantir a independência dos parâmetros de fratura em relação ao tamanho e forma da estrutura. No limite, quando o tamanho da peça tende para infinito, a ZPF torna-se desprezível em comparação com as dimensões da peça. Com esta abordagem assintótica, pode-se utilizar a lei do efeito de escala adequada para caracterizar a independência de tamanho.

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 do diâmetro 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, aplicam-se quando a relação D/l for maior ou igual a 5 e menor que 100. Por outro lado, a resistência dos materiais se aplica somente quando esta razão for menor que 5 (BAŽANT, 2002), como ilustrado na FIG. 2.12.

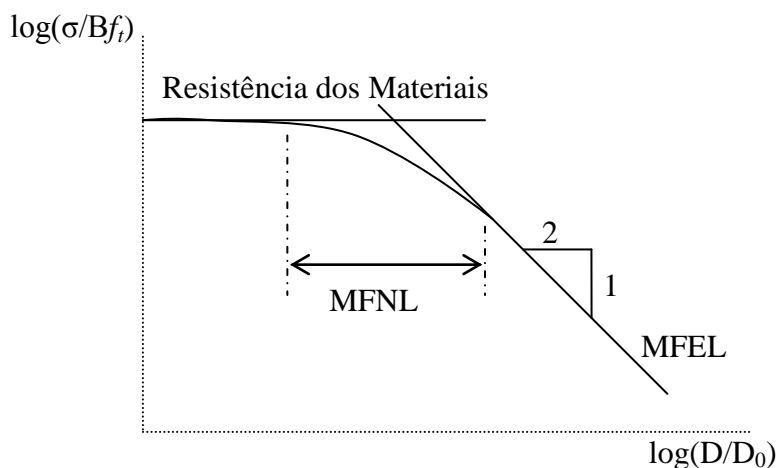


Figura 2.12. Domínio de cada uma das teorias.

FONTE: BAŽANT et al., 1998. pp. 9.

Na FIG. 2.12, a reta paralela ao eixo das abscissas representa o domínio de critérios de resistência baseados na Resistência dos Materiais. Já a reta com inclinação de 2:1 representa o domínio em que a MFEL pode ser aplicada. O trecho de transição entre o comportamento dominado pela resistência dos materiais e aquele caracterizado pela MFEL representa o domínio da MFNL.

2.4.2 Capacidade de absorção de energia do concreto reforçado com fibras de aço

O concreto simples, quando submetido à tração, falha devido à formação e à propagação de trincas. O concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), quando submetido a um carregamento de tração, irá apresentar a formação de várias fissuras com aberturas menores do que as formadas no concreto simples. Isto ocorre devido às fibras permanecerem inteiras após a formação das trincas, resistindo a sua abertura e propagação. Este fenômeno é conhecido como costura das faces da trinca e proporciona a formação de um maior número de fissuras menores no concreto, e uma distribuição mais uniforme de fissuras no volume da peça.

A relação tensão-abertura da trinca pode ser usada para descrever o processo de propagação de trincas no CRFA, a partir da utilização do modelo da trinca fictícia proposto por Hillerborg. Este considera as fibras como um mecanismo da ZPF, devido a sua habilidade de costurar as faces da trinca (FIG. 2.13).

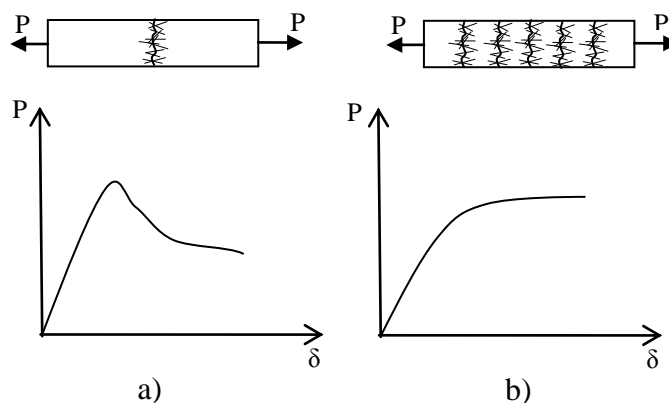


Figura 2.13. Curva carga-flecha de corpos-de-prova de CRFA (a) Propagação de uma única trinca (b) Propagação de várias trincas.

FONTE: RILEM TC 162-TDF, 2002. pp.263.

Na FIG. 2.13 (a), nota-se o processo de amolecimento semelhante ao do concreto sem fibras. Isto ocorre devido às fibras perderem parte de sua capacidade portante durante o início da propagação da trinca, quando se rompem ou são arrancadas. Na FIG. 2.13 (b) nota-se um comportamento mais dúctil do CRFA, pois após a formação da primeira trinca no concreto, as fibras não perderam a sua capacidade portante, o que levará à formação de mais trincas.

Apesar das semelhanças com o modelo de trinca fictícia, no que se refere à formação e à propagação de fissuras, o processo de abertura das trincas no CRFA diferencia-se do modelo de trinca fictícia, devido à costura das faces da trinca pelas fibras. Deve-se salientar que as fissuras somente se propagam com a ruptura ou com o arrancamento das fibras, aumentando a ductilidade do concreto. Assim, do ponto de vista prático a abertura crítica da trinca (w_c) passa a não ser relevante, pois as fibras possuem comprimento maior do que a abertura de trinca. Isto, do ponto de vista estrutural, implica na perda de significado da energia de fratura (G_F), definida pela Eq 2.1 (seção 2.4.1.1). Além disso, a

forma da curva $\sigma-w$ (tensão-abertura de trinca) passa a depender do tipo e da quantidade de fibras utilizadas, sendo que a forma da curva influencia na ação estrutural. Desta forma, a variação de $\sigma(w)$ dentro do limite aceitável de abertura da trinca, passa a ser mais importante do que a energia de fratura G_F (VANDEWALLE et al., 2002).

As fibras possuem orientação e distribuição aleatórias, podendo ocorrer a concentração de fibras em determinadas partes do volume do corpo. Conseqüentemente, a relação tensão- $CMOD$ do CRFA não pode ser considerada como a de um material isotrópico.

Para avaliar a capacidade de absorção de energia do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), foram propostos diversos índices de tenacidade. Entretanto, a partir dos estudos de BANTHIA e TROTTIER (1995) foi que VANDEWALLE et al. (2002) propuseram a caracterização do comportamento do CRFA após a sua fissuração. A metodologia de ensaio diferencia-se daquela proposta por BANTHIA e TROTTIER (1995), pois com o intuito de reduzir a dispersão dos resultados experimentais, foram propostos ensaios de flexão em três pontos de vigas com entalhe no meio do vão. A recomendação TC-162 TDF é baseada nos estudos de VANDEWALLE et al. (2002).

A recomendação TC-162 TDF desconsidera a parcela de energia que o concreto absorveria sem a colaboração das fibras, durante a propagação das fissuras (FIG. 2.14). Somente considera-se a parcela de absorção de energia dos mecanismos associados às fibras (D_{BZ2}^f e D_{BZ3}^f), conforme ilustrado nas FIG. 2.15 e 2.16.

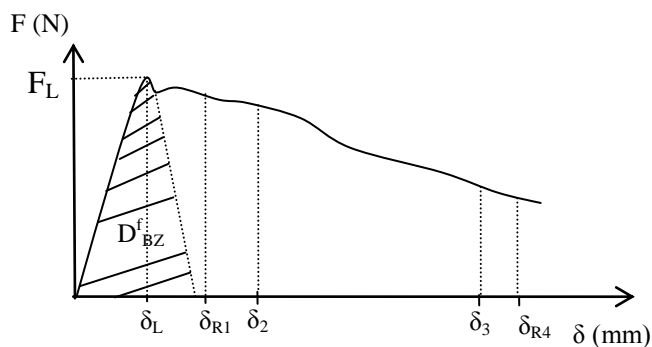


Figura 2.14. Curva carga-flecha do CRFA, a parcela de absorção de energia do concreto é indicada na figura por D_{BZ}^f .

FONTE: BARROS et al., 2004. pp. 48. (modificado)

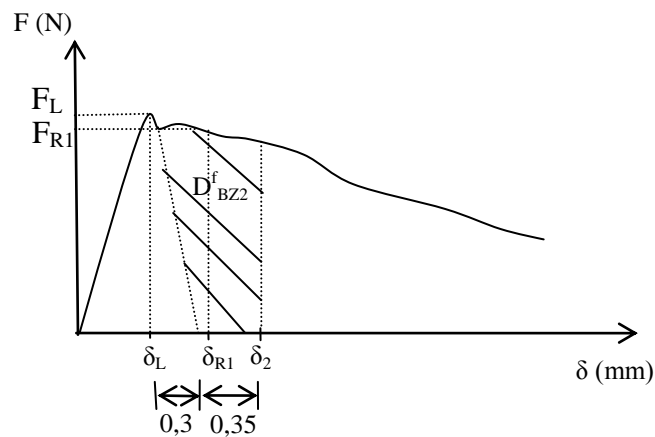


Figura 2.15. Curva carga-flecha do CRFA, parcela de energia absorvida D^f_{BZ2} e carga F_{R1} , correspondente ao deslocamento δ_{R1} .

FONTE: BARROS et al., 2004. pp. 48. (modificado)

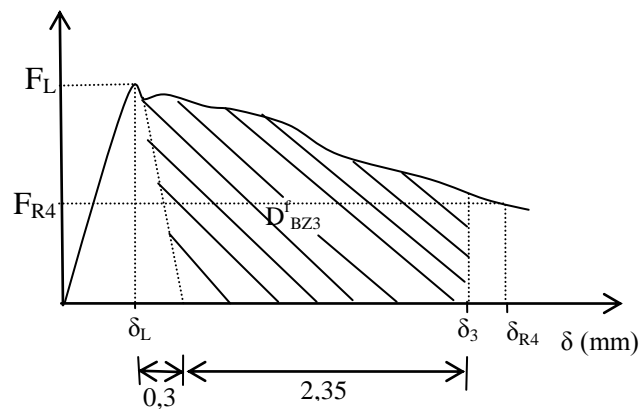


Figura 2.16. Curva carga-flecha do CRFA, parcela de energia absorvida D^f_{BZ3} e F_{R4} , correspondente ao deslocamento δ_{R4} .

FONTE: BARROS et al., 2004. pp. 48. (modificado)

No comportamento à flexão do CRFA consideram-se dois valores de flechas limites. Um relativo ao estado limite de serviço, e o outro ao estado limite último, que são estados normalmente utilizados em projetos. Os parâmetros correspondentes às flechas são conhecidos como resistência equivalente (f_{eq}), e são determinados a partir da capacidade de absorção de energia pelos mecanismos das fibras (D^f_{BZi}). Para a flecha no estado limite de serviço (δ_2), a resistência equivalente é conhecida como f_{eq2} ; já na flecha do estado limite

último (δ_3), esta resistência é conhecida como f_{eq3} . Conforme a TC 162-TDF (2002), f_{eq2} e f_{eq3} podem ser expressas por:

$$f_{eq,2} = \frac{3 D_{BZ.2}^f L}{2 \cdot 0,50 b h_{sp}^2} \text{ e } f_{eq,3} = \frac{3 D_{BZ.3}^f L}{2 \cdot 2,50 b h_{sp}^2} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.6)$$

sendo, L , o vão livre da viga; b , a largura da seção transversal retangular da viga; e h_{sp} , a altura efetiva da seção contendo o entalhe.

Posteriormente, foi proposta a substituição de f_{eq} pelo conceito de resistência residual, f_{Ri} , dada em função do $CMOD$. O $CMOD$ pode ser mais facilmente determinado experimentalmente, apesar de ser sensível a variações da relação carga-flecha durante os ensaios. A FIG. 2.17 apresenta uma curva experimental típica de carga- $CMOD$, usada para caracterizar a resistência residual. Na FIG. 2.17, nota-se que as tensões residuais correspondem aos valores de carga, F_{Ri} , para um determinado $CMOD$.

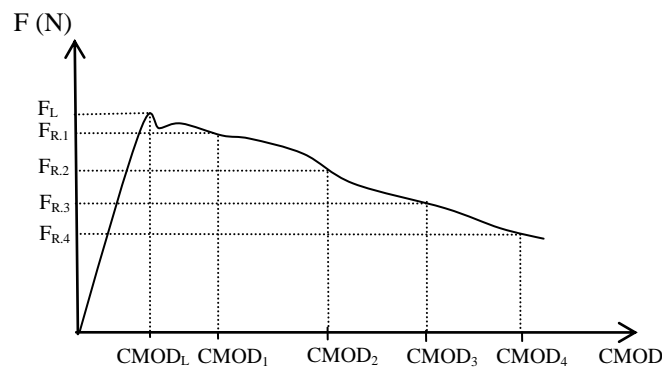


Figura 2.17. Curva carga- $CMOD$ do CRFA.

FONTE: RILEM TC 162-TDF, 2002. pp. 581. (modificado)

As resistências residuais ($f_{R,i}$) podem ser calculadas através da Eq. 2.7, considerando-se os valores de $CMOD$ ou a flecha no meio do vão da viga. Caso se considere a flecha, deve-se realizar a correspondência entre a flecha e o $CMOD$.

$$f_{R.1} = \frac{3}{2} \frac{F_{R.1}L}{bh_{sp}^2} \text{ e } f_{R.4} = \frac{3}{2} \frac{F_{R.4}L}{bh_{sp}^2} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.7)$$

sendo, $F_{R,i}$ os valores de carga correspondentes aos valores de $CMOD_i$ na curva de carga- $CMOD$. Os valores de $F_{R,i}$ também estão correlacionados aos valores correspondentes de flecha, δ_i , e aos da curva carga-flecha, desde que sejam respeitadas as seguintes relações entre $CMOD$ e flecha (Eq. 2.8).

$$\begin{aligned} \delta_{R.1} &= 0,46\text{mm} - CMOD_1 = 0,5\text{mm} \\ \delta_{R.2} &= 1,31\text{mm} - CMOD_2 = 1,5\text{mm} \\ \delta_{R.3} &= 2,15\text{mm} - CMOD_3 = 2,5\text{mm} \\ \delta_{R.4} &= 3,00\text{mm} - CMOD_4 = 3,5\text{mm} \end{aligned} \quad (2.8)$$

Estes dois parâmetros, f_{eq} e f_{Ri} , são usados para definir a curva tensão-deformação do CRFA, usada para a modelagem numérica deste material.

Os valores de f_{Ri} e f_{eq} são determinados experimentalmente. A homogeneidade de distribuição das fibras na mistura do concreto deve ser avaliada na superfície de ruptura do corpo-de-prova, pois a distribuição das fibras influencia nas curvas carga-flecha e carga- $CMOD$, obtidas a partir dos ensaios em vigas.

2.4.3 Emissão acústica

A emissão acústica (EA) foi aplicada aos estudos da mecânica da fratura no concreto, para auxiliar na análise do processo de formação de fissuras e na propagação de fissuras no concreto. As ondas de EA são ondas elásticas formadas devido ao movimento e deslocamento de descontinuidades no sólido, tais como trincas. A fratura de um material ocorre com a energia armazenada sendo consumida pela nucleação de novas superfícies externas (trincas) e pela emissão de ondas elásticas, que são definidas como ondas de EA. As ondas elásticas se propagam dentro do material e são detectadas pelo sensor

(transdutor) de EA. Os sinais de EA são detectados como movimentos dinâmicos da superfície do material, e são convertidos em sinais elétricos.

A monitoração da propagação de fissuras por meio da correlação dos sinais de EA possibilita prever a fratura final. Os parâmetros observados nas ondas de EA são: número de golpes ou eventos (*hits*); amplitude da onda (*A*); número de golpes contados – contagem da EA (*counts*); duração; energia; tempo do primeiro pico de amplitude até a amplitude máxima (*rise time* - *RT*); nos concretos reforçados com fibras de aço, utilizam-se também a inclinação entre os picos de amplitude (*RA*) e a frequência média (*AF*).

Os sinais de EA não relacionados ao processo de formação e propagação de fissuras são conhecidos como ruídos. Para se eliminar os ruídos durante um ensaio de EA, deve-se estabelecer uma amplitude limite de referência (*threshold*), desta forma, somente serão captados os sinais acima da amplitude limite. WU et al. (2000), CHEN et al. (2004) e AGGELIS (2011) utilizaram uma amplitude limite de 40 dB para elementos de concreto e concreto reforçado com fibras de aço. A FIG. 2.18 apresenta os principais sinais de EA captados durante a propagação de uma fissura num elemento de concreto.

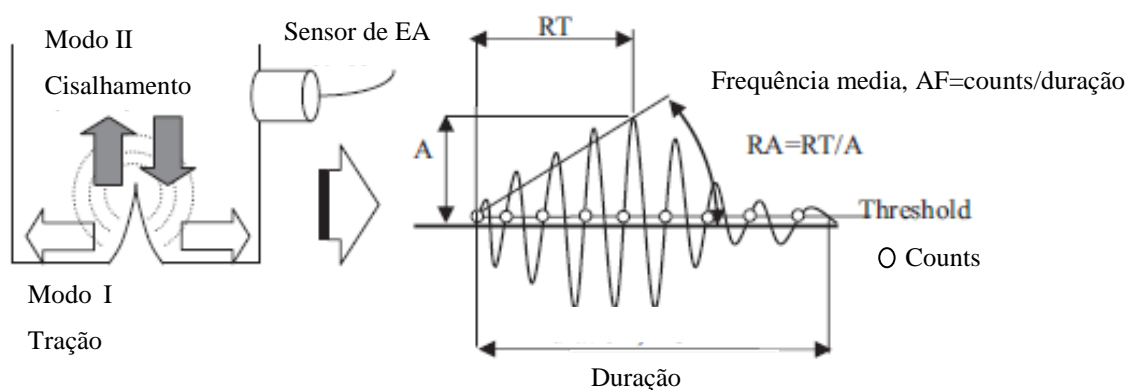


Figura 2.18. Sinais de EA durante a propagação da trinca no concreto.

FONTE: AGGELIS, 2011. pp. 154. (modificado)

A seguir, o significado de cada um dos parâmetros de fratura utilizados para descrever o fenômeno físico e os mecanismos de fratura:

- a) *Hits*: sinal que excede a amplitude limite e causa uma acumulação de dados. É frequentemente usado para mostrar atividade de EA com a contagem de número para um período ou números acumulativos.
- b) Contagem da EA: número de vezes em que a duração da onda do sinal excede a amplitude limite. Pode ser utilizado para se quantificar a atividade de EA tanto quanto o número de eventos (*Hits*). A contagem da EA depende diretamente da amplitude limite e da frequência de operação.
- c) Amplitude: corresponde ao pico de voltagem do sinal da onda usualmente anotado. Amplitudes são expressas em decibéis (dB). A escala linear de um microvolt do sensor é definida como um dB de EA. Amplitude é fortemente relacionada com a magnitude da fonte do evento. Geralmente a magnitude de detecção da amplitude deve ser compreendida como um valor que não representa a emissão da fonte, mas sim a resposta do sensor após a perda da energia durante a propagação da fratura. A magnitude da amplitude em cada sinal tem sido frequentemente analisada com a frequência de distribuição.
- e) Duração: intervalo de tempo em que a amplitude de onda supera a amplitude limite, dependendo diretamente da magnitude da amplitude limite.
- f) *Rise time (RT)*: intervalo de tempo entre a primeira amplitude de onda acima do limiar e da amplitude máxima. *RT* é fortemente relacionado com a função fonte-tempo e aplicada para classificar o tipo de fratura ou eliminar os ruídos.
- g) Energia: há diferentes definições para energia. A energia é normalmente interpretada como a magnitude do evento da fonte sobre a contagem da EA, devido à sensibilidade da amplitude e da duração. A energia independe da voltagem da amplitude limite e da frequência de operação.

A amplitude é fortemente correlacionada com a magnitude do evento ocorrido, e deve ser compreendida como uma resposta do sensor à perda de energia, durante a propagação da trinca. COLOMBO (2003) demonstrou que as microtrincas emitem ondas de pequena amplitude, enquanto a macrotrinca emite ondas de grande amplitude.

MURALIDHARA et al. (2010) afirma que a amplitude sozinha não é capaz de caracterizar precisamente a magnitude da atividade de EA, pois valores de amplitudes semelhantes correspondem a diferentes quantidades de energia. O referido autor sugere a utilização da energia, da contagem da EA e da duração do sinal para descrever a magnitude do evento ocorrido. Os resultados obtidos por MURALIDHARA et al. (2010) indicam que a energia dissipada durante os eventos de EA é independente do tamanho do corpo-de-prova.

O número de *hits* acumulado, ou a taxa de *hits* por segundos (*hits/s*) é considerado por muitos autores como a principal medida experimental de EA. Pois uma grande variação no número de *hits/s* pode indicar um elevado processo de microfissuração ou mesmo de fissuração no concreto. CHEN et al. (2007) afirmam que quanto maior o número de *hits*, mais tortuoso será o caminho da fratura, conseqüentemente mais larga será a ZPF, e maior será a quantidade de energia requerida para a trinca se propagar. AGGELIS (2011) observou que para valores de *hits/s* acima de 100, ocorre a formação da trinca principal, e que nesse momento, ocorre uma grande liberação de energia.

Em 1959, foi observado o efeito Kaiser em corpos-de-prova de concreto a aproximadamente 75% da carga máxima. Foi reportado que a ação de gerar o sinal de EA era fortemente relacionada com a mudança volumétrica e a absorção das ondas ultrassônicas. O efeito Kaiser prevê que, a cerca de 75% da carga máxima, o material não apresenta mais um comportamento elástico linear. Ao se aplicar a EA nos estudos de mecânica da fratura no concreto muitos autores têm observado que a cerca de 70 a 85% da carga de pico, inicia-se a formação da Zona de Processo de Fratura (ZPF).

Nos compósitos reforçados com fibras foi observado, por SOULIOTI et al. (2009), OHNO e OHTSU (2010) e AGGELIS et al. (2011), a variação do modo de ruptura durante a propagação da trinca em elementos submetidos a flexo-tração. Inicialmente, observa-se o Modo I de ruptura (modo de tração) com valores de *AF* elevados e baixos valores de *RA*. Após a propagação da trinca principal, observa-se o Modo II atuando no processo de fratura, com valores de *AF* baixos e valores de *RA* elevados. O Modo II ocorre devido à extensão da trinca até o topo, ao atrito das fibras e ao arrancamento das fibras. Segundo AGGELIS et al. (2011), quando se utiliza, nos compósitos reforçados com fibras,

transdutores de baixa frequência de ressonância (150 kHz), observa-se valores de AF de 60 kHz e valores de RA de 2000 $\mu\text{s}/\text{V}$, durante o Modo I de ruptura. Para transdutores com elevada frequência de ressonância, observa-se valores de AF acima de 300 kHz e RA acima de 500 $\mu\text{s}/\text{V}$ para o Modo I de ruptura.

AGGELIS et al. (2011) propõem a classificação dos modos de ruptura do concreto reforçado com fibras de aço, a partir da seguinte equação:

$$AF = 0,03RA + 200 \quad (2.9)$$

A FIG. 2.19 ilustra a ocorrência do Modo I e do Modo II durante a propagação da fissura em um elemento de concreto reforçado com fibras de aço.

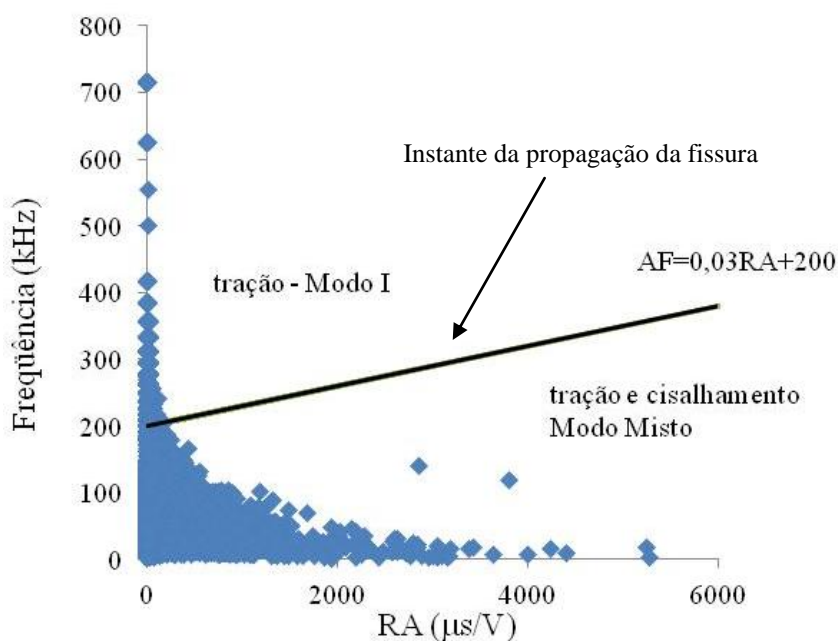


Figura 2.19. Modo I e Modo II durante a propagação da fissura.

Uma desvantagem da aplicação da técnica de EA é a não reprodutibilidade dos resultados para um mesmo material nas mesmas condições de teste. Isto ocorre devido à natureza da fonte do sinal, que varia de acordo com a heterogeneidade do material.

Materiais heterogêneos com uma dimensão particular, como o concreto, não fornecem resultado de EA similares pois o comprimento de onda do sinal é proporcional ao tamanho da heterogeneidade. Esta é uma das razões pelas quais se devem comparar os resultados de EA com os resultados de outros ensaios. Uma análise confiável de EA e a correta interpretação dos dados são, usualmente, possíveis apenas nos casos onde o sinal foi bem localizado. A localização do sinal é a base de toda a análise técnica usada em EA.

2.4.4 Correlação de Imagem digital

A correlação de imagens digitais é uma ferramenta efetiva e prática para se medir o campo de deformação sobre uma determinada superfície. A técnica da correlação de imagens não é destrutiva e também não há a necessidade do contato com a superfície do concreto para se medir a sua deformação, evitando desta forma qualquer interferência. O processamento das imagens é relativamente simples e rápido, e o sistema pode ser aplicado a qualquer tipo de corpo-de-prova.

Apesar de recente, a utilização da correlação de imagem digital está sendo cada vez mais utilizada nos estudos do concreto. CHOI e SHAH (1997) mediram as deformações axiais de um elemento de concreto submetido à compressão. CORR et al. (2007) estudaram a interface entre os agregados e a pasta de cimento, o processo de amolecimento e fratura do concreto convencional.

HUANG et al. (2010) obtiveram uma boa correspondência entre os resultados obtidos por meio da correlação de imagem com os resultados de extensômetros elétricos, ao se determinar o módulo de elasticidade do concreto.

WU et al., (2011) utilizaram a correlação de imagens para determinar o tamanho da ZPF. O referido autor observou que a ZPF cresce durante a propagação da trinca até o seu desenvolvimento por completo, então a ZPF começa a diminuir à medida que a trinca se propaga.

2.4.5 Variáveis que influenciam no processo de fratura do concreto

A resistência do concreto é fortemente influenciada pelo fator a/c . Além disto, a resistência também é influenciada pela razão cimento/agregado; pela aderência entre a argamassa e o agregado; pela graduação granulométrica; bem como pelas propriedades do agregado, como forma, tamanho e resistência (ELICES et al., 2008).

Da mesma forma que a resistência do concreto é influenciada por algumas variáveis, a energia de fratura do concreto também é influenciada por essas variáveis. Entretanto, não há um consenso comum entre os pesquisadores sobre como essas variáveis influenciam na energia de fratura, pois observam-se tendências diferentes em função do tipo de corpo-de-prova e da metodologia de ensaio utilizada.

A energia de fratura está diretamente relacionada com o tamanho da ZPF, sendo que quanto maior o seu tamanho, maior será a energia de fratura requerida para a trinca se propagar (SHAH et al., 1995). O tamanho da ZPF depende da microestrutura do material e do campo de tensão existente na ponta da trinca (KARIHALOO, 1995).

Existem muitos estudos sobre como algumas variáveis influenciam na energia de fratura e no comprimento da ZPF. ELICES et al. (2008) observaram a tendência do aumento da energia de fratura e do comprimento da ZPF com o aumento do diâmetro máximo do agregado, concluindo que a fragilidade do concreto diminui com o aumento do diâmetro máximo do agregado. Além disso, o referido autor não constatou uma relação clara entre a variação da energia de fratura com o tamanho máximo do agregado, em concretos com adições, visando a melhorar a aderência da argamassa aos agregados.

Há muitas pesquisas sobre o efeito do diâmetro máximo do agregado nas propriedades de fratura do concreto, entretanto não há um consenso sobre sua influência na energia de fratura. Testes utilizando um sistema tridimensional de EA têm revelado que a ZPF possui uma estrutura tridimensional (CHEN et al., 2007).

AMPARANO et al. (2000) estudaram a influência da distribuição granulométrica na resistência à compressão, na energia de fratura e no tamanho da ZPF. Foram realizados ensaios com base no método do efeito de escala. Os resultados indicam que um aumento da fração volumétrica dos agregados provocou uma ligeira redução na resistência à compressão. A energia de fratura, inicialmente, reduz com o aumento da fração volumétrica dos agregados, e posteriormente, aumenta. O comprimento da ZPF diminuiu com o aumento da fração volumétrica dos agregados, o que pode ser explicado segundo o autor, pela composição granulométrica mais grossa.

Utilizando a técnica de EA, CHEN et al. (2004) realizaram ensaios em vigas de concreto, com resistência à compressão de 50 e de 80 MPa, e observaram que tanto a energia de fratura quanto a tenacidade aumentaram com o aumento do diâmetro máximo do agregado. CHEN et al. (2004) também notaram que com o aumento da fração volumétrica de agregados, a energia à fratura e a tenacidade à fratura diminuíram, mesmo que a resistência à compressão tenha aumentado. Em estudo semelhante, CHEN et al. (2007) utilizaram a técnica tridimensional de EA, obtendo as mesmas conclusões. Nesse último estudo, também foi observado o tamanho da ZPF, e foi confirmado que a ZPF aumenta com o aumento do diâmetro máximo do agregado.

Buscando avaliar o comprimento e a largura da ZPF, HADJAB (2009) realizou ensaios, utilizando a técnica de EA, em elementos prismáticos de concreto, com diâmetro máximo do agregado de 14 mm. O referido autor encontrou valores de 80 a 90 mm para o comprimento da ZPF e larguras de 40 mm, e observou também que a ZPF começou a se formar a 68% da carga de pico.

INCE (2010) utilizou o método de dois parâmetros para avaliar a influência da resistência à compressão e do diâmetro máximo do agregado na tenacidade à fratura (K_{IC}) e no $CTOD_c$. Os resultados obtidos por INCE (2010) indicaram que a tenacidade à fratura possui uma forte correlação com a resistência à compressão, enquanto o $CTOD_c$ é totalmente independente. O referido autor concluiu que tanto a tenacidade à fratura, quanto o $CTOD_c$ aumentam com o aumento do diâmetro máximo do agregado.

MURALIDHARA et al. (2010) estimaram o tamanho da ZPF a partir da energia elástica acumulada liberada durante os eventos de EA. Os resultados obtidos indicaram que 75 a 80% da energia acumulada liberada são consumidos para a formação da ZPF.

2.4.6 Variáveis que influenciam no processo de fratura do CRFA

Nos concretos reforçados com fibras de aço, a quantidade de fibras, o comprimento das fibras, o diâmetro e o fator de forma das fibras influenciam na resistência do concreto e principalmente no comportamento pós-fissuração. Segundo METHA et al., (1994) tanto o aumento do comprimento, quanto do volume de fibras elevam de forma moderada a resistência do concreto, e aumentam de modo significativo, a tenacidade do concreto.

A interface entre as fibras e a pasta de cimento desempenha um papel fundamental na ação mecânica das fibras, desde que o fator de forma das fibras seja consideravelmente elevado, e conseqüentemente, a superfície de contato das fibras é maior do que a superfície de contato dos agregados. A formação da interface entre as fibras e a pasta de cimento pode ser explicada pelo efeito parede, havendo a presença de vazios que serão parcialmente preenchidos por produtos de hidratação do cimento (FIG. 2.20).

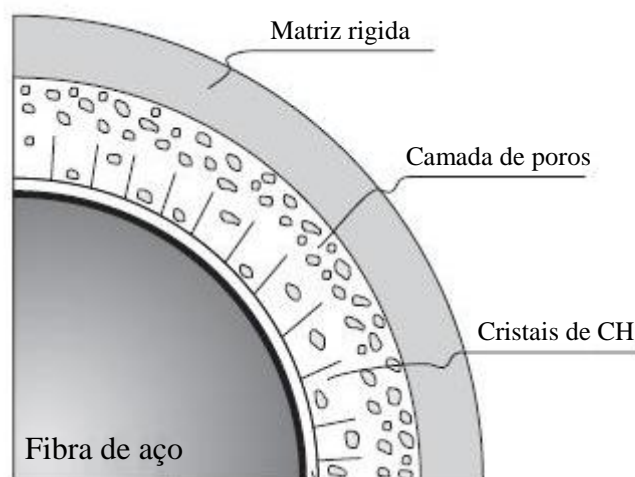


Figura 2.20. Interface entre a fibra e a pasta de cimento.

FONTE: BENTUR e MINDESS, 1990. pp. 154 (modificado)

Na FIG. 2.20, mostra-se que a formação de cristais de hidróxido de cálcio (CH) na interface tende a reduzir a sua resistência, pois estes cristais finos e longos pouco contribuem para a resistência.

DIAMOND et al. (2001) afirmaram que a baixa resistência da interface fibra-pasta de cimento é devida à alta porosidade e ao aumento da quantidade de cristais de hidróxido de cálcio (CH). As propriedades da interface entre fibra-matriz dependem de muitos parâmetros, tais como: a natureza da pasta de cimento, a presença de adições minerais e o fator a/c . A redução do tamanho da interface pode ocorrer pela redução do fator a/c ou pela adição de fíler ou microssílica, proporcionando uma interface mais densa, melhorando inclusive a sua resistência à aderência (LI e STANG, 1997). As propriedades e a qualidade da aderência entre as fibras e a pasta de cimento desempenham um papel fundamental no comportamento do material.

O principal mecanismo de aderência da fibra é o atrito entre a fibra e a pasta de cimento. A aderência é a resistência oferecida pela interface entre as fibras e a pasta de cimento. Os tipos de aderência dependem das propriedades da interface, sendo que quanto mais densa a interface, menor será a quantidade de vazios. A aderência pode ser física por meio do atrito entre as faces da fibra e a pasta de cimento, ou química devido aos cristais formados na interface. O primeiro mecanismo de aderência a ser ativado durante o arrancamento das fibras é a aderência química. No momento do início do arrancamento das fibras, as deformações destas são compatíveis com as deformações sofridas pela matriz, logo a aderência não sofre qualquer dano. Após a perda da aderência química, ou seja, do descolamento da fibra da pasta de cimento, tensões de atrito são mobilizadas devido à abrasão e ao processo de compactação da interface através do deslizamento das fibras dentro da pasta de cimento. A presença de ganchos e o processo de deformação das fibras contribuem para a aderência mecânica através do efeito de rugosidade (LI e STANG, 1997). A FIG. 2.21 ilustra o processo de arrancamento de fibras com ganchos.

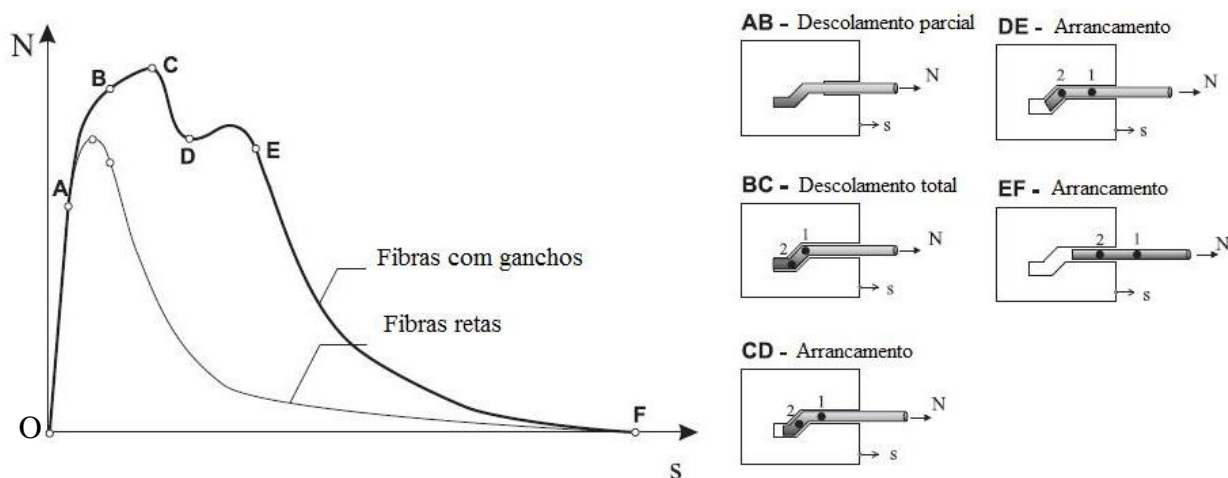


Figura 2.21. Processo de arrancamento das fibras com ganchos.

FONTE: CUNHA, 2010. pp. 19 (modificado)

Na FIG. 2.21, observa-se, que no trecho ascendente OA e AB, a aderência química é a principal responsável pela resistência ao arrancamento das fibras. Em BC, ocorre o descolamento total das fibras e a ação mecânica dos ganchos passa a resistir ao arrancamento. A partir do ponto C, os ganchos de ancoragem começam a se deformar. À medida que a fibra se deforma, a sua capacidade de carga pode aumentar, conforme pode ser visto no trecho DE. A aderência mecânica após a retificação das fibras ocorre devido ao atrito entre as fibras e a pasta de cimento (trecho EF).

A costura das fibras por outras fibras também é um mecanismo que pode contribuir para aumentar a resistência das fibras ao arrancamento. A matriz de concreto desempenha um papel importante nas propriedades da interface e na aderência das fibras à pasta. As propriedades da matriz dependem da relação água/aglomerante (a/agl), da adição de minerais, do tipo e da qualidade do cimento, do diâmetro máximo e do tipo de agregado.

A relação a/agl influencia na densidade e na rigidez da interface entre fibras e pasta de cimento (WEI et al., 1986). A redução do fator a/agl incrementa a resistência da matriz, elevando a carga de arrancamento das fibras, entretanto pode aumentar a fragilidade da interface entre as fibras e a matriz, diminuindo a tenacidade dos concretos (BANTHIA e TROTTIER, 1994). A adição de finos pode afetar significativamente as propriedades

reológicas do concreto, tanto no estado fresco quanto no estado endurecido. Desta forma, a adição mineral relaciona-se diretamente com o desenvolvimento da resistência, da durabilidade e da fluidez nos materiais cimentícios, que por sua vez, estão relacionados com a densidade microscópica do concreto. Os finos tendem a preencher os vazios na interface entre as partículas de cimento e as fibras, aumentando a densidade dessa região. Além disso, algumas adições podem reagir quimicamente com os cristais de CH, formando cristais mais resistentes, melhorando assim a aderência química entre as fibras e a matriz.

A adição de finos nos concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço (CAARFA) aumenta a densidade da matriz, tornando-a mais rígida. Devido à rigidez da matriz dos CAARFA, observa-se a plastificação dos ganchos de ancoragem durante o arrancamento das fibras. Na FIG. 2.22 (a) observa-se a forma da fibra e da região do gancho de ancoragem, quase que perfeita após o arrancamento da fibra. A matriz dos CRFA, que é menos densa do que a dos CAARFA, sofre microfissurações durante o arrancamento das fibras, conseqüentemente, a fibra não é totalmente retificada durante o seu arrancamento, ocorrendo maior atrito entre a matriz e a fibra (FIG. 2.22 b).



a)



b)

Figura 2.22. Mobilidade das fibras dentro da matriz de concreto (a) concreto autoadensável reforçado com fibras de aço (b) concreto convencional reforçado com fibras de aço.

FONTE: CUNHA, 2010. pp. 95 (modificado)

A FIG. 2.22 apresenta a superfície de arrancamento do concreto após o arrancamento da fibra, a matriz de CAARFA ficou quase perfeita, enquanto que a matriz de CRFA apresentou elevada rugosidade, indicando que a aderência devido ao atrito é maior nos CRFA do que nos CAARFA.

O tipo e o diâmetro máximo do agregado influenciam na dispersão das fibras na matriz de concreto. Quanto maior a quantidade e o diâmetro máximo do agregado, menor será a mobilidade potencial das fibras, formando agrupamentos de fibras e promovendo maior interação entre as fibras (FIG. 2.23) (PONCE, 2010).

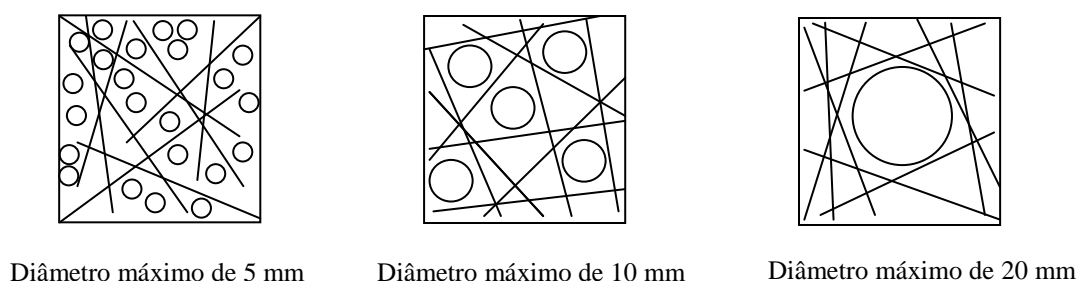


Figura 2.23. Efeito do diâmetro máximo do agregado na mobilidade das fibras.

FONTE: PONCE, 2010. pp. 267 (modificado)

Segundo PONCE (2010), a resistência do CRFA diminui com o aumento do diâmetro máximo do agregado ou com o aumento da fração volumétrica de agregados graúdos. A relação entre o diâmetro máximo do agregado e o comprimento da fibra tem grande influência na resistência e na tenacidade. As fibras devem envolver totalmente os agregados para garantir a sua eficácia, por isso recomenda-se que o comprimento da fibra seja de duas a três vezes maior do que o diâmetro máximo do agregado (ARANGO, 2008).

Outra variável que pode influenciar na resistência dos concretos reforçados com fibras de aço é a orientação e a quantidade de fibras ao longo da seção transversal dos elementos. A orientação das fibras depende diretamente do tipo de vibração do concreto. Segundo GETTU et al. (2005), as fibras ao longo da seção transversal de CRFA vibrados internamente, tendem a ter uma distribuição mais aleatória do que as fibras presentes em concretos vibrados externamente, desde que a isotropia das fibras seja preservada. A

orientação das fibras, e a densidade de fibras na seção transversal são influenciadas tanto pelas bordas das fôrmas, que restringem a orientação aleatória das fibras, quanto pela vibração de compactação, que tende reorientar as fibras em planos horizontais (SOROUSHIAN e LEE, 1990). Nos CAARFA o fluxo do concreto e as bordas das fôrmas tendem a orientar as fibras, de modo que as fibras fiquem paralelas às bordas das fôrmas e perpendiculares ao fluxo do concreto.

3

PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

3.1 Material analisado

Foram empregados vinte e quatro tipos de concretos: quatro concretos convencionais vibrados (CCV), usados como referência; quatro concretos autoadensáveis (CAA); oito concretos convencionais vibrados reforçados com fibras de aço (CCVRFA), também usados como referência; e oito concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço (CAARFA). Os concretos autoadensáveis e autoadensáveis reforçados com fibras de aço possuíam os mesmos fatores a/c (água/cimento), resistências média à compressão equivalentes e o mesmo consumo de cimento dos concretos de referência.

As variáveis estudadas nos diferentes tipos de concretos citados acima são apresentadas na TAB. 3.1. Estas variáveis foram selecionadas tendo como referência dois tipos de concretos fabricados na construção civil no Brasil e na Espanha. O primeiro tipo é o concreto convencional rotineiramente usado nas obras (CC) e o segundo é um concreto produzido pela indústria de pré-moldados (CPM). O CC normalmente, é produzido com agregados de diâmetro máximo de 20 mm, com granulometria grossa e com resistência à compressão de 30 MPa. Os CPM possuem normalmente, diâmetro máximo do agregado de 12 mm, granulometria fina e resistência à compressão de 50 MPa. A granulometria mais grossa é caracterizada, principalmente, por uma elevada quantidade de brita em relação a

areia e uma elevada quantidade de brita com maior diâmetro máximo do agregado em relação as demais britas. A granulometria mais fina é caracterizada por uma maior quantidade de areia, e por uma composição granulométrica contínua de brita. Os concretos reforçados com fibras de aço foram produzidos a partir de uma variação desses dois tipos de concretos. Normalmente, ao se adicionar fibras ao CC, utiliza-se uma pequena quantidade de fibras, 40 kg/m³ de fibras, além de fibras com fator de forma baixo, como por exemplo, 45. Os CC reforçados com fibras de aço são utilizados, principalmente, em pavimentos. Os CPM reforçados com fibras de aço destinam-se a aplicações mais nobres, tais como a sua utilização em elementos estruturais, visando à redução da taxa de armadura, por isso, utilizam-se elevadas quantidades de fibras, 70 kg/m³ de fibras, e fibras com fator de forma elevado, tal como 65. A partir dessas variações de concretos é que foram determinadas as variáveis de interesse.

Tabela 3.1. Variáveis de interesse.

	Resist. média à compressão (MPa)		Diâmetro máximo do agregado (mm)		Granulometria		Quantidade fibras (kg/m ³)		Características das fibras (fator de forma)	
	30	50	12	20	Fina	grossa	-	-	-	-
Concretos sem fibra	30	50	12	20	Fina	grossa	-	-	-	-
Concretos com fibra	30	50	12	20	Fina	grossa	40	70	45	65

3.2 Caracterização do material

3.2.1 Materiais usados

Os materiais utilizados na produção dos concretos estudados foram os seguintes: cimento CEM I 52,5R; cimento CEM II/B-M(V-LL) 32,5N; fíler calcário; areia natural lavada; areia artificial britada calcária; aditivo polifuncional redutor de água; aditivo superplastificante à base de éteres policarboxílicos; brita calcária, com os seguintes diâmetros mínimos/máximos: 4/7, 7/12 e 12/20 mm; e fibras 45/50BN, 65/40CN e 65/60BN.

3.2.2 Caracterização física

A caracterização física dos materiais foi realizada por meio de ensaios de densidade e granulometria. Nos aditivos foram determinadas a percentagem de resíduo sólido, a percentagem de água aderida e a densidade. Os ensaios de caracterização física dos materiais seguiram as especificações do *EUROCODE*: UNE-EN 1097-2:1999; UNE-EN 1097-3:1999; UNE-EN 1097-6:2001; UNE-EN 83-133:1990; UNE-EN 83-134:1990; UNE-EN 933-1:1995; UNE-EN 933-3:1997; UNE-EN 12350-2:2009.

A seguir, são apresentadas as composições granulométricas dos agregados (FIG. 3.1) e do cimento e do fíler (TAB 3.2). Os materiais passantes na tamis de 63 μm foram considerados finos. Os resultados da densidade dos materiais são mostrados na TAB. 3.3.

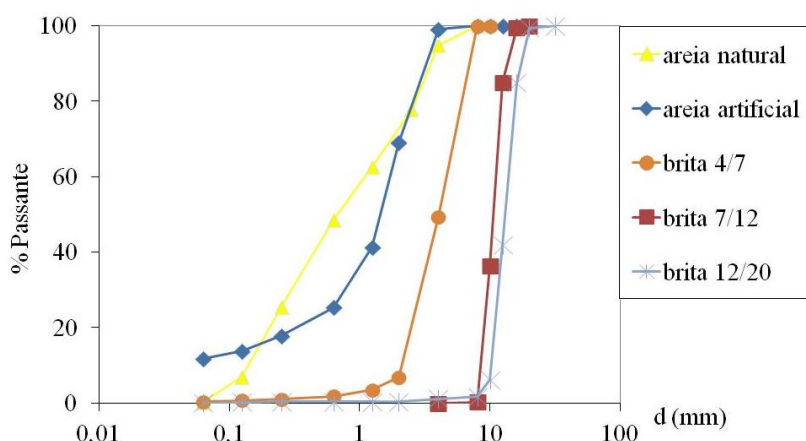


Figura 3.1. Curvas granulométricas dos agregados.

Tabela 3.2. Composição granulométrica do cimento e do filer

# tamis (mm)	Cimento		Filer	
	% volume	Acumulado	% volume	Acumulado
4	0	100	0	100
2,5	0	100	0	100
1,25	0	100	0	100
0,63	0	100	0	100
0,25	0	100	0	100
0,125	0,42	99,58	0,52	99,48
0,063	2,9	97,1	6,84	93,16
Fundo	96,68	3,32	92,64	7,36

Tabela 3.3. Densidade dos materiais.

Materiais	Densidade (kg/dm ³)
Brita	2,56
Areia natural	2,52
Areia artificial	2,61
Cimento	3,10
Fibras	7,85

3.2.3 Agregados miúdos e graúdos

A partir das curvas apresentadas na FIG. 3.1, observou-se a distribuição granulométrica dos grãos e da quantidade de finos presente nos agregados (material passante na tamis de 0,063 mm). Notou-se, que a distribuição dos grãos da areia natural foi mais contínua do que a dos grãos da areia artificial. Esta distribuição mais contínua dos grãos tende a tornar o concreto mais trabalhável; além disso, os grãos da areia natural possuem uma menor superfície de contato, demandando menos água do que a areia artificial.

A areia artificial britada apresenta uma quantidade elevada de finos aproximadamente 15% superior à quantidade de finos da areia natural, que é de cerca de 2%. A areia artificial pode conferir aos concretos uma maior resistência, devido à grande quantidade de finos e à forma lamelar dos grãos, que promove uma melhor aderência desse agregado com a pasta

de cimento (CANOVAS, 2007). Entretanto, uma elevada quantidade de finos faz com que o concreto consuma mais água, além de torná-lo menos trabalhável. O diâmetro máximo dos grãos nas duas areias (artificial e natural), determinado a partir dos ensaios granulométricos, foi de 4 mm.

Devido à grande quantidade de finos presentes na areia artificial, esta foi utilizada como areia corretora, ou seja, com o objetivo de melhorar a coesão e a viscosidade dos concretos, aumentando a resistência à segregação. Segundo RIGUEIRA VICTOR (2008), quanto maior for a finura da adição empregada, fíler ou areia corretora, maior será a possibilidade de utilizar quantidades elevadas de brita.

Os agregados graúdos de calcário foram classificados de acordo com a sua distribuição granulométrica. Desta forma, tem-se: brita 4/7, brita 7/12 e brita 12/20 (estes números correspondem à faixa de distribuição granulométrica das britas: o primeiro número corresponde ao diâmetro mínimo do agregado, e o segundo, ao diâmetro máximo do agregado). Segundo CANOVAS (2007), as composições granulométricas do agregado graúdo pouco influenciam na resistência dos concretos com o mesmo fator a/c .

3.2.4 Fibras

Segundo alguns autores, quanto maior o fator de forma das fibras, (ℓ/d), que é definido pelo comprimento da fibra (ℓ) dividido por seu diâmetro (d) (FIG. 3.4), e quanto maior a quantidade de fibras, mais elevada será a capacidade de absorção de energia e a ductilidade do concreto. Assim, buscando analisar a influência do fator de forma e da quantidade de fibras, foram utilizadas fibras com fatores de forma iguais a 45 e 65, e quantidades de fibras iguais a 40 kg/m^3 (equivalente a aproximadamente 0,5 % do volume total de concreto) e 70 kg/m^3 (cerca de 0,9 % do volume total de concreto).

As fibras foram escolhidas de acordo com a sua disponibilidade no mercado e em função do diâmetro máximo do agregado. Utilizou-se fibras com comprimento duas vezes maior do que o diâmetro máximo do agregado, nos CRFA com fibras de fator de forma igual à 45; e três vezes maior do que o diâmetro máximo do agregado, nos CRFA com fibras

com fator de forma igual à 65. Foram usadas as fibras Dramix® 65/40 CN, nos concretos com agregados de diâmetro máximo de 12 mm; Dramix® 65/60 BN, nos concretos com agregados de diâmetro máximo de 20 mm; e as fibras Dramix® 45/50 BN, utilizadas nos concretos com agregados de diâmetros máximos de 12 e 20 mm.

A TAB. 3.4 apresenta as principais propriedades das fibras utilizadas no trabalho. Todas as fibras possuíam dobras de ancoragem (FIG. 3.2 a). As fibras 45/50 apresentavam-se soltas, enquanto as fibras 65/40 e 65/60 estavam dispostas em pastilhas solúveis (FIG. 3.2 b).

Tabela 3.4. Propriedades das fibras.

Fibras	Dramix® 45/50BN	Dramix® 65/40CN	Dramix® 65/60BN
Comprimento (ℓ)	50 mm	40 mm	60 mm
Diâmetro (d)	1,05 mm	0,62 mm	0,90 mm
Fator de forma (ℓ/d)	45	65	65
Resist. à tração (MPa)	1.000	1.440	1.000

Segundo o fabricante, a disposição das fibras em pastilhas solúveis, possibilita uma dispersão mais uniforme delas na matriz cimentícia.

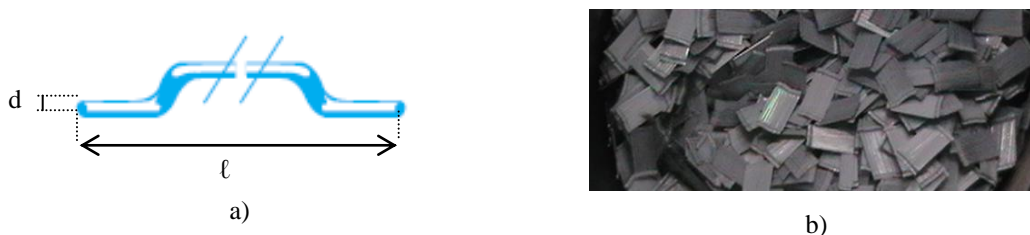


Figura 3.2. (a) dobras de ancoragem das fibras (b) fibras 65/40 em pastilhas solúveis.

3.2.5 Aditivos

Os aditivos usados foram: um plastificante polifuncional redutor de água (*Pozzolith 651N*); e um superplastificante de última geração, à base de éteres policarboxílicos (*Glenium C355*). A TAB. 3.5 mostra as principais características destes aditivos.

Tabela 3.5. Características dos aditivos.

Aditivo	% resíduo sólido	% água aderida	Densidade (g/cm ³)	Cor	Composição
Pozzolith 651N	41,51	58,49	1,22	negra	polifuncional
Glenium C355	20,33	79,67	1,05	bege	éter policarboxílico

Nos concretos convencionais vibrados com resistência à compressão média 30 MPa e nos concretos convencionais vibrados reforçados com fibras de aço com resistência à compressão média de 30 MPa, foi utilizado somente o aditivo polifuncional. Nos demais tipos de concretos, foram utilizados os dois aditivos (Pozzolith 651N e Glenium C355). A FIG. 3.3 apresenta os dois aditivos usados.

**Figura 3.3.** Aditivos utilizados: à esquerda superplastificante (Glenium C355), à direita plastificante (Pozzolith 651N).

3.2.6 Cimentos

O cimento utilizado nos concretos de resistência média à compressão de 30 MPa foi o CEM II 32,5/B-M (V-LL). Nos concretos com resistência média à compressão de 50 MPa foi usado o cimento CEM I 52,5R. As propriedades físico-químicas dos cimentos usados são apresentadas a seguir na TAB. 3.6.

Tabela 3.6. Propriedades físico-químicas dos cimentos.

Cimento	CEM II/B-M(V-LL)	CEM I 52,5R
Componentes		
Clínquer	65 – 79 %	95 – 100 %
Cinza volante de sílica e calcária	21 – 35 %	-
Constituintes minoritários	0 – 5 %	0 – 5 %
Características Químicas		
Sulfatos	≤ 3,5 %	3,4 %
Cloretos	≤ 0,1 %	-
Cal livre	-	1,7 %
Características físicas		
Início de pega	≥ 75 minutos	≥ 45 minutos
Expansibilidade	≤ 10 mm	≤ 10 mm
Finura Blaine	4.493 cm ² /g	4.608 cm ² /g
Resistência à Compressão		
2 dias	-	≥ 30 MPa
7 dias	≥ 16 MPa	-
28 dias	≥ 32,5 MPa	≥ 52,5 MPa

3.2.7 Fíler

O fíler calcário, extraído a partir de pedras calcárias de mármore, possui grande pureza química, cerca de 98% de carbonato de cálcio e diâmetro máximo de 63 µm. A FIG. 3.4 ilustra o fíler utilizado.

**Figura 3.4.** Fíler calcário usado.

O fíler somente foi utilizado nos concretos autoadensáveis, nos quais não foi possível ajustar a coesão e a viscosidade com a adição da areia corretora. A adição de fíler ao concreto foi feita em substituição à areia. A quantidade necessária de fíler foi determinada experimentalmente.

3.3 Dosagem e processo de concretagem

3.3.1 Concretos estudados

A partir da definição das variáveis consideradas (TAB. 3.1), foram determinados os tipos de concretos, necessários para caracterizar a influência destas variáveis no comportamento mecânico dos mesmos, com base em planejamento fatorial de experimentos.

O planejamento fatorial de experimentos considera a interação entre os níveis de cada fator para determinar a quantidade e tipos de concretos necessários para caracterizar a influência de cada fator no experimento. Multiplicando-se o número de níveis de um fator por o número de níveis dos demais fatores, obtém-se a quantidade de concretos necessários para se caracterizar as variáveis consideradas. O número de concretos representa as interações obtidas pela associação das variáveis.

Os concretos sem fibra (CCV e CAA) possuem três variáveis com dois níveis cada (TAB. 3.1), logo, tem-se o seguinte planejamento fatorial de experimentos: $2 \times 2 \times 2 = 8$. O número oito corresponde ao número de tipos de concretos necessárias para se caracterizar a influência das variáveis: resistência à compressão, granulometria, e diâmetro máximo do agregado no comportamento mecânico dos concretos sem fibras.

Nos concretos reforçados com fibras de aço (CCVRFA e CAARFA) têm-se cinco variáveis, sendo estas: resistência à compressão, diâmetro máximo do agregado, granulometria, quantidade de fibras e fator de forma das fibras. Cada variável possui dois níveis (TAB. 3.1), por isso, o planejamento fatorial de experimentos corresponde à seguinte interação entre os níveis das variáveis: $2 \times 2 \times 2 \times 2 \times 2 = 32$. Logo, 32 é o

número de tipos de concretos necessárias para se caracterizar a influência das variáveis no comportamento mecânico dos concretos reforçados com fibras de aço.

Conforme se observa no planejamento fatorial dos experimentos dos concretos reforçados com fibras de aço, não foi considerado o comprimento das fibras como uma variável de interesse, entretanto, o mesmo tende a influenciar no comportamento mecânico dos concretos, conforme apresentado adiante no Capítulo 4.

O planejamento estatístico de experimentos foi o mesmo para o CCV e para o CAA, assim como, para o CCVRFA e para o CAARFA. Tanto no planejamento estatístico de experimentos, quanto na análise de variância (ANOVA) dos resultados obtidos, foi considerado o nível de confiança de 95%.

Para diminuir o número de tipos de concretos, determinados no planejamento fatorial de experimentos, foi utilizado o método estatístico de TAGUCHI (1988)⁴ apud SERNA et al. (2003). A partir dos trabalhos de TAGUCHI (1988), orientados a generalizar e a facilitar a aplicação do planejamento fatorial de experimentos, é que foram desenvolvidos os fatoriais altamente fracionados, conhecidos como “*orthogonal arrays*” (matriz ortogonal). A TAB. 3.7 apresenta um exemplo dessas matrizes ortogonais do tipo L8 para cinco fatores com dois níveis cada. A coluna “*j*” indica os fatores e a linha “*i*” indica a prova, no caso corresponderia aos tipos de concreto.

As Matrizes ortogonais são acompanhadas de uma tabela de dupla entrada de interação (TAB. 3.8). A interação de dois efeitos quaisquer na coluna da tabela de interação resulta em um efeito simples, conforme indicado na TAB. 3.8. Desta forma, ao se recorrer a uma matriz ortogonal, para o planejamento de experimentos, não é necessário utilizar todas as colunas da mesma, visto que o número de fatores considerados normalmente é menor que o número de fatores que permite estudar a matriz ortogonal. Na TAB. 3.8, observa-se que a interação do fator 1 com o fator 2 resulta no fator 3.

⁴ TAGUCHI, G.; *System of experimental Design: Engineering Methods to optimize Quality and minimize Costs*. Ed. Unipub, New York, Estados Unidos, 1988.

Tabela 3.7. Matriz ortogonal (“*orthogonal arrays*”) L8, com cinco fatores com dois níveis cada.

Fatores Prova	1	2	3	4	5
1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	2	2
3	1	2	2	1	1
4	1	2	2	2	2
5	2	1	2	1	2
6	2	1	2	2	1
7	2	2	1	1	2
8	2	2	1	2	1

Tabela 3.8. Matriz ortogonal de interação.

1	2	3	4	5
1	3	2	5	4
2	1	1	2	3
3	3	3	3	2
4	4	4	4	1

Este método (de TAGUCHI, 1988) permite estudar o efeito de um número elevado de fatores com poucos ensaios, pois apenas se estima o efeito das interações de primeira ordem, não estimando a combinação de três ou mais efeitos juntos, interações de ordem elevada. Desta forma, nota-se, que a matriz ortogonal L8, juntamente com a matriz de interações (TAB. 3.7 e 3.8) conseguem descrever a influência da interação de primeira ordem de cinco variáveis satisfatoriamente.

Durante o tratamento estatístico, buscou-se obter concretos de aplicação prática, ou seja, que normalmente são usados em obras ou na indústria de pré-moldados. A seguir, são apresentados os tipos de CCV e CAA (TAB. 3.9) e os tipos de CCVRFA e CAARFA (TAB. 3.10) em função das variáveis consideradas e a sua respectiva nomenclatura.

Tabela 3.9. Tipos de concretos sem fibras e sua nomenclatura.

Tipos de concreto	Variáveis consideradas			Nomenclatura	
	Resistência à compressão média (MPa)	$\Phi_{\max.}$ (mm)	Granulometria	CCV	CAA
1	30	12	Fina	V30d12F	A30 d12F
2	30	20	Grossa	V30d20G	A30 d20G
3	50	12	Grossa	V50d12G	A50 d12G
4	50	20	Fina	V50d20F	A50 d20F

Na nomenclatura dos CCV apresentada na TAB. 3.9, a primeira letra indica se o concreto foi vibrado ou é autoadensável: *V* indica que o concreto foi vibrado, *A* indica que é autoadensável; o número seguinte à primeira letra, indica a classe de resistência à compressão, de acordo com a resistência alvo de dosagem, podendo ser **30** ou **50**; a letra *d* corresponde ao diâmetro máximo do agregado, logo **d12** ou **d20** indicam que o diâmetro máximo do agregado é 12 ou 20 mm, respectivamente; a última letra indica a composição granulométrica, *F* equivale à granulometria fina e *G* equivale à granulometria grossa.

Tabela 3.10. Tipos de concretos reforçados com fibras de aço e sua nomenclatura.

Tipo de concreto	Quant. fibras (kg/m ³)	Variáveis consideradas				Nomenclatura	
		Resist. Comp. média (MPa)	$\Phi_{\max.}$ (mm)	Granul.	l/d	CCVRFA	CAARFA
1	40	30	12	Fina	45	V30d12F-f40/45	A30d12F-f40/45
2	40	30	20	Grossa	45	V30d20G-f40/45	A30d20G-f40/45
3	40	50	12	Fina	65	V50d12F-f40/65	A50d12F-f40/65
4	40	50	20	Grossa	65	V50d20G-f40/65	A50d20G-f40/65
5	70	50	20	Fina	45	V50d20F-f70/45	A50d20F-f70/45
6	70	50	12	Grossa	45	V50d12G-f70/45	A50d12G-f70/45
7	70	30	20	Fina	65	V30d20F-f70/65	A30d20F-f70/65
8	70	30	12	Grossa	65	V30d12G-f70/65	A30d12G-f70/65

Na TAB. 3.10, os índices utilizados na nomenclatura dos CCVRFA e dos CAARFA foram os mesmos utilizados nos CCV e nos CAA, acrescidos da letra *f*, que indica a presença de fibras. Os índices **40** ou **70** correspondem à quantidade de fibras, 40 ou 70 kg/m³ de fibras, respectivamente, e **45** ou **65** equivalem ao fator de forma das fibras utilizadas.

Os concretos apresentados nas TAB. 3.9 e 3.10, foram confeccionados com os materiais anteriormente descritos.

3.3.2 Dosagem

Foi utilizado o método de dosagem experimental para confeccionar todos os tipos de concretos. Inicialmente, foram definidas as dosagens dos concretos V30d20G e V50d12G. Estas dosagens serviram de base para o desenvolvimento das demais.

Os concretos V30d20G e V50d12G foram considerados equivalentes aos concretos de referência, concreto convencional de obra e concreto produzido pela indústria de pré-moldados, respectivamente. O fator água/cimento (a/c) utilizados nestes concretos foram: 0,6 para o concreto V30d20G; e 0,5 para o concreto V50d12G.

Os CCV e os CCVRFA foram dosados para atingirem as seguintes características no estado fresco: trabalhabilidade, cone Abrams igual a $10\text{ cm} \pm 2\text{ cm}$, e resistência à segregação; e no estado endurecido: resistência à compressão média de 30 MPa ou de 50 MPa.

Os CAA e os CAARFA foram dosados visando às seguintes características no estado fresco: trabalhabilidade, espalhamento igual a $650\text{ mm} \pm 50\text{ mm}$; resistência à segregação; e no estado endurecido: resistência à compressão média de 30 MPa ou de 50 MPa.

A quantidade de cimento foi definida a partir da resistência à compressão desejada. Utilizou-se inicialmente 300 kg/m^3 de cimento, para os concretos cuja resistência à compressão média era de 30 MPa, e 380 kg/m^3 de cimento nos concretos cuja resistência à compressão média era de 50 MPa. Como o aditivo superplastificante mostrou-se ineficaz nos concretos com 300 kg/m^3 de cimento, passou-se a utilizar 325 kg/m^3 de cimento, visando a facilitar a dosagem dos concretos autoadensáveis.

Os concretos, cujo a resistência alvo de dosagem à compressão foi de 30 MPa, possuíam fator a/c igual a 0,6 e consumo de cimento de 325 kg/m^3 , e os concretos, cujo a resistência alvo de dosagem à compressão foi de 50 MPa, tinham fator a/c de 0,5 e consumo de cimento de 380 kg/m^3 .

Nos concretos estudados foram utilizadas duas composições granulométricas, uma fina e outra grossa. Estas composições foram determinadas por meio da curva de Bolomey, calculada pela expressão

$$y = a + (100 - a)\sqrt{d/D} \quad (3.1)$$

onde “y” corresponde à porcentagem que passa por cada tamis de abertura “d”, em mm; “D” é o tamanho máximo do agregado, em mm; “a” é um parâmetro relacionado com a consistência do concreto e cujos valores são indicados na TAB. 3.11.

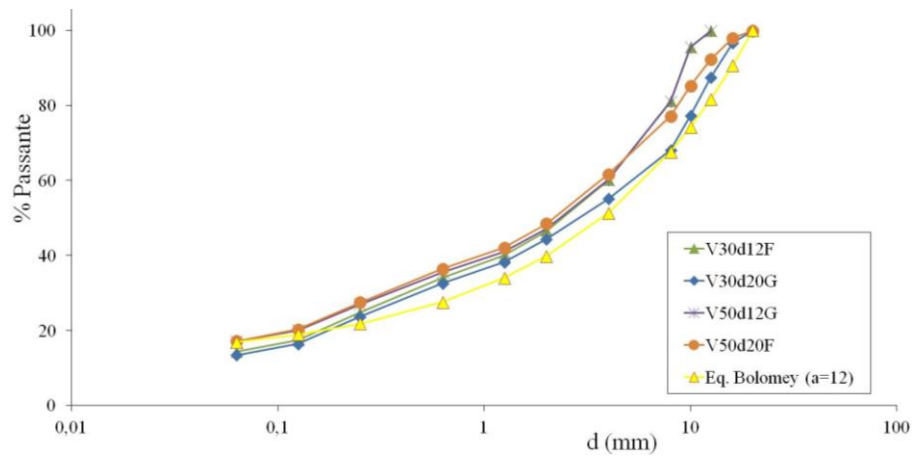
Tabela 3.11. Parâmetro “a” da curva de Bolomey.

Tipo de agregado	Consistência do concreto	Valores de <i>a</i>
Rolado	Seca	10
	plástica	11
	Fluida	12
Britado	Seca	12
	plástica	13
	Fluida	14

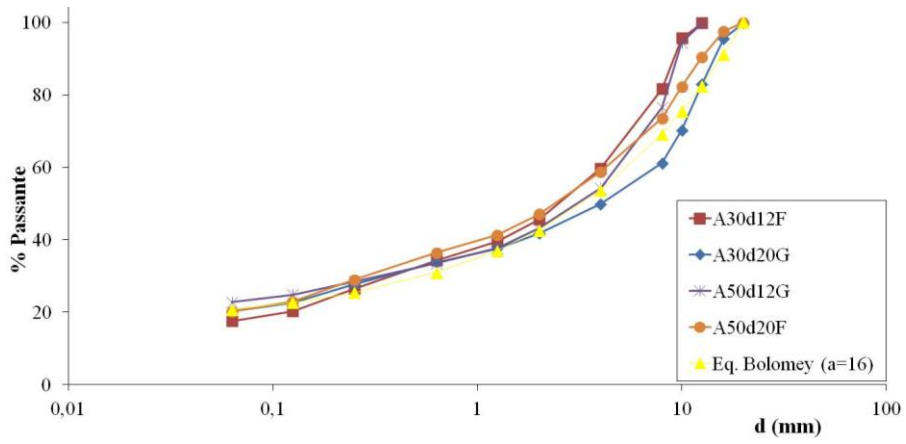
Fonte: CANOVAS, 2007, pp. 225

RIGUEIRA VICTOR (2008) recomenda os seguintes valores de “a” para concretos autoadensáveis: “a” igual a 16, para agregados com diâmetro máximo igual a 20 mm; e “a” igual a 20, para agregados com diâmetro máximo de 12 mm.

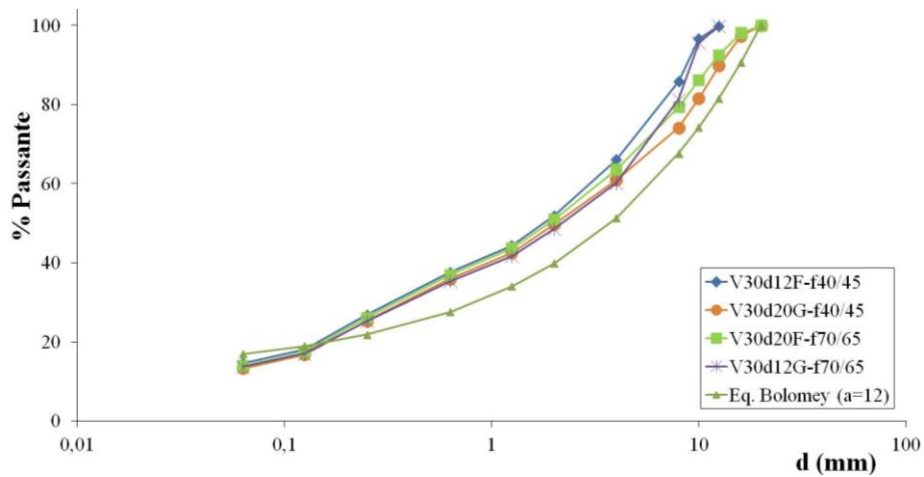
A FIG. 3.5 e a 3.6 apresentam as curvas teóricas de Bolomey, juntamente com as curvas de composição granulométrica fina e grossa dos agregados, dos vários tipos de concretos estudados. Estas curvas incluem todos os sólidos empregados no concreto, inclusive o cimento.



a)

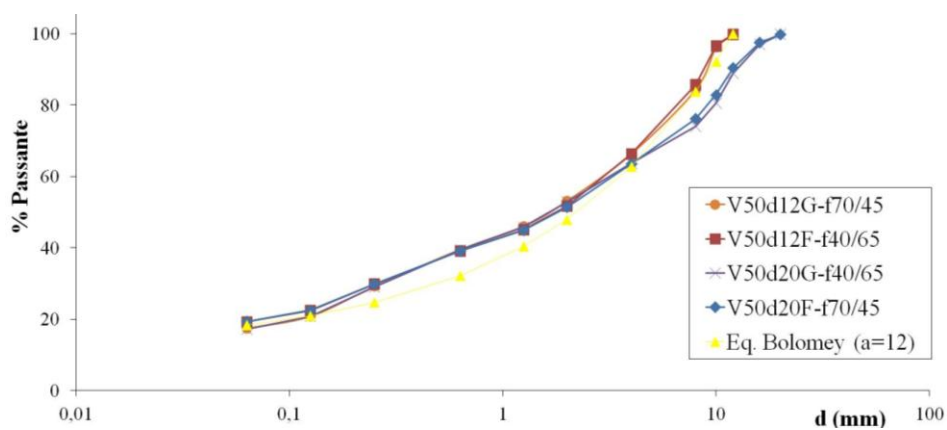


b)

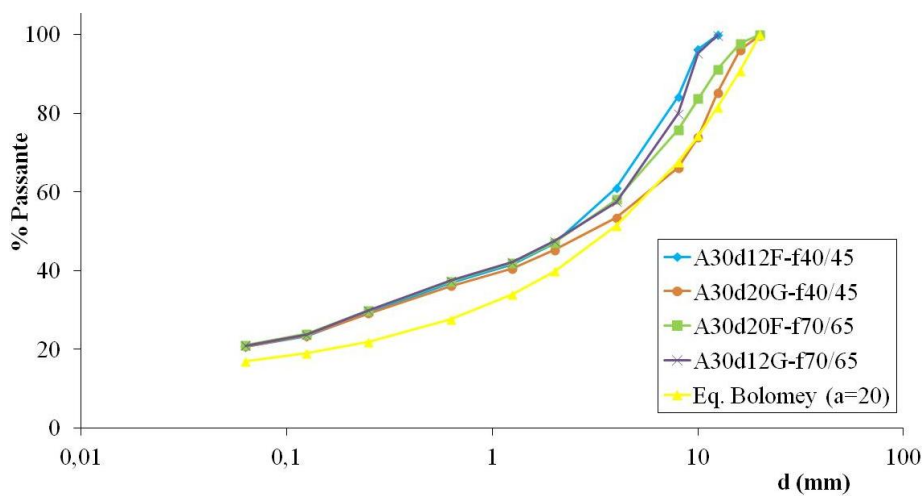


c)

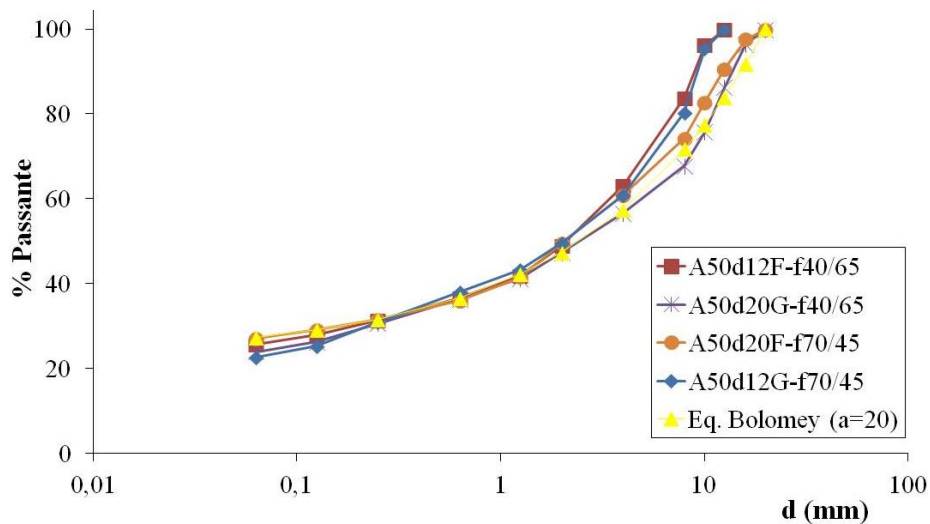
Figura 3.5. Composição granulométrica dos agregados dos: (a) CCV (b) CAA (c) CCV RFA.



d)



e)



f)

Figura 3.6. Composição granulométrica dos agregados dos: (d) CCVRFA (e) CAARFA (f) CAARFA.

Os fatores considerados para a variação da granulometria, fina e grossa, foram: a relação e a proporção entre agregado graúdo e agregado miúdo (brita/areia); e a relação e a proporção entre os tipos de brita (brita 4/7, 7/12 e 12/20). A relação brita/areia foi menor nos concretos com granulometria mais fina e maior nos concretos com granulometria mais grossa. A proporção entre os tipos de brita foi diretamente relacionada ao diâmetro máximo do agregado. A TAB. 3.12 apresenta a relação e a proporção das britas em função do diâmetro máximo do agregado e da composição granulométrica.

Na FIG. 3.5 e na 3.6, nota-se que a principal variação na composição granulométrica ocorreu no diâmetro das britas. Os concretos com granulometria mais fina apresentaram uma composição granulométrica mais contínua dos agregados graúdos, enquanto, os concretos com granulometria mais grossa apresentaram uma composição granulométrica dos agregados graúdos mais uniforme.

Tabela 3.12. Proporção das britas em função do diâmetro máximo e granulometria.

Tipo de brita	$\phi_{\max.} = 12\text{mm}$		$\phi_{\max.} = 20\text{ mm}$	
	Granul.fina (%)	Granul. grossa (%)	Granul.fina (%)	Granul. grossa (%)
brita 4/7	45	30	30	20
brita 7/12	55	70	35	30
brita 12/20	-	-	35	50

Os valores apresentados nas TAB. 3.12 são aproximados, sofrendo ligeiras variações em função da quantidade de fibras e do tipo de concreto.

Com o aumento da quantidade de fibras, notou-se uma redução da trabalhabilidade. Para atenuar este problema, reduziu-se a relação brita/areia dos CCVRFA e dos CAARFA. Os valores de “a” para os concretos confeccionados são apresentados na TAB. 3.13.

Tabela 3.13. Valores de “a” para os concretos confeccionados.

Tipo de concreto	Valores de “a”	$\phi_{max.}$ (mm)
CCV – CCVRFA	10	20
CCV – CCVRFA	12	12
CAA	16	20
CAA	18	12
CAARFA	17	12
CAARFA	20	20

As dosagens dos CCV e dos CCA são apresentadas na TAB. 3.14. As dosagens dos CCVRFA e dos CAARFA são mostradas nas TAB. 3.15 e 3.16, respectivamente. Nestas tabelas, também estão presentes os valores de abatimento de tronco de cone (S), para os concretos convencionais e os CCVRFA, e os valores de espalhamento (S), para os concretos autoadensáveis e os CAARFA.

Tabela 3.14. Dosagem dos CCV e dos CAA.

Tipo de concreto	Cimento (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	Brita (kg/m ³)			Areia (kg/m ³)		Filer (kg/m ³)	Aditivo (kg/m ³)		(S) (mm)
			4/7 mm	7/12 mm	12/20 mm	natural	Artificial		Plast.	Super.	
V30d12F	325	195	346	643	-	860	-	-	1,89	-	100
V30d20G	325	195	209	366	471	839	-	-	1,80	-	120
V50d12G	380	190	336	623	-	834	-	-	1,90	2,28	100
V50d20F	380	190	335	335	287	831	-	-	2,28	1,90	140
A30d12F	325	195	359	538	-	750	195	-	1,63	5,20	600
A30d20G	325	195	142	283	519	533	362	45	2,60	5,20	600
A50d12G	380	190	353	432	-	524	364	-	1,90	6,08	640
A50d20F	380	190	264	308	308	732	191	-	1,90	6,84	600

Tabela 3.15. Dosagem dos CCVRFA.

Tipo de concreto	Cimento (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	Brita (kg/m ³)			Areia (kg/m ³)		Fíler (kg/m ³)	Aditivo (kg/m ³)		Fibras (kg/m ³)	S (mm)
			4-7 mm	7-12 mm	12-20 mm	Natural	Artificial		Plast.	Super		
V30d12F-f40/45	325	195	322	484	-	1005	-	-	2,76	-	40	80
V30d20G-f40/45	325	195	172	301	387	1009	-	-	3,00	-	40	80
V30d20F-f70/65	325	195	241	281	281	1022	-	-	3,15	-	70	120
V30d12G-f70/65	325	195	217	652	-	964	-	-	4,65	-	70	80
V50d12F-f40/65	380	190	357	436	-	866	123	-	2,28	3,23	40	100
V50d20G-f40/65	380	190	163	245	408	958	-	-	2,28	3,04	40	140
V50d20F-f70/45	380	190	237	237	316	861	123	-	2,28	1,90	70	120
V50d12G-f70/45	380	190	284	527	-	852	-	-	2,28	3,23	70	140

Tabela 3.16. Dosagem dos CAARFA.

Tipo de concreto	Cimento (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	Brita (kg/m ³)			Areia (kg/m ³)		Fíler (kg/m ³)	Aditivo (kg/m ³)		Fibras (kg/m ³)	S (mm)
			4-7 mm	7-12 mm	12-20 mm	Natural	Artificial		Plast.	Super		
A30d12F-f40/45	325	195	353	431	-	406	634	40	2,60	5,20	40	640
A30d20G-f40/45	325	195	120	241	443	590	409	45	2,60	5,20	40	600
A30d20F-f70/65	325	195	223	260	260	620	430	50	1,95	5,20	70	670
A30d12G-f70/65	325	195	183	551	-	645	437	50	1,95	5,85	70	630
A50d12F-f40/65	380	190	353	431	-	515	516	-	3,04	7,52	40	630
A50d20G-f40/65	380	190	161	242	403	590	411	-	2,28	6,08	40	690
A50d20F-f70/45	380	190	233	272	272	393	642	-	1,90	6,08	70	670
A50d12G-f70/45	380	190	231	540	-	705	315	-	2,28	6,08	70	640

3.3.3 Montagem das fôrmas das vigas

As fôrmas das vigas foram montadas utilizando uma placa de aço posicionada no plano horizontal, e perfis metálicos de aço. A chapa horizontal foi usada como base para a face lateral das vigas e os perfis limitavam a altura e a largura. Entre os perfis metálicos eram colocados gabaritos de madeira, delimitando o comprimento das vigas (FIG. 3.7).

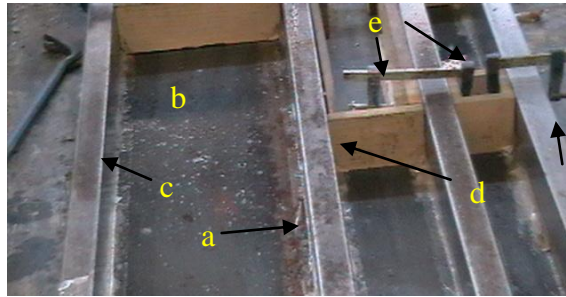


Figura 3.7. Fôrmas montadas sobre chapa de aço, juntamente com perfis metálico.

Para melhorar o acabamento das vigas foi colocado no encontro entre os perfis (a) e a chapa de aço (b) uma fita adesiva (c). Os gabaritos de madeira (d) foram fixados aos perfis de aço com presilhas (sargentos) (e).

3.3.4 Processo de concretagem

A concretagem foi realizada numa betoneira de eixo vertical com capacidade de 150 litros (FIG. 3.8). A concretagem dos corpos-de-prova foi dividida em 4 etapas, com aproximadamente 100 litros cada, devido ao grande volume de concreto necessário. A escolha dos exemplares a serem concretados em uma determinada etapa foi aleatória. O processo de concretagem foi padronizado para tentar garantir a uniformidade dos exemplares.



Figura 3.8. Betoneira de eixo vertical.

Os materiais utilizados nas 4 etapas de concretagem foram pesados ao mesmo tempo e armazenados em cestas plásticas (FIG. 3.9 a). A umidade dos agregados foi determinada para se determinar a quantidade de água efetivamente necessária conforme o fator a/c . Buscando garantir a uniformidade da umidade da areia, que se encontrava armazenada em contêiner aberto, um dia antes da concretagem, esta foi coletada e misturada durante sete minutos em betoneira basculante com capacidade efetiva de 60 litros. Posteriormente as areias foram colocadas em cestas plásticas e cobertas com plástico (FIG. 3.9 b), onde foram mantidas até o dia da concretagem. Não houve necessidade de realizar este mesmo procedimento com a brita, já que a mesma não apresentou variação de umidade significativa.



a)



b)

Figura 3.9. (a) materiais dosados (b) controle da umidade da areia.

Os materiais foram dispostos na betoneira na seguinte ordem, com os respectivos tempos de mistura: brita 4/7, 7/12 e 12/20, misturadas durante $\frac{1}{4}$ de minuto; areia natural e artificial, um minuto; cimento, um minuto; 80 a 90% da água, adicionada gradualmente durante um minuto, e após a sua adição, os materiais foram misturados por mais um minuto; aditivos, plastificante e superplastificante, um minuto; fíler, quando usado, misturado durante um minuto; fibras, nos concretos reforçados com fibras de aço, dois minutos. Os 10 a 20% de água restante foram utilizados para lavar os recipientes do plastificante e do superplastificante e, em seguida, adicionados à mistura. Nos concretos sem fibras e sem fíler, os materiais foram misturados durante cinco minutos e meio, após a

inclusão dos aditivos, e nos concretos com fíler, os materiais foram misturados durante três minutos depois de sua incorporação.

Após o término do processo de homogeneização da mistura, foram realizados ensaios para avaliação do abatimento de tronco de cone nos CCV e nos CCVRFA (FIG. 3.10 a), e ensaios de espalhamento nos CAA e nos CAARFA (FIG. 3.10 b). Estes testes foram utilizados como mecanismo de controle da uniformidade e da qualidade dos concretos durante as etapas de concretagem.



Figura 3.10. (a) abatimento de tronco de cone (b) teste de espalhamento.

O CCV e o CCVRFA foram transportados até o local da concretagem por um carrinho com contêiner cilíndrico de aço com capacidade de 100 litros. O CAA e o CAARFA foram transportados em recipientes plásticos (FIG. 3.11) para o local da concretagem.



Figura 3.11. Transporte do CAA e do CAARFA para o local de concretagem.

O CCV e o CCVRFA foram lançados manualmente nas fôrmas. Os corpos-de-prova de CCV e CCVRFA foram moldados em duas camadas, tendo sido vibrados nas duas camadas por meio de um vibrador de agulha de 5 cm de espessura e 30 cm de comprimento (FIG. 3.12). A região central dos concretos reforçados com fibra de aço não foi vibrada, para evitar a orientação das fibras nesta região. O concreto foi vibrado de 30 a 45 segundos.

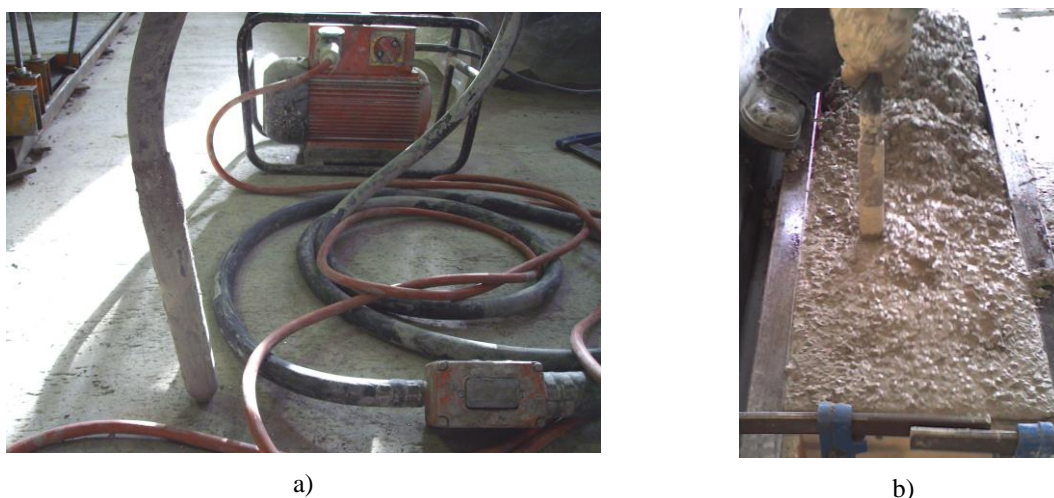


Figura 3.12. (a) vibrador de agulha (b) concreto sendo vibrado.

O CAA e o CAARFA foram lançados manualmente, com o auxílio de uma ponte rolante. Antes do lançamento, os concretos foram agitados pelo vibrador de agulha (FIG. 3.13 a). Este procedimento foi realizado para tentar simular o lançamento do concreto logo após o término da mistura, como normalmente é executado nas obras. Os recipientes plásticos contendo concreto foram içados pela ponte rolante até aproximadamente um metro de altura para o lançamento do concreto (FIG. 3.13 b). Após a concretagem, as extremidades das vigas foram vibradas com o vibrador de agulha, por aproximadamente 10 segundos. A vibração dos CAA e dos CAARFA foi feita para se obter um melhor acabamento nas peças de CAA e de CAARFA. Este procedimento foi realizado para tentar compensar qualquer redução na trabalhabilidade do concreto, devido aos procedimentos de transporte e lançamento terem sido manuais. A concretagem foi realizada em uma única camada.



Figura 3.13. (a) CAA sendo agitado antes do lançamento (b) concreto sendo lançado na fôrma.

As vigas de dimensões expressivas, ou seja, vigas com comprimento superior à 1000 mm, receberam ganchos para facilitar o seu transporte, através do uso da ponte rolante. Em cada uma das etapas de concretagem, foram modelados quatro corpos-de-prova cúbicos, com o objetivo de controlar a resistência à compressão e a qualidade de cada etapa de concretagem (FIG. 3.14).

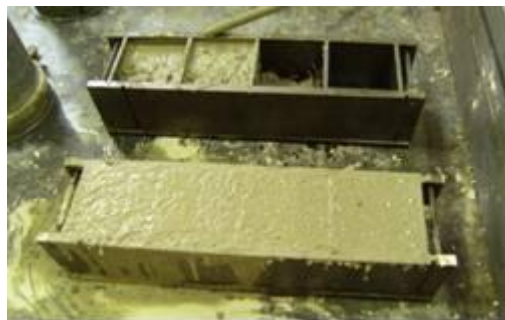


Figura 3.14. Corpos-de-prova cúbicos.

A cura inicial do concreto foi realizada, cobrindo-se os corpos-de-prova com plástico, logo após a concretagem (FIG. 3.15).



Figura 3.15. (a) Corpos-de-prova após a concretagem, antes de serem cobertos com plástico
(b) Corpos-de-prova cobertos com plástico.

Os corpos-de-prova foram desmoldados após 24 horas. As vigas e os corpos-de-prova cilíndricos foram mantidos dentro do laboratório (FIG. 3.16), não recebendo nenhum tipo especial de cura. As vigas de dimensões expressivas, comprimento superior à 1000 mm, foram armazenadas fora do laboratório. A umidade média do ambiente durante esse período foi de 60% e a temperatura média foi de 23,5 °C. Os corpos-de-prova foram mantidos nestas condições durante 28 a 30 dias, quando foram, então, ensaiados.



Figura 3.16. Armazenamento dos corpos-de-prova.

3.4 Corpos-de-prova

Os ensaios de caracterização dos concretos com base na mecânica da fratura foram realizados conforme as especificações do RILEM 50-FMC (1985) (método da trinca fictícia); TC 89-FMT (1990) (método dos dois parâmetros); TC 89-FMT (1990) (método do efeito de escala) e TC 162-TDF (2002). A TC 162-TDF (2002) foi utilizada para caracterizar os concretos contendo fibras de aço. Além dos ensaios para se determinação dos parâmetros da mecânica da fratura, também foram feitos ensaios de compressão axial e diametral, para se determinar a resistência à compressão e à tração, respectivamente, além do ensaio de módulo de elasticidade. Estes ensaios foram realizados conforme a metodologia especificada pelo *EUROCODE*: UNE-EN 12390-2:2001 processo de fabricação dos corpos-de-prova; UNE-EN 12390-3:2003 ensaios de compressão axial; UNE-EN 12390-6:2001 ensaio de compressão diametral para se determinar a resistência à tração; UNE-EN 83316:1996 determinar o módulo de elasticidade. Foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de 150 x 300 mm .

3.4.1 Vigas

3.4.1.1 Dimensões das vigas

As dimensões das vigas propostas pelas recomendações RILEM 50-FMC (1985) e TC 89-FMT (1990), foram as mesmas utilizadas por GUETTI (2007). Na TAB. 3.17, estão apresentadas as dimensões de todas as vigas ensaiadas, assim como, a profundidade do entalhe, o vão livre (distância entre os apoios) e a nomenclatura utilizada para indicar a qual método pertence a viga ensaiada.

Tabela 3.17. Métodos de ensaio e as respectivas dimensões dos corpos-de-prova.

Nomenclatura	Recomendação RILEM	Altura- <i>h</i> (mm)	Largura- <i>b</i> (mm)	Comprimento- <i>L</i> (mm)	Profundidade do entalhe (<i>a</i> ₀)	vão livre (mm)
viga 1	TC 162-TDF	150	150	600	25 mm	500
viga 2	50-FMC	100	100	840	50 mm	800
viga 3	TC 89-FMT*	150	80	700	50 mm	600
viga 4 a	TC 89-FMT**	160	100	770	26,66 mm	720
viga 4 b		200	100	940	33,33 mm	900
viga 5 a	TC 89-FMT**	80	100	410	13,33 mm	360
viga 5 b		100	100	490	16,66 mm	450
viga 6 a	TC 89-FMT**	320	100	1500	53,33 mm	1440
viga 6 b		400	100	1840	66,66 mm	1800

* TC 89-FMT Método dos Dois Parâmetros

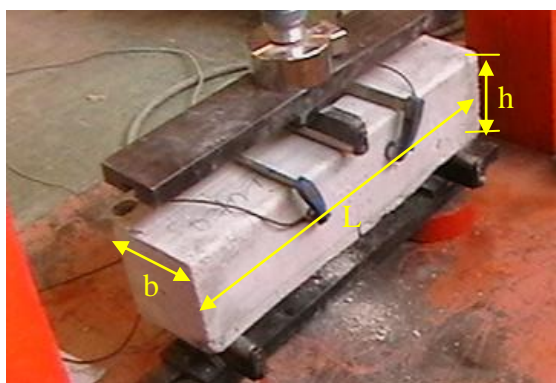
** TC 89-FMT Método do Efeito de Tamanho

A especificação TC 89-FMT (Método do Efeito de Tamanho) recomenda que sejam ensaiados no mínimo três tamanhos distintos de vigas, mantendo-se a similaridade entre elas. A dimensão similar considerada foi a largura. As dimensões das vigas deste método se baseiam nos diâmetros máximos do agregado. Como foram utilizados dois diâmetros máximos de agregado, 12 e 20 mm, foram utilizadas vigas com dimensões que atendessem à TC 89-FMT (1990) considerando-se estes dois diâmetros máximos de agregados. Foi adotada a relação vão/altura das vigas igual a 4,5. A profundidade do entalhe foi igual a 1/6 da altura da viga. Nos demais tipos de vigas, a relação vão/altura da viga e a profundidade do entalhe seguiram as especificações do comitê RILEM, conforme será descrito ulteriormente nesse capítulo.

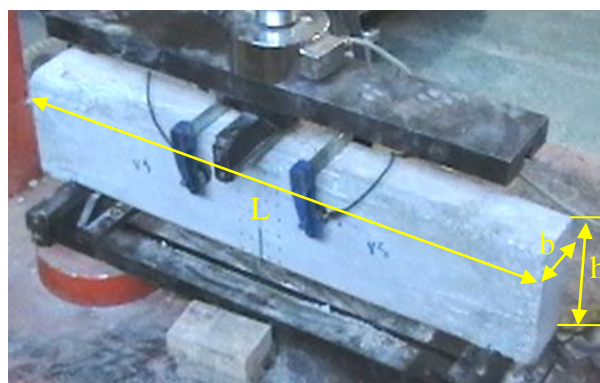
Na TAB. 3.17, as vigas Tipo 4a, 5a e 6a correspondem às dimensões das vigas utilizadas em concretos sem fibras e em concretos reforçados com fibras de comprimento menor ou igual à 50 mm. As vigas Tipo 4b, 5b e 6b representam as dimensões das vigas utilizadas em concretos reforçados com fibras de comprimento igual à 60 mm. Para se evitar o efeito parede nos concretos reforçados com fibras de 60 mm de comprimento, aumentou-se o tamanho dos corpos-de-prova destes concretos.

Nos concretos reforçados com fibras de fator de forma igual a 45, manteve-se uma relação entre o comprimento da fibra e o diâmetro máximo do agregado maior ou igual a dois. Nos concretos reforçados com fibras de fator de forma igual a 65, a relação entre o comprimento das fibras e o diâmetro máximo do agregado foi maior ou igual a três. Assim, nos concretos com diâmetro máximo do agregado de 12 mm e fibras com fator de forma de 65, utilizou-se fibras com 40 mm de comprimento. Já nos concretos com diâmetro máximo do agregado de 20 mm e fibras com fator de forma de 65, foram usadas fibras com 60 mm de comprimento. Essa variação foi utilizada para tentar minimizar a influência do comprimento das fibras no comportamento mecânico do concreto.

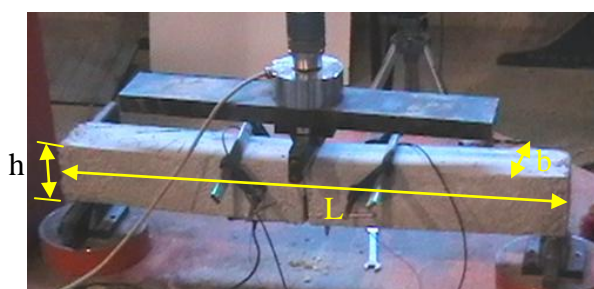
A FIG. 3.17 ilustra as dimensões básicas das vigas conforme a TAB. 3.17. As dimensões das vigas da recomendação TC 162-TDF (2002) são independentes do diâmetro máximo do agregado e do comprimento da fibra.



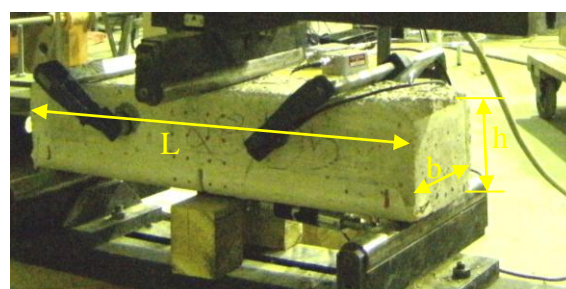
a) Viga 1



b) Viga 3



c) Viga 2



d) Viga 7

Figura 3.17. Dimensões básicas das vigas (a) Viga 1 (b) Viga 3 (c) Viga 2 (d) Viga 7.

Não foram modeladas vigas Tipo 3 para os CCVRFA e para os CAARFA, pois não se utilizou o Método dos Dois Parâmetros nesses concretos. Entretanto, todos os demais tipos de vigas foram modelados com os CCVRFA e os CAARFA. Nos CCV e nos CCA foram confeccionados todos os Tipos de vigas para a realização dos ensaios.

3.4.1.2 Entalhe das vigas

O entalhe das vigas foi feito através de corte com disco adiamantado. Na maioria das vigas foi utilizado o corte úmido utilizando disco de 5 mm de espessura (FIG. 3.18 a). Nas vigas Tipo 6, o entalhe foi realizado por meio de corte seco usando disco de 2,5 mm de espessura (FIG. 3.18 b).



a)



b)

Figura 3.18. (a) serra de mesa com disco adiamantado de 5 mm de espessura (b) serra manual com disco adiamantado de 2,5 mm de espessura.

3.4.1.3 Nomenclatura

As vigas receberam a seguinte identificação impressa na face lateral, conforme mostrado na FIG. 3.19.

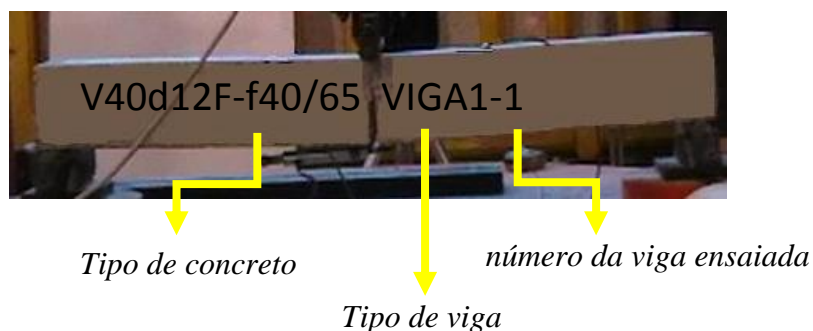


Figura 3.19. Corpo-de prova de viga com a respectiva nomenclatura utilizada.

Na FIG. 3.19, observa-se a nomenclatura do tipo de concreto, seguida da nomenclatura do tipo de viga. O índice 1, que aparece após o tipo de viga, faz referência às três vigas ensaiadas em cada um dos métodos. A descrição da nomenclatura dos tipos de concreto e dos tipos de viga em função do método de ensaio foi apresentada nas TAB. 3.9, 3.10 e 3.17.

3.4.2 Corpos-de-prova cilíndricos

Foram usados corpos-de-prova cilíndricos, com diâmetro de 15 cm e comprimento de 30 cm, (FIG. 3.20) para se determinar a resistência à compressão, a resistência à tração e o módulo de elasticidade.



Figura 3.20. Corpos-de-prova cilíndricos ainda na fôrma.

Os corpos-de-prova cilíndricos em CCV e CCVRFA foram modelados em três camadas, sendo que cada camada foi golpeada 25 vezes com haste de aço. Os cilindros em CAA e CAARFA foram modelados em uma única camada, recebendo 10 golpes.

Como os corpos-de-prova cilíndricos foram os últimos a serem modelados, em cada uma das etapas, aproximadamente 20 minutos após a mistura dos materiais, ocorreu uma ligeira redução na trabalhabilidade dos concretos. Por isso, os corpos-de-prova cilíndricos em CAA e em CAARFA receberam golpes durante a sua modelagem.

Nos ensaios para determinação da resistência à compressão e módulo de elasticidade, os corpos-de-prova receberam capeamento à base de enxofre em apenas uma superfície, a que ficava em contato com o ar. A outra superfície, por ficar em contato com a fôrma, apresentou-se lisa e regular, não necessitando de capeamento.

3.5 Procedimentos de ensaio

Os ensaios foram realizados entre 28 e 30 dias, após a concretagem. Os entalhes nas vigas foram feitos de 24 a 72 horas antes dos ensaios. O capeamento nos exemplares cilíndricos foi feito 24 horas antes dos ensaios.

3.5.1 Metodologia

A determinação dos parâmetros de resistência do concreto e do concreto reforçado com fibras de aço com base nos fundamentos da Mecânica da Fratura para materiais parcialmente frágeis, foi realizada através de ensaios experimentais especificados pelo comitê RILEM (International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures). Os testes foram realizados no ambiente do Laboratório do Departamento de Engenharia de Caminos, Canales y Puertos da Universidade Politécnica de Valência. As especificações utilizadas para se determinar os parâmetros de fratura do concreto sem fibras 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 Committe 89 Fracture Mechanics of Concrete – Test Methods*) que leva em conta o

método do efeito de escala. A especificação utilizada para se determinar os parâmetros de fratura do concreto reforçado com fibras de aço é a TC 162-TDF (*Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete*).

O comitê RILEM adota ensaios de flexão de vigas em três pontos, devido à facilidade de execução, em comparação a ensaios com corpos-de-prova prismáticos submetidos à tração direta. Além disto, 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. 3.21.

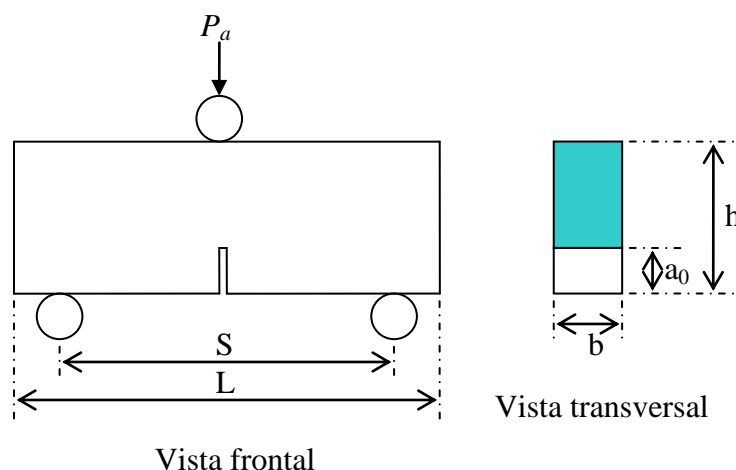


Figura 3.21. Corpo-de-prova para ensaio de flexão em três pontos.

FONTE - SHAH et al., 1995. pp. 163 (modificado).

Na FIG. 3.21, L denota o comprimento da viga, S é o vão livre entre os apoios, h é a altura, b é a largura e a_0 é o tamanho do entalhe, P_a é a carga aplicada.

3.5.1.1 RILEM 50-FMC (1985)

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

A energia de fratura (G_F) é definida como a energia necessária para a formação de uma fissura de área unitária. A área da fissura 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, caracterizando o processo de amolecimento (*strain softening*) após o carregamento máximo. Para a obtenção do diagrama carga-deslocamento, apresentado na FIG. 3.22, é necessária a utilização de uma máquina servo-controlada ou uma que possua rigidez elevada, da ordem de 10 kN/mm para as menores vigas padronizadas, de forma a garantir a estabilidade do ensaio.

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

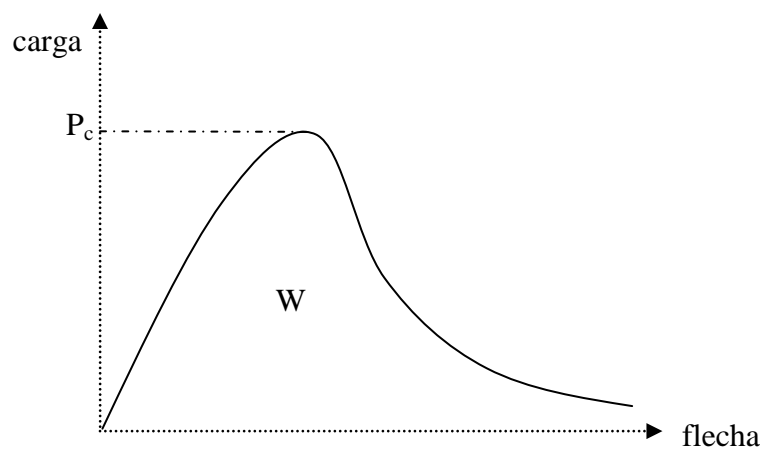


Figura 3.22. Diagrama carga versus deslocamento.

A viga é carregada até sua completa ruptura, dividindo-se em duas metades. A energia de fratura pode ser determinada pela divisão da energia total absorvida pela viga (W), e pela área de fratura (FIG. 3.22), que é a área da seção transversal acima do entalhe, que equivale a área líquida, A_{lig} (Eq. 3.2).

$$G_F = \frac{W}{A_{lig}} \quad (3.2)$$

Para se obter resultados mais precisos, é necessário considerar o efeito do peso próprio, podendo este ser representado por uma carga adicional P_w , que fornece uma quantidade de energia equivalente às áreas W_1 e W_2 indicadas na FIG. 3.23. Desta forma, a sollicitação 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 como P_w .

Na FIG. 3.23, os eixos carga aplicada e flecha de ensaio, representam a energia fornecida pela máquina durante o ensaio, correspondendo à área W_0 , sendo δ_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 à 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 $P_a-\delta$. O valor de W_2 é aproximadamente igual ao valor de W_1 . A energia total (W) absorvida pela viga, corresponde à área sob a curva carga-flecha (FIG. 3.23), dividida em três parcelas, W_0 , W_1 e W_2 .

Para facilitar o cálculo de P_w , considera-se 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:

$$\frac{P_w}{2} \frac{S}{2} = mg \frac{S}{2} \frac{S}{4} \quad P_w = \frac{mgS}{2} = \frac{Mg}{2} \quad (3.3)$$

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

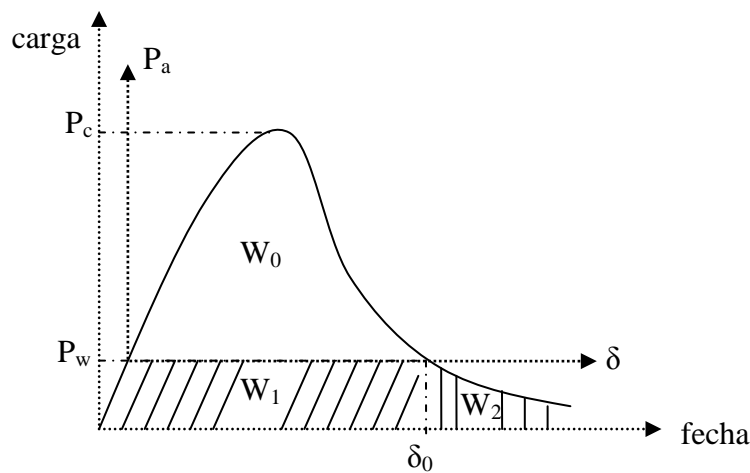


Figura 3.23. Diagrama carga versus deslocamento considerando o efeito do peso próprio.

Com o valor do peso próprio, da área W_0 , da flecha no momento de ruptura, da largura da viga (b), da altura (h) e da profundidade do entalhe a_0 , a energia de fratura pode ser calculada:

$$G_F = \frac{(W_0 + 2W_1)}{A_{lig}} = \frac{W_0 + 2\left(\frac{Mg}{2}\right)\delta_0}{b(h - a_0)} = \frac{W_0 + Mg\delta_0}{b(h - a_0)} \quad (3.4)$$

3.5.1.2 TC 89-FMT (1990) - Método de Dois Parâmetros

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 crítico de abertura 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-se 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 crítica elástica efetiva (a_e), usando a carga máxima obtida no ensaio. Já o $CTOD_c$ é definido como o deslocamento crítico de

abertura na ponta da trinca física. O valor de $CTOD$ é calculado a partir do $CMOD$, com base nos critérios da MFEL (FIG. 3.24).

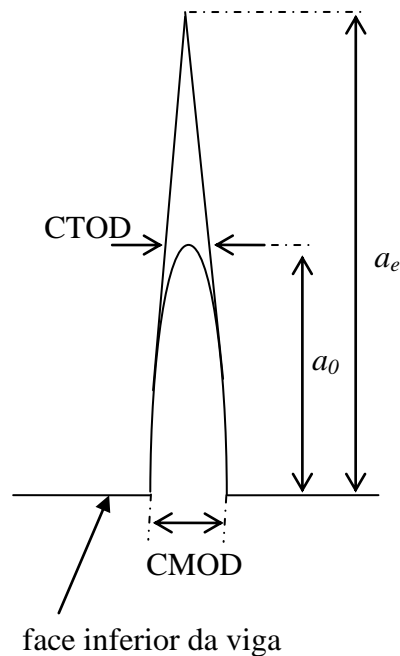


Figura 3.24. Relação entre $CMOD$ e $CTOD$.

O resultado dos ensaios pode ser representado pela curva carga versus $CMOD$, ilustrada na FIG. 3.25, onde são apresentados dois ciclos de carregamento e um de descarregamento. A partir deste diagrama, o módulo de elasticidade, a tenacidade à fratura e a abertura crítica na ponta da trinca ($CTOD_c$), podem ser determinados. A abertura da trinca e a aplicação da carga deve ocorrer de forma contínua durante o teste, sem grandes oscilações, caracterizando um ensaio estável. O $CMOD$ é medido por meio de um *clip gauge* colocado no ponto situado na metade da largura da viga, em sua face inferior, conforme visto na FIG. 3.26.

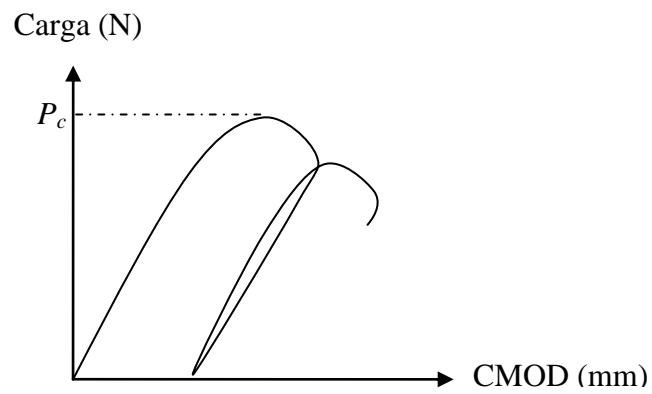


Figura 3.25. Gráfico carga versus $CMOD$.

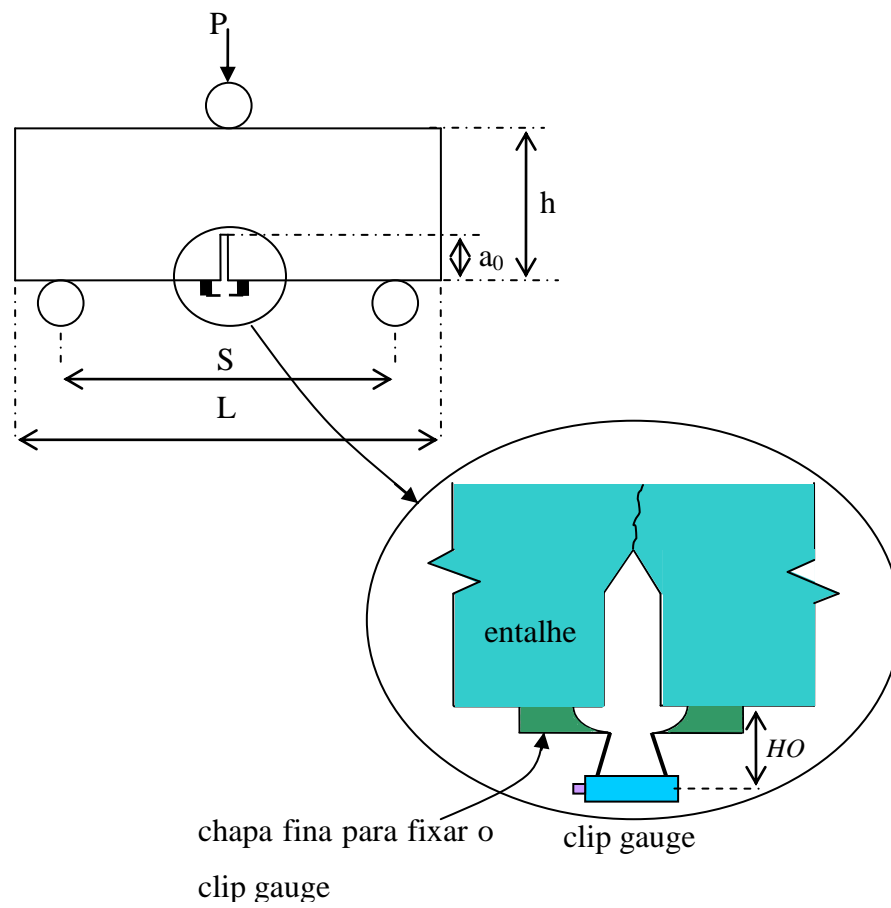


Figura 3.26. Esquema de ensaio e medição do $CMOD$.

Para a obtenção do diagrama carga versus $CMOD$, é necessária a utilização de uma máquina servo controlada, com dois canais de entrada, sendo um destinado aos valores de carga e o outro às medidas de $CMOD$ feitas por meio do *clip-gauge*. O carregamento é controlado pela taxa 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 carregada monotonicamente até a carga máxima. Após o pico de carga, inicia-se a curva de amolecimento que deve ir até 95% do carregamento máximo, ou seja, após a redução de 5% da carga máxima. A viga é então, descarregada, e carregada novamente. Os ciclos de descarregamento e recarregamento devem ser finalizados 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. 3.27, utilizando-se a seguinte equação:

$$E_c = \frac{6S \cdot a_0 \cdot V_1(\alpha_0)}{C_i \cdot h^2 b} \quad (3.5)$$

onde $V_1(\alpha_0) = 0,76 - 2,28\alpha_0 + 3,87\alpha_0^2 - 2,04\alpha_0^3 + 0,66 / (1-\alpha_0)^2$ é o fator de forma, e $\alpha_0 = (a_0 + HO)/(h+HO)$, sendo HO a distância da face inferior da viga até o ponto médio do *clip gauge* (FIG. 3.26).

Com o valor do módulo de elasticidade e da inclinação da reta no ciclo de descarregamento e recarregamento, C_u (FIG. 3.27), determina-se o comprimento da trinca crítica efetiva, conforme Eq. 3.6, através de interações, até se adquirir uma precisão adequada. Com este comprimento determina-se o valor da tenacidade da fratura e do $CTOD_c$.

$$a_c = a_0 \frac{C_u \cdot V_1(\alpha_0)}{C_i \cdot V_1(\alpha_c)} \quad (3.6)$$

sendo $V_I(\alpha_0) = 0,76 - 2,28\alpha_0 + 3,87\alpha_0^2 - 2,04\alpha_0^3 + 0,66 / (1-\alpha_0)^2$ o fator de forma, considerando α_0 ; onde $\alpha_0 = (a_0 + HO)/(h+HO)$; e $V_I(\alpha_c) = 0,76 - 2,28\alpha_c + 3,87\alpha_c^2 - 2,04\alpha_c^3 + 0,66 / (1-\alpha_c)^2$ é o fator de forma, considerando α_c ; onde $\alpha_c = (a_e + HO)/(h+HO)$.

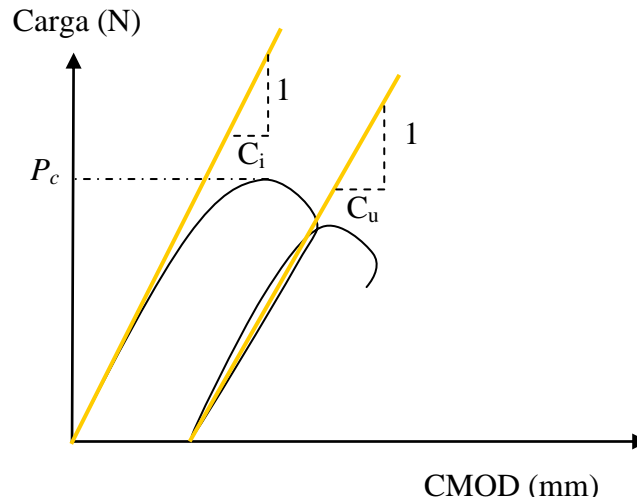


Figura 3.27. Retas tangente ao carregamento C_i e retas tangente ao descarregamento C_u da curva carga versus $CMOD$.

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

O cálculo do comprimento da trinca crítica efetiva pode ser realizado por 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 α_c , que é uma função do comprimento da trinca crítica efetiva. O fator de intensidade de tensão é calculado utilizando-se a seguinte expressão:

$$K_{IC} = 3(P_{max} + 0,5M) \frac{S\sqrt{\pi \cdot a_c} F(\alpha)}{2h^2b} \quad (3.7)$$

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

$$F(\alpha) = \frac{1,99 - \alpha(1 - \alpha)(2,15 - 3,93\alpha + 2,7\alpha^2)}{\sqrt{\pi^{1/2}(1 + 2\alpha)(1 - \alpha)^{3/2}}} \quad (3.8)$$

Já o $CTOD_C$ é calculado considerando-se a trinca crítica efetiva, o módulo de elasticidade e a carga máxima do ensaio (Eq. 3.9).

$$CTOD_C = \frac{6P_{\max} S \cdot a_e V_1(\alpha)}{E_C \cdot h^2 b} \left[(1 - \beta)^2 + (1,081 - 1,149\alpha)(\beta - \beta^2) \right]^{1/2} \quad (3.9)$$

sendo β correspondente à relação entre o comprimento do entalhe e da trinca crítica elástica efetiva ($\beta = a_0/a_e$).

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 determina todos os parâmetros do material a partir dos ensaios em vigas de concreto com entalhe no meio do vão.

Para os laboratórios que não conseguem realizar ensaios de flexão em três pontos estáveis, os valores de C_u podem ser calculados, assumindo que o descarregamento retornar à origem. Neste caso, K_{IC} e $CTOD_C$ apresentam valores mais elevados do que se o ensaio tivesse sido estável e se os cálculos tivessem sido realizados com a curva real de descarregamento.

3.5.1.3 TC 89-FMT (1990) Método do Efeito de Tamanho

A especificação TC 89-FMT prevê a determinação da energia de fratura (G_f) baseada no método proposto por BAŽANT 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 peças com dimensões infinitas. Esta definição é, em tese, independente do tamanho e da forma dos exemplares. Para comprovar isto, são utilizados ensaios de 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 a ser mais simples dentre os três métodos testados 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.

Deve-se ensaiar no mínimo três exemplares de cada tamanho de viga, com dimensões similares, que devem ter as alturas definidas a partir da dimensão máxima do agregado. As menores vigas a serem ensaiadas, devem ter uma altura inferior a 5 vezes a dimensão máxima do agregado, e as maiores devem possuir uma altura superior a 10 vezes a esta dimensão. A razão entre a altura do maior exemplar e a altura do menor deve ser no mínimo igual a 4. Preferencialmente, as relações entre a altura da viga e a dimensão máxima do agregado devem ser tão abrangentes quanto possível, para garantir uma melhor 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 relação 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 de 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 largura da seção da viga não devem ser menor do que 3 vezes a dimensão máxima do agregado. A distância da ponta da viga até o suporte deve ser ajustada para garantir que não ocorram concentrações de tensões, evitando-se a ocorrência de trincas na região dos apoios. Todos os exemplares devem ser geometricamente similares, isto é, devem ter a seção transversal com a mesma largura, a mesma razão entre o vão livre e a altura da viga, e a mesma relação entre a profundidade do entalhe e a altura da viga.

Os ensaios podem ser realizados em máquinas de teste uniaxial, ou em máquinas servo controladas. A máquina usada nos ensaios deve ser capaz de medir a carga, não sendo

necessário caracterizar o processo de amolecimento do concreto. O carregamento deve ser aplicado de forma constante, de modo que a carga máxima seja alcançada em torno de 5 minutos.

Os resultados necessários para se determinar a energia de fratura são os valores das cargas máximas, juntamente com as dimensões características das vigas, isto é, a altura da seção transversal das vigas, e o módulo de elasticidade do concreto.

O peso próprio de cada exemplar é somado ao respectivo valor da carga máxima obtida 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. 3.10).

$$Y = \left(\frac{h \cdot b}{P^0} \right)^2 \quad X = h \quad (3.10)$$

Na equação acima, h corresponde à altura da viga, b à largura da viga e P^0 à carga máxima obtida nos ensaios somadas com o valor do peso próprio entre os apoios da viga.

A partir da curva X - Y , pode se determinar a inclinação da reta de regressão linear, utilizada para extrapolar os resultados dos ensaios para dimensões infinitas (FIG. 3.28). 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:

$$G_f = \frac{g_f(\alpha_0)}{E_c \times A} \quad (3.11)$$

onde E_c corresponde ao módulo de elasticidade; “ A ” corresponde à inclinação da reta de regressão linear, e $g_f(\alpha_0)$ corresponde à energia de fratura adimensional determinada a partir da MFEL (Eq. 3.12), considerando a razão entre o vão livre e a altura da viga igual a 2,5; já α_0 é dado pela seguinte relação: $\alpha_0 = a_0/h$.

$$g_f(\alpha_0) = \left(\frac{S}{h}\right)^2 \pi \times \alpha_0 \left[1,5 \times \frac{1,0 - 2,5\alpha_0 + 4,49\alpha_0^2 - 3,98\alpha_0^3 + 1,33\alpha_0^4}{(1 - \alpha_0)^{3/2}} \right] \quad (3.12)$$

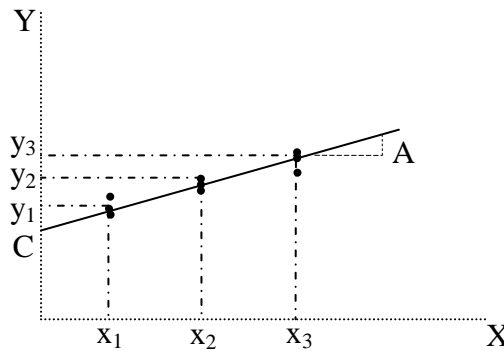


Figura 3.28. Reta de regressão linear.

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

A validade dos dados obtidos durante os ensaios será verificada através da dispersão dos pontos ao longo da reta de regressão linear na curva X-Y, conforme apresentado na FIG. 3.29. Assim, pode-se analisar se o número de dimensões similares de corpos-de-prova foram suficientes. A FIG. 3.29 (a) ilustra uma elevada dispersão dos dados; neste caso, o valor da inclinação da reta de regressão terá um valor duvidoso. Já na FIG. 3.29 (b), observa-se uma pequena dispersão dos resultados, podendo estes serem considerados válidos. Para obtenção de resultados melhores, seria necessária a utilização de um maior número de tamanhos similares dos exemplares utilizadas. Na FIG. 3.29 (c) praticamente não há uma dispersão dos resultados.

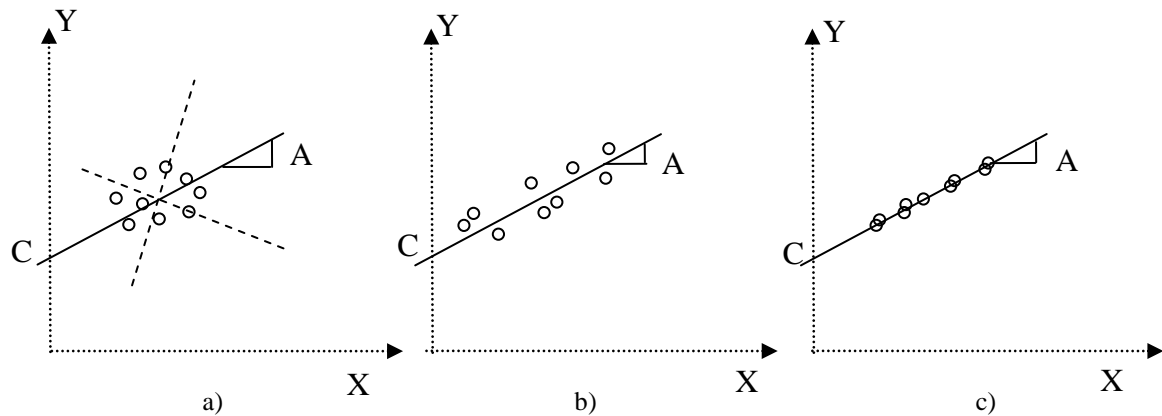


Figura 3.29. Dispersão dos resultados.

FONTE – RILEM 89-FMT, 1990, pp. 3.

A dispersão da regressão linear (w_A) deve ser menor ou igual a 0,10; a variação da espessura relativa da faixa de dispersão (m) deve ser menor ou igual a 0,20; e a dispersão do coeficiente que intercepta a linha de regressão (w_C) deve ser menor ou igual a 0,20.

O comprimento da ZPF, c_f , pode ser determinado a partir da energia de fratura adimensional, de sua primeira derivada, da inclinação da reta de regressão linear, A , e do ponto em que a reta de regressão cruza o eixo das ordenadas, C (Eq. 3.13).

$$c_f = \frac{g_f(\alpha_0)}{g'_f(\alpha_0)} \left(\frac{C}{A} \right) \tag{3.13}$$

Depois de determinados os parâmetros de fratura, uma aplicação prática da lei do efeito de tamanho ocorre através do cálculo da tensão nominal de ruptura em corpos-de-prova ou em estruturas de concreto (Eq. 3.14).

$$(\sigma_N)_u = \frac{Bf_t}{(1 + \beta)^{0,5}} \tag{3.14}$$

onde $(\sigma_N)_u$ é a tensão nominal de ruptura, f'_t é a resistência à tração, B é uma constante empírica e β é o número de fragilidade da estrutura, correspondendo a: $\beta = h/D_0$, sendo h a

altura do exemplar e D_0 uma constante empírica calculada a partir do comprimento da trinca elástica efetiva e da função de forma $g(\alpha_0)$ e de sua derivada primeira.

3.5.1.4 TC 162-TDF (2002)

A especificação TC 162-TDF (2002) determina a resistência residual (f_{Ri}) dos CRFA, a partir da curva carga-flecha, ou da curva carga-*CMOD*. Estas curvas são obtidas experimentalmente por meio de ensaio de flexão em três pontos em vigas com entalhe no meio do vão. Juntamente com a resistência residual, também se determina a resistência no limite de proporcionalidade (f_{ctL}), que corresponde à tensão calculada com carga máxima (F_L), obtida no intervalo de abertura da boca da trinca de 0 a 0,05 mm. A resistência residual, por sua vez, é calculada a partir da carga correspondente a determinadas aberturas da boca da trinca (*CMOD*).

As dimensões dos corpos-de-prova recomendadas por esse método são: 150 x 150 x 600 mm³, que correspondem respectivamente à altura, largura e comprimento. O vão livre das vigas deve ser de 500 mm. Estes corpos-de-prova devem ser desmoldados de 24 a 48 horas após a concretagem e mantidos em câmara úmida com temperatura de 20°C e umidade relativa maior que 95%.

Os entalhes nas vigas de concreto podem ser realizados por meio de corte úmido. A profundidade do entalhe deve corresponder a 1/6 da altura da viga e localizado no meio do vão. Após o corte, as vigas devem permanecer no mínimo 24 horas nas mesmas condições de cura inicial. A espessura do corte do entalhe não deve ser superior a 5 mm. A cura deve ser interrompida antes do início do ensaio por período inferior a três horas.

As dimensões dos corpos-de-prova devem ser determinadas com precisão de 0,1 mm e tolerância de mais ou menos 2 mm. A diferença entre as dimensões de uma dada face não pode ser superior a 3 mm em relação às outras.

A aplicação da carga deve ser controlada pelo incremento de deslocamento no meio do vão da viga, com taxa constante igual a 0,2mm/min até o final do ensaio. Os valores de

deslocamento devem ser medidos continuamente, assim como os valores da carga. Quando o ensaio é executado medindo-se o *CMOD*, o incremento da carga deve ocorrer a uma taxa de *CMOD* de 50 µm/min. Entretanto, se os equipamentos utilizados para medir o *CMOD* tiverem precisão de 0,10 mm, a taxa de 0,20 mm/min pode ser usada. A frequência mínima para a aquisição de dados nos dois primeiros minutos é de 5,0 Hz, já no final do ensaio esta frequência pode ser de no mínimo 1,0 Hz. Recomenda-se que sejam ensaiadas no mínimo seis vigas, e que sejam submetidas às mesmas condições de concretagem, cura e corte do entalhe.

A carga F_L determinada nos ensaios, corresponde ao maior valor de carga obtido no intervalo de *CMOD* entre 0 a 0,05 mm (FIG. 3.30). A resistência no limite de proporcionalidade $f_{ct,L}$ pode ser calculada com a seguinte expressão:

$$f_{ct,L} = \frac{3F_L \cdot L}{2bh_{SP}^2} \quad (3.15)$$

sendo b largura da viga; h_{SP} comprimento útil, região acima da ponta do entalhe; L vão livre.

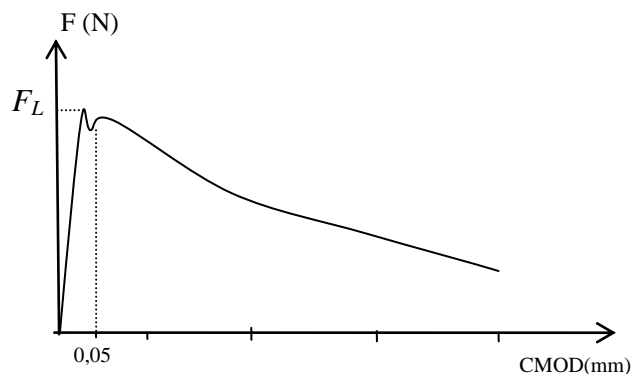


Figura 3.30. Curva carga versus *CMOD* do CRFA determinada experimentalmente.

FONTE: BARROS et al., 2004. pp. 48. (modificado) e RILEM TC 162-TDF, 2002. pp. 581.

A resistência residual, $f_{R,i}$, pode ser calculada a partir dos valores de carga F_{R1} , F_{R2} , F_{R3} e F_{R4} , correspondentes, respectivamente, aos seguintes valores de $CMOD$: 0,5 mm; 1,5 mm; 2,5 mm e 3,5 mm, conforme ilustrado na FIG. 3.31. A equação para se calcular $f_{R,i}$ é apresentada a seguir:

$$f_{R,i} = \frac{3 F_{Ri} L}{2 b h_{SP}^2} \quad (3.16)$$

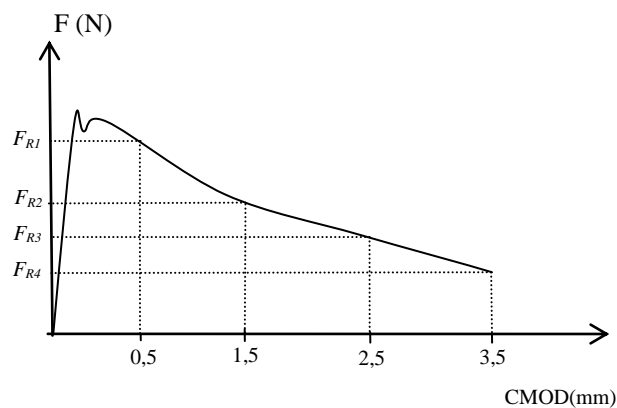


Figura 3.31. Curva carga versus $CMOD$, cargas correspondentes aos valores de $CMOD$ utilizadas no cálculo da resistência residual.

FONTE: RILEM TC 162-TDF, 2002. pp. 581. (modificado)

3.5.2 Equipamentos

3.5.2.1 Sistema de aplicação de carga e sistema de aquisição de dados

Para os ensaios de flexão simples de vigas em três pontos, foram utilizados dois pórticos. Um dos pórticos possuía sistema de aplicação de carga para até 200 kN (FIG. 3.32 a), este pórtico foi usado nos ensaios das vigas Tipo 1, 2, 3, 4, 5a. O outro pórtico possuía sistema de aplicação de carga para até 500 kN toneladas (FIG. 3.32 b), este foi utilizado nos ensaios das vigas Tipo 5b; 6a e 6b. Os mecanismos usados nos ensaios de flexão simples são mostrados, esquematicamente, na FIG. 3.32 (c).

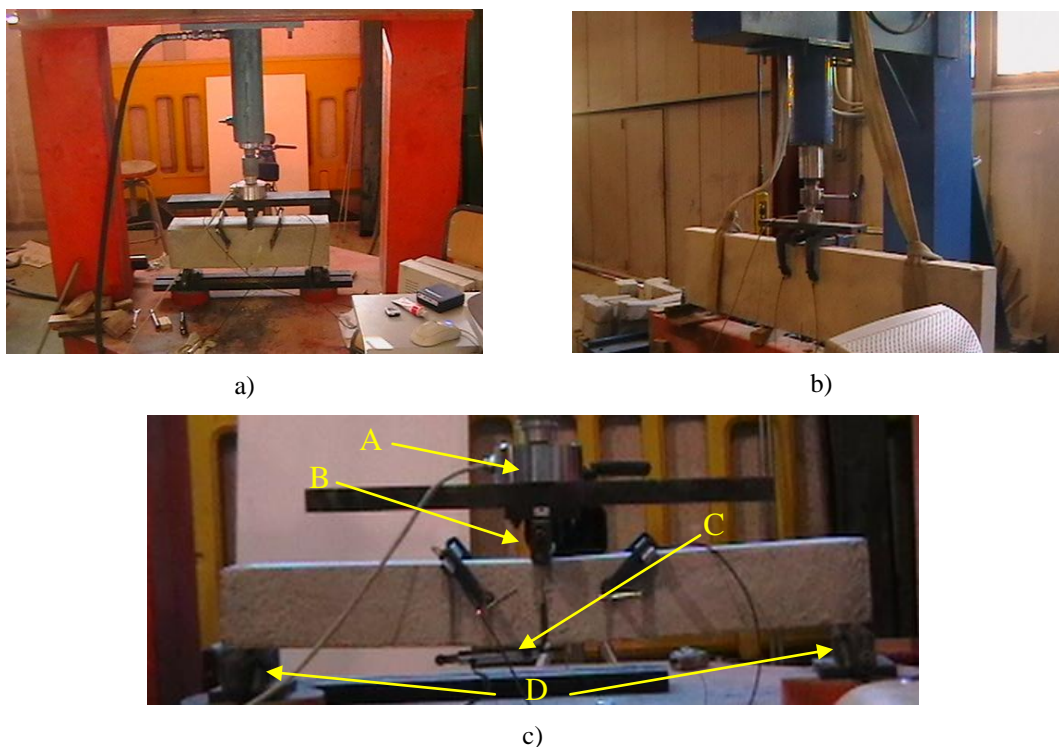


Figura 3.32. (a) pórtico com sistema de aplicação de carga de 200 kN (b) pórtico com sistema de aplicação de carga de 500 kN (c) equipamentos e acessórios usados nos ensaios.

Nos ensaios de flexão das vigas foi utilizada uma célula de carga C2S de 50 kN, da marca AEP *Transducers*, com rótula superior para garantir uma melhor transmissão da carga e manter a integridade da célula (A), conforme indicado na FIG. 3.32 (c). Para transmitir a carga de modo uniforme e evitar a introdução de momentos externos nos corpos-de-prova, utilizou-se um rolete de aplicação de carga (B), que funciona como uma rótula. A variação da abertura da trinca foi medida por meio de um transdutor de deslocamento, da marca Penny & Giles, modelo SLS 13/50/50/L/50/01N (50 mm), com precisão de 0,02 mm (C). As vigas foram apoiadas sobre dois roletes (D), que também funcionaram como rótula.

A aplicação de carga foi realizada através de um sistema hidráulico, com controle manual de carga (FIG. 3.33), que permite trabalhar com uma pressão de até 250 bar. O mesmo sistema foi usado nos dois pórticos.



Figura 3.33. (a) sistema manual de aplicação de carga à direita e conjunto sistema de aquisição de dados/computador à esquerda (b) mecanismo de direcionamento do fluxo de óleo, permite a escolha do pórtico a ser utilizado.

O sistema de aquisição de dados foi desenvolvido pelo próprio laboratório da *Universidad Politécnica de Valencia* (UPV), através de *software* da *National Instruments*. Este sistema permite ler e gravar de forma sincronizada, as medidas das células de carga, transdutores de deslocamento, extensômetros elétricos, além do tempo de duração dos ensaios.

3.5.2.2 Técnica de Emissão acústica

Para tentar monitorar a formação e a propagação das trincas no concreto, durante os ensaios de flexão simples, foi medido o sinal de Emissão Acústica (EA). O sinal de EA é descrito pelo seguinte conjunto de parâmetros: amplitude máxima de onda, tempo, duração do pulso, período, comprimento de onda, entre outros.

O equipamento de EA utilizado foi o AMSY-5 M6 da *Vallen Systeme* (FIG. 3.34 a). Foram usados dois transdutores com frequência de ressonância de 150 kHz, ligados a dois pré-amplificadores de 34 db (FIG. 3.34 b). A amplitude mínima limite, ou sinal de corte de ruído (threshold) foi de 40 db, desta forma, os ruídos que não estavam relacionados ao processo de formação das trincas não foram captados (WU et al., 2000 e CHEN et al., 2004). Para verificar se os ruídos abaixo de 40 db não estavam relacionados à formação das trincas durante os ensaios, foram ensaiadas vigas sem entalhe. Estes ensaios indicaram que a acomodação dos roletes de apoio e de aplicação de carga provocou ruídos inferiores a 40 dB.



Figura 3.34. (a) equipamento de EA, AMSY-5 M6 (b) pré-amplificador.

Os transdutores de EA foram acoplados na lateral das vigas, a uma distância de 80 mm do ponto médio da viga e a $1/3$ da altura da viga, tendo como referência a face superior da viga (FIG. 3.35). Os transdutores foram fixados na superfície da viga por meio de gel de silicone e sargentos.

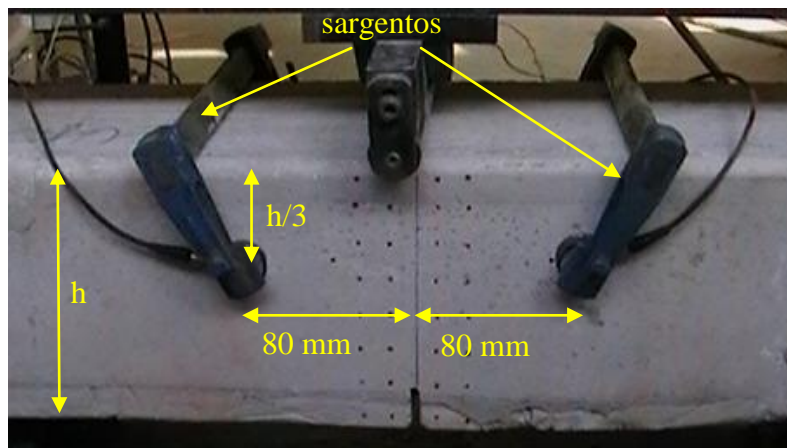


Figura 3.35. Fixação dos transdutores de EA nas vigas.

A posição dos transdutores a $1/3$ da altura das vigas, foi adotada tendo em vista as limitações do sistema de fixação dos transdutores à lateral da viga por meio de sargentos.

3.5.2.3 Técnica de correlação de imagens digitais

Outro recurso utilizado foi a correlação de imagens digitais. As imagens foram adquiridas através da filmagem da superfície lateral das vigas durante os ensaios (FIG. 3.36). Para isso, utilizou-se uma filmadora Sony HD. O filme gravado foi digitalizado e analisado por meio de um *software* de correlação de imagens. Este *software* foi desenvolvido durante a pesquisa (FIG. 3.37), sobre a plataforma da *National Instruments*. O *software* de correlação de imagens permite relacionar os dados obtidos pela célula de carga, transdutores de deslocamento e EA com as imagens da superfície das vigas. A partir da correlação das imagens digitais, por meio de recursos de computação gráfica, podem ser obtidos os deslocamentos de pontos na face da viga, bem como deslocamentos relativos entre esses pontos, ao longo do ensaio. O ANEXO A apresenta as características desse *software*.



Figura 3.36. Filmadora utilizada para filmar a superfície de fratura dos corpos-de-prova.

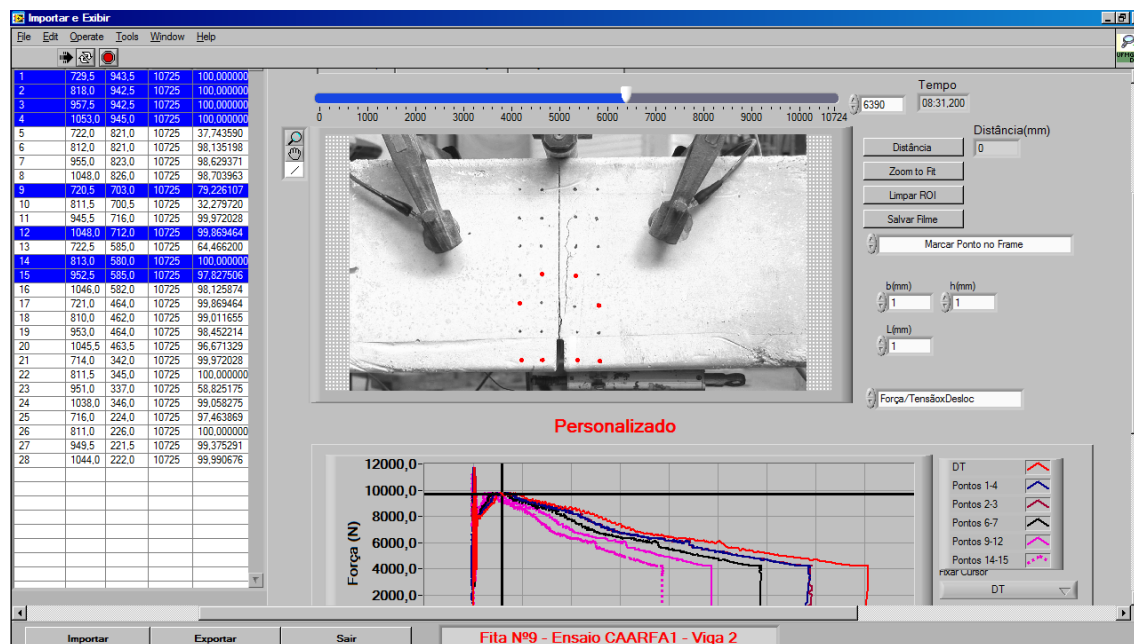


Figura 3.37. Software de correlação de imagem digital parte 4 – apresentação dos resultados.

A câmera filmadora foi posicionada de modo a permitir a visualização de toda a altura da viga e da possível região de propagação da trinca na face da viga (FIG. 3.38). A câmera foi, também, posicionada de forma a ficar paralela ao chão e perpendicular à superfície das vigas, para evitar a formação de ângulos na imagem captada. Para se evitar possíveis vibrações na câmera durante a filmagem, ela foi posicionada fora do pórtico de aplicação de carga, por meio da utilização de um tripé de apoio. Como havia outros ensaios em andamento no laboratório e o espaço era limitado, não foi possível padronizar uma distância para o posicionamento da câmera durante os ensaios de todos os tipos de vigas. O recurso de “zoom” da filmadora não foi utilizado, para que a imagem captada não ficasse distorcida nas extremidades, o que poderia influenciar na análise das distâncias relativas determinadas pela imagem.

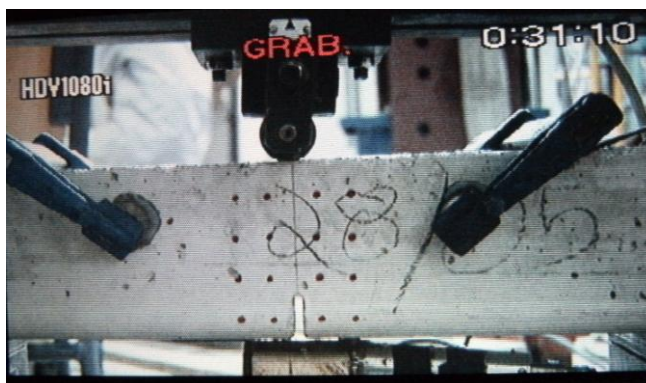


Figura 3.38. Superfície da viga sendo filmada.

O software rastreia um determinado padrão, por isso foi necessária a utilização da grade de pontos para se garantir um padrão único diferente da superfície do concreto. Na FIG. 3.38 nota-se, que foram feitos pontos na face das vigas, formando uma grade de pontos. A distância horizontal entre os pontos foi de 2,0 mm e a distância vertical foi de 1,5 mm. A partir do rastreamento desses pontos da grade, é que foram determinados os deslocamentos relativos ocorridos na face da viga durante o ensaio.

A resolução utilizada no filme foi de 1920 x 1080 pixels (horizontal x vertical) e uma taxa de 25 fotos por segundo (*frame rate - fps*). Isto significa que a imagem apresentada na FIG. 3.38 possui 1920 pixels na horizontal e 1080 pixels na vertical, e que em cada segundo de gravação foram tiradas 25 fotos. A quantidade de fotos por segundo varia de acordo com o tipo de câmera utilizada, entretanto, recomenda-se que utilize um *fps* maior ou igual a frequência de leitura de dados da célula de carga e do transdutor de deslocamento, sendo que, quanto maior o *fps*, mais detalhes se terá sobre o dano sofrido pela superfície filmada.

A relação entre o tamanho real da foto em milímetros dividido pelos pixels é que determina a precisão da correlação dos deslocamentos observados durante a filmagem. Logo, quanto menor a área de captura da imagem, ou quanto maior a resolução do filme (quantidade de pixels), maior será a precisão do deslocamento. Por exemplo, na FIG. 3.38, o comprimento horizontal filmado da face da viga, foi de 260 mm, e a quantidade de pixels na horizontal, foi de 1920, logo, a relação mm/pixel corresponde a 0,135 mm/pixel. Isso significa que o

deslocamento horizontal de um pixel corresponde a distância real de 0,135 mm. O filme somente capta a movimentação dos pixels. Por isso, a importância da relação mm/pixels, sendo que quanto menor essa relação, maior será a sua precisão.

A correlação entre os dados da célula de carga, do transdutor de deslocamento (*DT*) e da EA com as imagens digitais, foi feita através do som. Foi dado um golpe em uma chapa metálica, e o ruído gerado foi gravado no áudio do filme. O tempo de duração do ensaio registrado pelo sistema de aquisição de dados foi lido no instante em que foi dado o golpe. Logo, se tinha o instante de tempo gravado pelo sistema de aquisição de dados e o tempo de filme equivalente, no momento do golpe.

3.5.3 Ensaios em corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos

Os primeiros ensaios realizados foram: compressão axial, compressão diametral, e de determinação do módulo de elasticidade. A sequência de ensaio dos corpos-de-prova para estes ensaios foi aleatória, ou seja, não se sabia em qual etapa de concretagem o corpo-de-prova havia sido moldado. Deste modo, tentou-se eliminar qualquer tipo de influência do processo de concretagem nos resultados e, conseqüentemente, do tratamento estatístico dos dados.

Os ensaios de compressão axial para se determinar a resistência à compressão do concreto foram realizados conforme as recomendações da UNE-EN 12390-3:2003 (FIG. 3.39). Foram ensaiados três corpos-de-prova cilíndricos na idade de 28 dias, juntamente com os quatro corpos-de-prova cúbicos modelados em cada etapa de concretagem. No total, foram ensaiados 16 corpos-de-prova cúbicos com 10 cm de aresta. Os ensaios para determinação da resistência à compressão axial foram realizados antes dos testes para determinação do módulo de elasticidade, pois a execução destes dependia do valor da resistência à compressão do concreto.

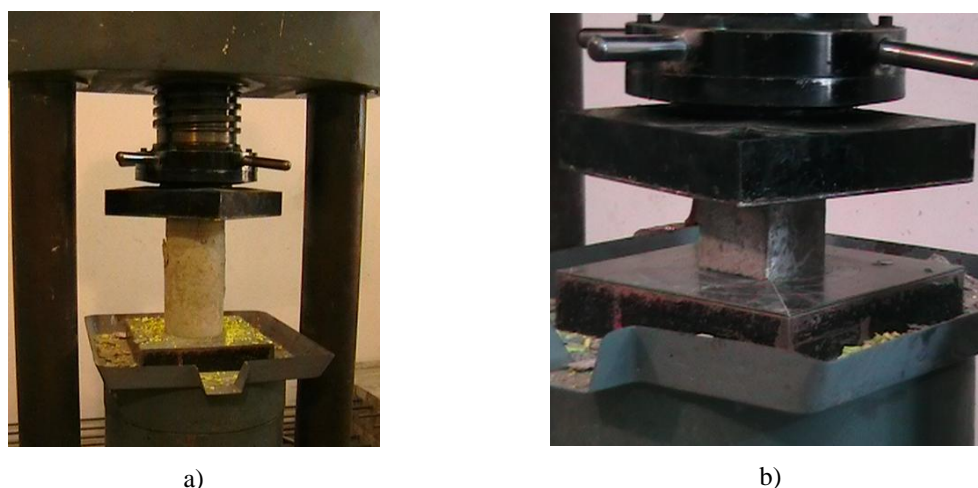


Figura 3.39. Ensaio de compressão axial. (a) cilindro de 15 x 30 cm² (b) cubo com 10 cm de aresta.

Os ensaios para determinação do módulo de elasticidade secante do concreto foram executados segundo as recomendações da UNE-EN 83316:1996. A FIG. 3.40 mostra o ensaio sendo executado. Os ensaios foram realizados em máquina servo-controlada. Foram acoplados três *clips gauge* na superfície lateral do corpo-de-prova cilíndrico.

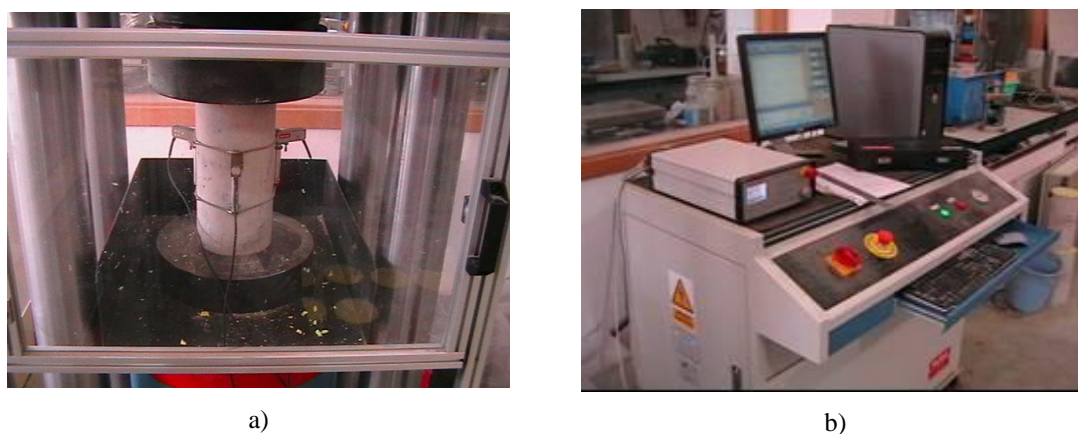


Figura 3.40. Ensaio de módulo de elasticidade. (a) corpo-de-prova com *clip gauges* (b) máquina servo-controlada.

Por meio dos ensaios de compressão diametral determinou-se a resistência à tração do concreto (FIG. 3.41). Estes ensaios foram feitos segundo as recomendações da UNE-EN 12390-6:2001. Semelhantemente aos ensaios de compressão, foram utilizados 3 exemplares para cada tipo de concreto. Os resultados de tração, além de caracterizarem o

concreto, auxiliaram nos cálculos para obtenção da energia de fratura em alguns dos métodos utilizados.

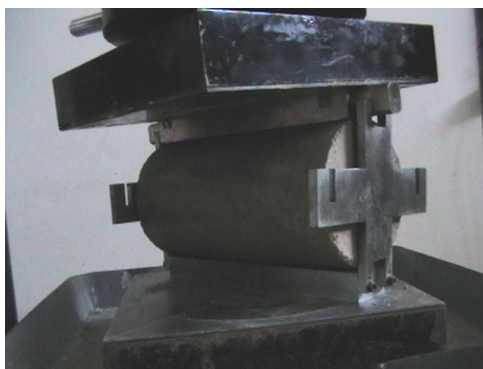


Figura 3.41. Ensaio de compressão diametral.

As normas espanholas utilizadas nos ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração possuem procedimentos equivalentes aos das normas brasileiras para a realização destes ensaios. Entretanto, as normas espanholas consideram corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de 15 cm x 30 cm, enquanto as normas brasileiras utilizam corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de 10 cm x 20 cm. Os ensaios nas vigas de concreto foram feitos após os ensaios com os corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos.

3.5.4 Ensaios em vigas de concreto

Pouco antes dos ensaios, as vigas foram pesadas e os captadores de deslocamento foram instalados em sua parte inferior das mesmas. A distância entre os roletes foi ajustada para cada viga ensaiada.

Em todas as vigas ensaiadas, foram medidos os valores da carga e da respectiva abertura da boca da trinca (*CMOD*) ao longo do ensaio. A seqüência dos ensaios foi realizada de forma aleatória.

Como o controle de aplicação de carga foi manual, as velocidades de ensaio foram estimadas através da leitura do *CMOD* dividido pelo tempo. O tempo foi medido por um cronômetro.

As vigas 1 e 2 dos concretos sem fibras foram ensaiadas segundo a recomendação 50-FMC (1985). A velocidade de ensaio destas vigas foi menor do que a recomendada, para se tentar manter a estabilidade do ensaio após a carga de pico. Visando a caracterização do processo de amolecimento destas vigas, a aplicação de carga foi feita em ciclos de carregamento e descarregamento, pois o controle de aplicação de carga foi manual. Nas demais vigas dos concretos sem fibras, foi utilizada uma velocidade que permitia que a carga máxima fosse alcançada em aproximadamente 5 minutos. Após a carga máxima, foram realizados ciclos de carregamento e descarregamento, para tentar obter a curva de amolecimento. Este processo foi necessário, pois a velocidade de reação do conjunto máquina-operador não foi rápida o suficiente para controlar a aplicação da carga durante o processo de amolecimento do concreto.

Nos CCVRFA e nos CAARFA, a velocidade de ensaio das vigas Tipo 1 e 2 foi de aproximadamente 0,2 mm/min até o *CMOD* de 5 mm; após este valor de deslocamento a velocidade foi aumentada. Nas vigas Tipo 4, 5 e 6 a velocidade do ensaio foi aplicada de modo que o carregamento máximo fosse alcançado em cerca de 5 minutos após o início do ensaio.

Em alguns ensaios ocorreu a ruptura das vigas de concreto sem fibra logo após a carga máxima. Nos ensaios das vigas de concreto reforçado com fibras de aço, ocorreu em algumas vigas, uma queda brusca da carga, após a fissuração da matriz de concreto. A ruptura das vigas do concreto sem fibras e a queda brusca da carga nas vigas de concreto reforçado com fibras de aço demonstram que houve uma instabilidade durante esses ensaios. Esta instabilidade pode ter ocorrido devido ao controle de aplicação de carga ter sido feito manualmente.

A estabilidade do teste de fratura depende do balanço energético entre a energia elástica liberada pelo exemplar e a energia do pórtico de aplicação de carga, durante a propagação

da trinca. Neste caso, o tempo de resposta do sistema de aplicação de carga desempenha um importante papel, pois dependendo do material, é necessária uma resposta rápida do sistema, 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, ou possuem um comportamento parcialmente-frágil. Com o controle manual de carga, muitas vezes o tempo de resposta não é suficientemente rápido para garantir o equilíbrio energético, entre a energia elástica liberada pela viga e a energia do sistema de aplicação de carga, durante a propagação da trinca. Ao se utilizar um sistema de aplicação de carga manual, o tempo de resposta do sistema de aplicação de carga aumenta, pois passa a depender também da reação do operador do sistema.

4

RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Propriedades mecânicas básicas

Os valores de módulo de elasticidade, de resistência à compressão e à tração, foram determinados experimentalmente para os 24 tipos de concreto utilizados neste trabalho, conforme metodologia anteriormente apresentada no Capítulo 3. Para cada um dos ensaios feitos, foram utilizados três corpos-de-prova cilíndricos. Nos ensaios de resistência à compressão, além dos corpos-de-prova cilíndricos, foram usados 16 corpos-de-prova cúbicos. Na TAB. 4.2 apresentam-se os valores médios de módulo de elasticidade, de resistência à compressão e à tração dos concretos convencionais vibrados (CCV) e dos concretos autoadensáveis (CAA). Enquanto, na TAB. 4.3 são apresentadas estas mesmas propriedades para os concretos convencionais vibrados reforçados com fibras de aço (CCVRFA) e para os concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço (CAARFA), respectivamente. Nestas tabelas, também apresentam-se os respectivos valores do desvio-padrão (DP) e do coeficiente de variação (CV), correspondentes à variabilidade da resistência à compressão média de cada uma das etapas de concretagem, baseada nos corpos-de-prova cúbicos, e também, a relação entre as respectivas resistências médias à compressão, determinadas a partir de corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos.

Segundo ALMEIDA FILHO et al. (2010) o CV permite uma boa compreensão e visualização da variabilidade dos resultados, podendo ser utilizado como mecanismo de controle de qualidade do concreto. MELCHERS (1987)⁵ apud ALMEIDA FILHO et al. (2010), sugere os valores limites de CV da resistência à compressão para o controle de qualidade dos concretos convencionalmente vibrados (TAB. 4.1).

Tabela 4.1. Limites estabelecidos para o critério de qualidade.

Controle de qualidade	Limites aceitos para o desvio padrão ($f_c > 27$ MPa)	Limites aceitos para o coeficientes de variação
A (excelente)	2,7	10%
B (médio)	4,0	15%
C (pobre)	5,4	20%

Considerando-se os valores limites de CV, sugeridos pelos autores citados acima, para o controle de qualidade do concreto, nota-se um excelente controle de qualidade dos CCV e dos CAA durante as etapas de concretagem, com valores de CV referentes à resistência à compressão baseada nos corpos-de-prova cúbicos, inferiores à 10% (TAB. 4.2). Nos CCVRFA e nos CAARFA, também se observa um excelente controle de qualidade em grande parte dos concretos, com valores de CV inferiores a 10%, e um bom controle de qualidade durante as etapas de concretagem para dois tipos de CCVRFA e para um de CAARFA (TAB.4.3), cujos valores de CV foram inferiores à 15%.

A dificuldade em se garantir uma distribuição homogênea das fibras ao longo de todo o volume de concreto, pode ter causado uma maior dispersão dos valores de resistência à compressão dos concretos reforçados com fibras (CCVRFA e CAARFA), ou seja, os valores de CV foram superiores a 10% (TAB. 4.2). Em geral, os valores de CV dos CAARFA foram menores do que os valores dos CCVRFA, o que pode ser indicativo de uma distribuição mais uniforme das fibras ao longo de todo volume dos corpos-de-prova dos CAARFA, pois segundo FERRARA et al. (2007), o CAARFA apresenta uma distribuição mais uniforme das fibras, principalmente devido à ausência de vibração.

⁵ MELCHERS, RE.; *Structural Reability: analisys and prediction*, Ellis Horwood Limited, 1987.

Tabela 4.2. Resistência média à compressão, à tração e módulo de elasticidade dos CCV e dos CAA.

Tipo de concreto	Resistência à compressão (MPa)					Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
	Cilindro	Cúbico			cilindro/cúbico		
		Média	DP	CV			
V30d12F	47,0	46,9	2,8	6%	1,0	3,88	31.644
V30d20G	29,8	40,9	3,7	9%	0,73	4,24	27.980
V50d12G	48,3	49,2	2,4	5%	0,98	3,25	30.326
V50d20F	49,2	55,6	3,2	6%	0,88	5,09	31.574
A30d12F	45,7	46,3	2,7	6%	1,0	4,16	29.219
A30d20G	30,5	41,0	3,6	9%	0,74	3,54	26.104
A50d12G	52,4	58,6	4,6	8%	0,90	4,37	29.748
A50d20F	60,2	65,0	2,8	4%	0,93	4,85	31.188

A nomenclatura utilizada para referenciar os tipos de concretos apresentados na TAB. 4.2 e TAB. 4.3 foi a mesma apresentada anteriormente no item 3.3.1.

A relação entre as resistências à compressão, determinadas por meio de corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos (relação cilindro/cúbico), variou de 0,73 a 1,0, tanto nos CCV quanto nos CAA (TAB. 4.2). DOMONE (2007) encontrou valores da relação cilindro/cúbico variando de 0,73 a 0,87 nos CCV, e 0,80 a 1,0 nos CAA. Segundo o referido autor, os valores próximos a 1,0 nos CAA se deve ao fato destes concretos possuírem uma menor quantidade de agregado graúdo e uma maior quantidade de finos do que os CCV, o que torna a sua superfície de ruptura mais lisa, reduzindo, desta forma, a influência do engrenamento dos agregados durante o processo de cisalhamento observado na ruptura à compressão dos corpos-de-prova cúbicos. O V30d12F apresentou uma superfície de ruptura mais lisa do que o V30d20G, assim como o V50d12G em comparação ao V50d20F. Nos CAA, observou-se que o A30d12F e o A50d20F, apresentaram uma superfície de ruptura, para os espécimes cúbicos, mais lisa do que as do A30d20G e do A50d12G, respectivamente.

Os valores da relação entre a resistência à compressão cilindro/cúbico foram equivalentes nos CCV e nos CAA (TAB. 4.2). Isto pode ter ocorrido, devido à granulometria destes concretos serem contínuas. Além disto, nota-se que os concretos com diâmetro máximo do

agregado de 12 mm e granulometria mais fina, apresentaram uma superfície de ruptura mais lisa, tanto nos CCV, quanto nos CAA.

Nos CCVRFA, a relação de resistência à compressão cilindro/cúbico variou de 0,75 a 1,0; e nos CAARFA variou de 0,7 a 1,0 (TAB. 4.3). Estes concretos possuem uma menor quantidade de agregados graúdos do que os CCV e os CAA. A presença das fibras pode ter diminuído a influência dos agregados graúdos no processo de engrenamento durante os ensaios de compressão nos espécimes cúbicos, pois as fibras “costuram” as fissuras de cisalhamento, elevando a resistência à compressão dos corpos-de-prova cúbicos desses concretos. Este fato, explica os valores inferiores da relação cilindro/cúbico para os CCVRFA e os CAARFA em relação aos CCV e aos CAA, respectivamente.

Tabela 4.3. Resistência média à compressão, à tração e módulo de elasticidade dos CCVRFA e CAARFA.

Tipo de Concreto	Resistência à compressão (MPa)					Res. Tração (MPa)	Módulo elasticidade (MPa)
	Cilindro	Cúbico			Cilindro/Cúbico		
		Média	DP	CV			
V30d12F-f40/45	34,1	45,0	2,1	5%	0,75	3,88	31.006
V30d20G-f40/45	36,3	35,0	2,0	6%	1,0	3,75	30.943
V50d12F-f40/65	52,7	56,0	6,4	12%	0,95	5,13	31.014
V50d20G-f40/65	51,3	62,0	5,1	8%	0,83	4,58	31.394
V50d20F-f70/45	40,2	50,0	7,8	15%	0,80	5,41	29.773
V50d12G-f70/45	62,8	69,0	6,9	10%	0,91	5,34	33.212
V30d20F-f70/65	35,6	42,0	4,7	11%	0,84	5,55	29.135
V30d12G-f70/65	33,3	39,0	2,5	6%	0,85	4,02	26.960
A30d12F-f40/45	32,5	46,0	7,1	15%	0,70	3,67	26.033
A30d20G-f40/45	36,7	41,0	2,0	6%	1,0	4,16	27.393
A50d12F-f40/65	46,5	60,0	2,8	5%	0,78	4,99	28.804
A50d20G-f40/65	43,0	55,0	2,5	4%	0,78	4,30	29.884
A50d20F-f70/45	43,6	52,0	2,9	5%	0,83	4,71	28.282
A50d12G-f70/45	46,3	60,0	2,2	4%	0,78	4,71	27.807
A30d20F-f70/65	27,9	38,0	3,4	9%	0,74	5,06	24.721
A30d12G-f70/65	32,5	39,0	2,9	7%	0,84	4,85	25.948

4.1.1 Resistência à compressão

4.1.1.1 Concreto convencional vibrado e concreto autoadensável

Nota-se claramente uma tendência de aumento da resistência à compressão com a redução do fator a/c de 0,6 para 0,5. A FIG. 4.1 pretende analisar os valores da resistência média à compressão dos CCV e dos CAA, determinada com corpos-de-prova cilíndricos, em função do fator a/c .

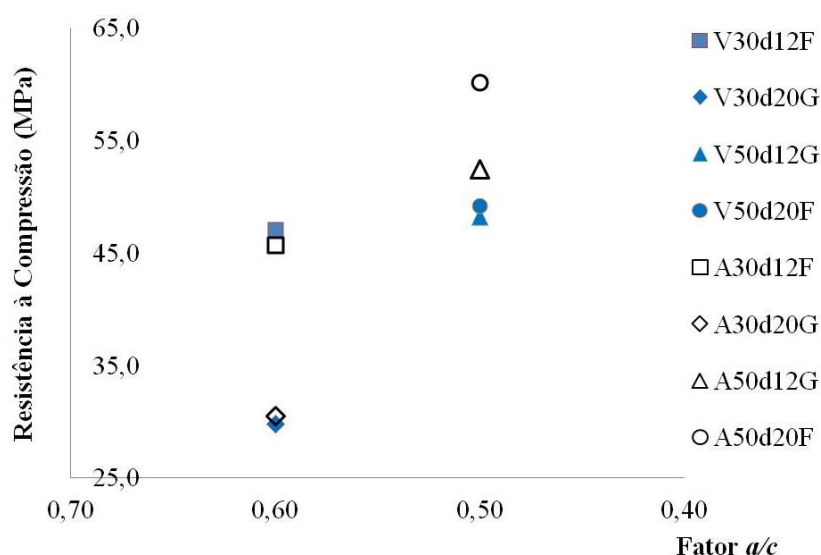


Figura 4.1. Resistência média à compressão (corpos-de-prova cilíndricos) versus fator a/c dos CCV e dos CAA.

Na FIG. 4.1, observa-se que as resistências à compressão do V30d12F e do A30d12F apresentaram valores semelhantes, assim como do V30d20G e do A30d20G. As resistências à compressão do V30d12F e do A30d12F foram, em média, 54% superiores às do V30d20G e do A30d20G. Isto se deve, provavelmente, à granulometria mais fina do V30d12F e do A30d12F em relação ao V30d20G e do A30d20G. A granulometria mais fina proporciona um melhor preenchimento dos poros presentes na interface entre agregado e pasta, aumentando com isto a aderência entre a pasta de cimento e os agregados. Segundo METHA e MONTEIRO (1994) a interface pasta-agregado é responsável por grande parte da resistência mecânica dos concretos, sendo fundamental, principalmente, nos concretos de alta resistência.

Ainda na FIG. 4.1, nota-se que a resistência média à compressão do A50d12G foi cerca de 9% maior do que a do V50d12G; e a resistência média à compressão do A50d20F foi em, aproximadamente, 22% superior à do V50d20F. Isto ocorreu, provavelmente, devido à maior quantidade de finos presentes nos CAA. Os finos contribuem para a melhoria da coesão nestes concretos, evitando-se a ocorrência da segregação dos agregados durante a concretagem. A resistência média à compressão do V50d12G e do V50d20F foi praticamente a mesma. Entretanto, o A50d20F apresentou valores de resistência à compressão superior em 15%, à do A50d12G. Ao se comparar a resistência média à compressão do V50d12G com a o V50d20F, observa-se que provavelmente a granulometria fina influenciou na resistência à compressão, mais do que o diâmetro máximo do agregado. O mesmo foi observado no A50d12G e no A50d20F. Este fato também foi notado durante o tratamento estatístico dos dados obtidos para estes concretos.

A influência na resistência à compressão da granulometria mais fina e do diâmetro máximo do agregado menor, 12 mm, foi maior nos concretos com maior consumo de cimento (380 kg/m^3).

Na análise estatística foram considerados os resultados de resistência à compressão, obtidos nos ensaios dos corpos-de-prova cúbicos (FIG. 4.2).

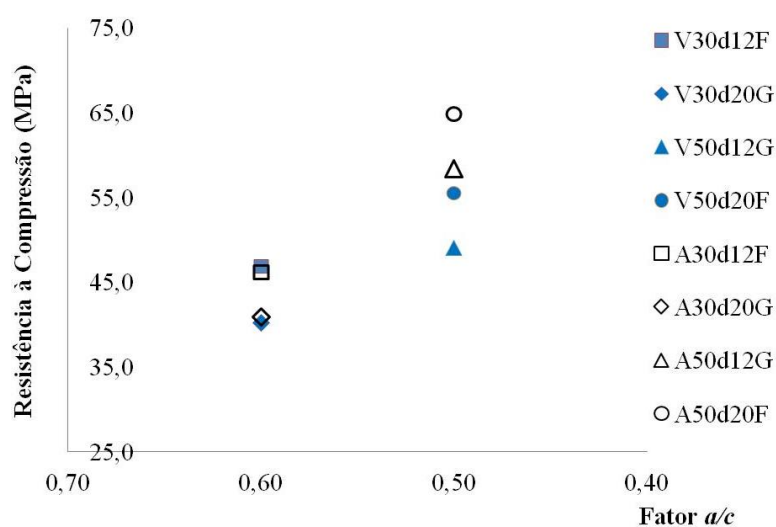


Figura 4.2. Resistência média à compressão (corpos-de-prova cúbicos) versus fator a/c dos CCV e dos CAA.

O comportamento observado na FIG. 4.2 foi equivalente ao comportamento da FIG. 4.1, em que os CCV e os CAA com granulometria mais fina apresentaram maiores valores de resistência à compressão, assim como, ao se reduzir o fator a/c de 0,6 para 0,5, nota-se um incremento na resistência à compressão.

Para avaliar a influência das variáveis de interesse nos 24 tipos de concreto, foi realizado estudo estatístico baseado na análise de variância (ANOVA). A TAB. 4.4 apresenta os resultados deste tratamento estatístico para os CCV. Foi considerado um nível de confiança de 95% durante esta análise estatística, bem como nas demais análises estatísticas realizadas ao longo do trabalho.

Na análise estatística, considerou-se o fator a/c , ao invés da resistência à compressão, como variável de interesse. Segundo METHA e MONTEIRO (1994) e CANOVAS (2007) este é um dos principais fatores que influenciam na resistência do concreto.

Tabela 4.4. Análise de variância (ANOVA) da resistência à compressão dos corpos-de-prova cúbicos dos CCV.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Fator a/c	1	867,00	867,00	867,00	92,23	0,0005
Diâmetro máx.	1	0,52	0,52	0,52	0,06	0,815
Granulometria	1	462,52	462,52	462,52	49,20	0,0005
Erro	44	413,63	413,63	9,40		
Total	47	1743,67				

Na TAB. 4.4, GL representa os graus de liberdade; $Seq\ SQ$ é a seqüência da soma quadrática, que mede a variabilidade dos dados; $Adj\ SQ$ é o ajuste parcial da soma quadrática; $Adj\ MQ$ é o ajuste da média quadrática; F determina se o efeito causa um impacto significativo na medida; $P-\Delta$ indica com 95% de precisão se a variável é ou não significativa, sendo que, quanto menor for o seu valor, mais significativa será a variável, no teste de hipóteses.

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa do diâmetro máximo do agregado nos valores de resistência à compressão.

Observa-se também, que o fator a/c foi a variável de maior influência, seguida pela granulometria, que também influenciou significativamente.

A FIG. 4.3 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na resistência à compressão dos CCV.

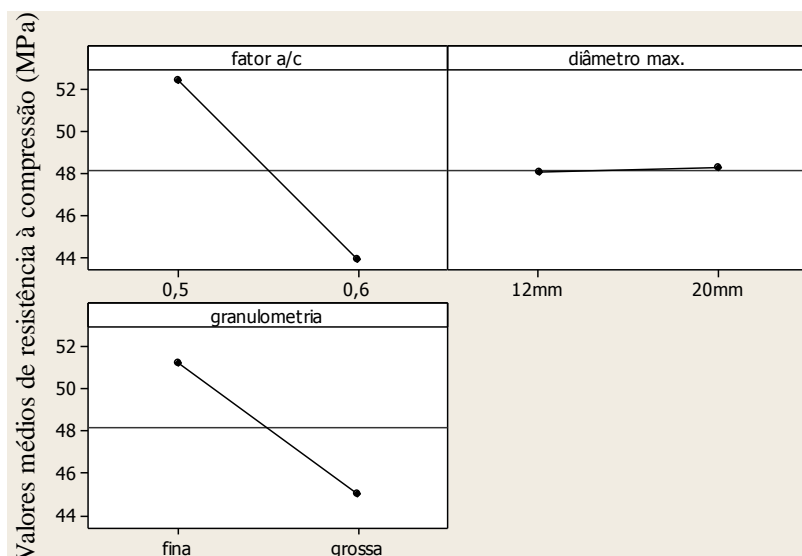


Figura 4.3. Resistência média à compressão dos CCV versus variáveis de interesse.

Na FIG. 4.3, observa-se que a granulometria mais fina contribuiu para o aumento da resistência à compressão; assim como, a redução do fator a/c contribuiu para a elevação da resistência à compressão. Nota-se também, que o diâmetro máximo do agregado praticamente não influenciou na resistência à compressão. Estes resultados concordam com o conteúdo descrito por METHA E MONTEIRO (1994) e por CANOVAS (2007).

A validade dos resultados e a consideração de que as observações sejam normais e independentemente distribuídas com a mesma variância para cada tratamento ou nível do fator, podem ser verificadas através do exame dos resíduos (FIG. 4.4). Os resíduos devem ser analisados graficamente, de modo a verificar a validade das suposições do modelo em questão e a ganhar entendimento adicional da situação experimental (MONTGOMERY e RUNGER, 2004).

O tratamento dos resíduos foi realizado em cada tipo de concreto confeccionado. Entretanto, como os resultados deste tratamento foram semelhantes para os vários tipos de concreto, somente será apresentado, neste capítulo, o tratamento dos resíduos dos CCV. O tratamento dos demais tipos de concreto (CCA, CCVRFA e CAARFA) encontra-se disposto no ANEXO B. Os resultados destas análises não apresentaram indícios de dispersão, concordando com a distribuição normal proposta no modelo estatístico.

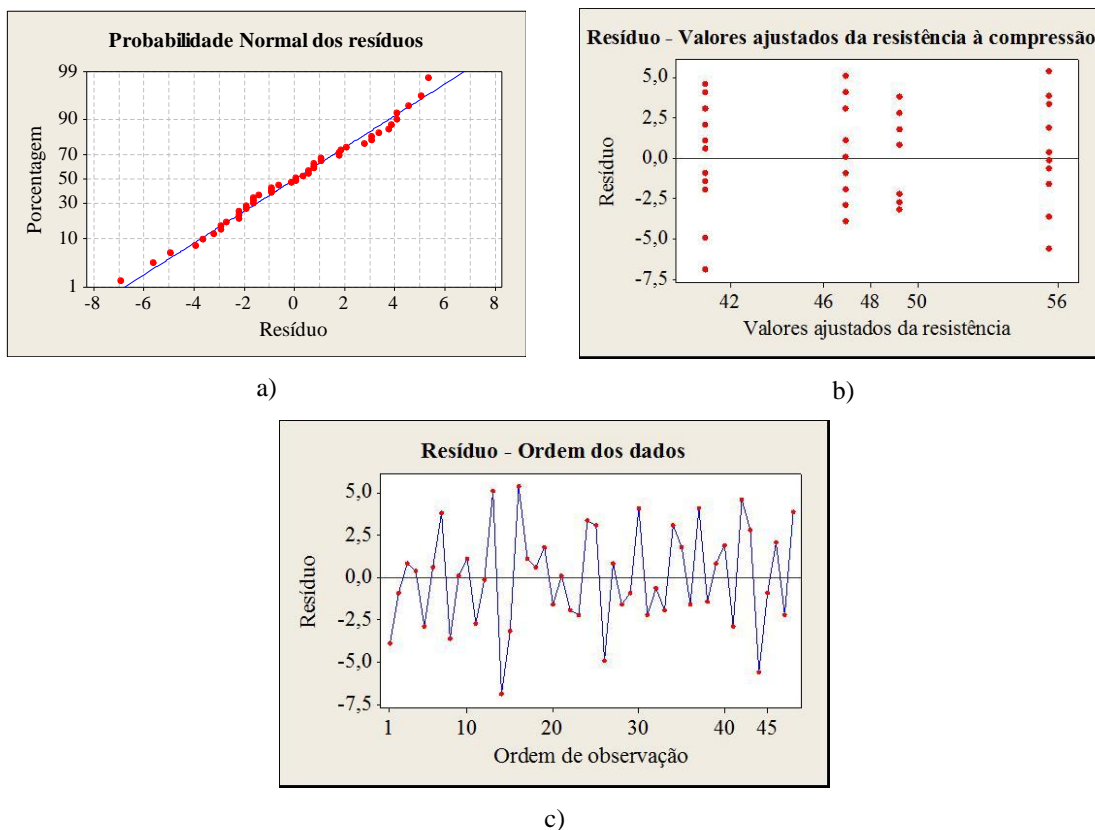


Figura 4.4. Análise dos resíduos da resistência à compressão do CCV. (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

O gráfico de probabilidade normal de resíduos (FIG. 4.4 a) indica se há algum resíduo fora dos padrões, por alguma influência externa não prevista. Uma vez que os resíduos estejam aproximadamente ao longo de uma linha reta, não se suspeita de qualquer problema com a normalidade dos dados.

A suposição de independência dos dados pode ser verificada plotando-se os resíduos contra o tempo ou a ordem de corrida na qual o experimento foi feito (FIG. 4.4 b). Neste gráfico,

os resíduos estão distribuídos ao longo de um valor central (zero) em intervalos máximos e mínimos (+5,-5). Um padrão de comportamento nesse gráfico, tal como seqüência de resíduos positivos e negativos, pode indicar se as observações são ou não independentes. Nesse gráfico (FIG. 4.4 b), nota-se que há um valor fora do padrão, um “outlier”, esse valor foi identificado como pertencente ao V30d20G. Provavelmente, este fato deveu-se à inexperiência do operador da máquina durante o ensaio ou devido ao fato do controle de aplicação da carga ser manual.

A FIG. 4.4 (c), representa um gráfico de controle. Se o intervalo periódico das amostras ocorre dentro de limites superiores ou inferiores, o processo é considerado sob controle e nenhuma ação é necessária (MONTGOMERY E RUNGER, 2004). Neste gráfico, o mesmo ponto “outlier” da FIG. 4.4 (b) pode ser observado.

O mesmo tratamento estatístico também foi aplicado aos CAA. A TAB. 4.5 apresenta os resultados da análise ANOVA.

Tabela 4.5. Análise de variância (ANOVA) da resistência à compressão dos corpos-de-prova cúbicos dos CAA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Fator a/c	1	3741,8	3741,8	3741,8	332,29	0,0005
Diâmetro máx.	1	0,2	0,2	0,2	0,01	0,905
Granulometria	1	358,6	358,6	358,6	31,85	0,0005
Erro	44	495,5	495,5	11,3		
Total	47	4596,0				

Os resultados apresentados na TAB.4.5, referentes aos CAA, foram semelhantes aos resultados obtidos nos CCV (TAB. 4.4), indicando que o fator mais significativo na resistência à compressão dos CAA foi a relação a/c, seguido pela composição granulométrica. Da mesma forma que os CCV, não houve parâmetros suficientes, ou não houve influência significativa do diâmetro máximo do agregado na resistência destes concretos.

A FIG. 4.5 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na resistência à compressão dos CAA.

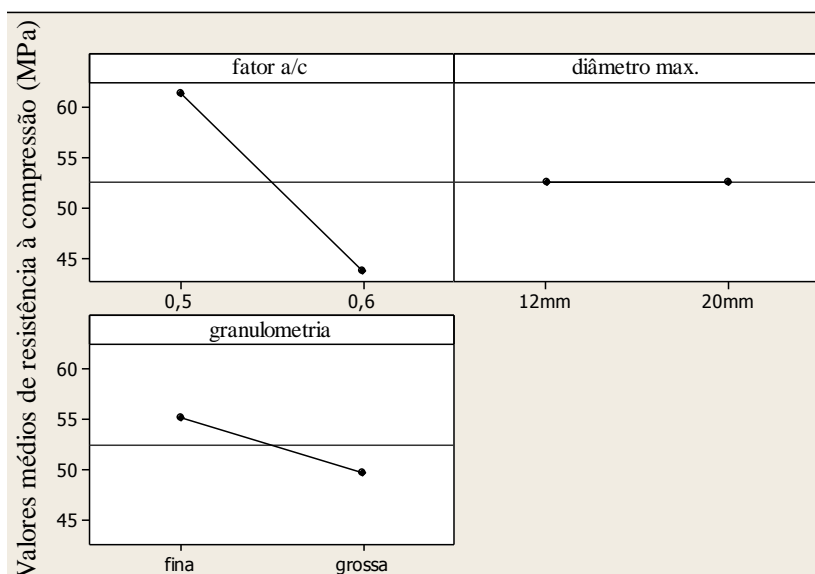


Figura 4.5. Resistência média à compressão dos CAA versus variáveis de interesse.

Comparando-se as FIG. 4.3 e FIG. 4.5, nota-se que as variáveis de interesse comportaram-se de modo semelhante nos CAA e nos CCV. A análise dos resíduos dos CAA indicou a ocorrência de um ponto *outlier*, semelhante ao observado na análise dos resíduos dos CCV. Os gráficos da análise dos resíduos encontram-se no ANEXO B.

4.1.1.2 CCVRFA e CAARFA

Os resultados de resistência à compressão com base nos resultados dos corpos-de-prova cilíndricos versus fator *a/c* dos CCVRFA e dos CAARFA são apresentados na FIG. 4.6. Observa-se na FIG. 4.6, que a resistência à compressão do V30d12F-f40/45, do A30d12F-f40/45, do V30d20G-f40/45 e do A30d20G-f40/45, foram semelhantes. Da mesma forma, os valores de resistência à compressão do V30d20F-f70/65, do A30d20F-f70/65, do V30d12G-f70/65 e do A30d12G-f70/65, também foram semelhantes. Nota-se, que a presença das fibras pouco contribuiu na resistência à compressão destes concretos. A resistência à compressão do V30d12F-f40/45 e do V30d20G-f40/45, que possuíam 40 kg/m^3 de fibras, comparada com a do V30d20F-f70/65 e a do

V30d12G-f70/65, que possuíam 70 kg/m^3 de fibras, foi praticamente a mesma. Do mesmo modo, ao se comparar a resistência à compressão dos CCVRFA com a dos CCV, e a dos CAARFA com a dos CAA, nota-se que estas foram equivalentes.

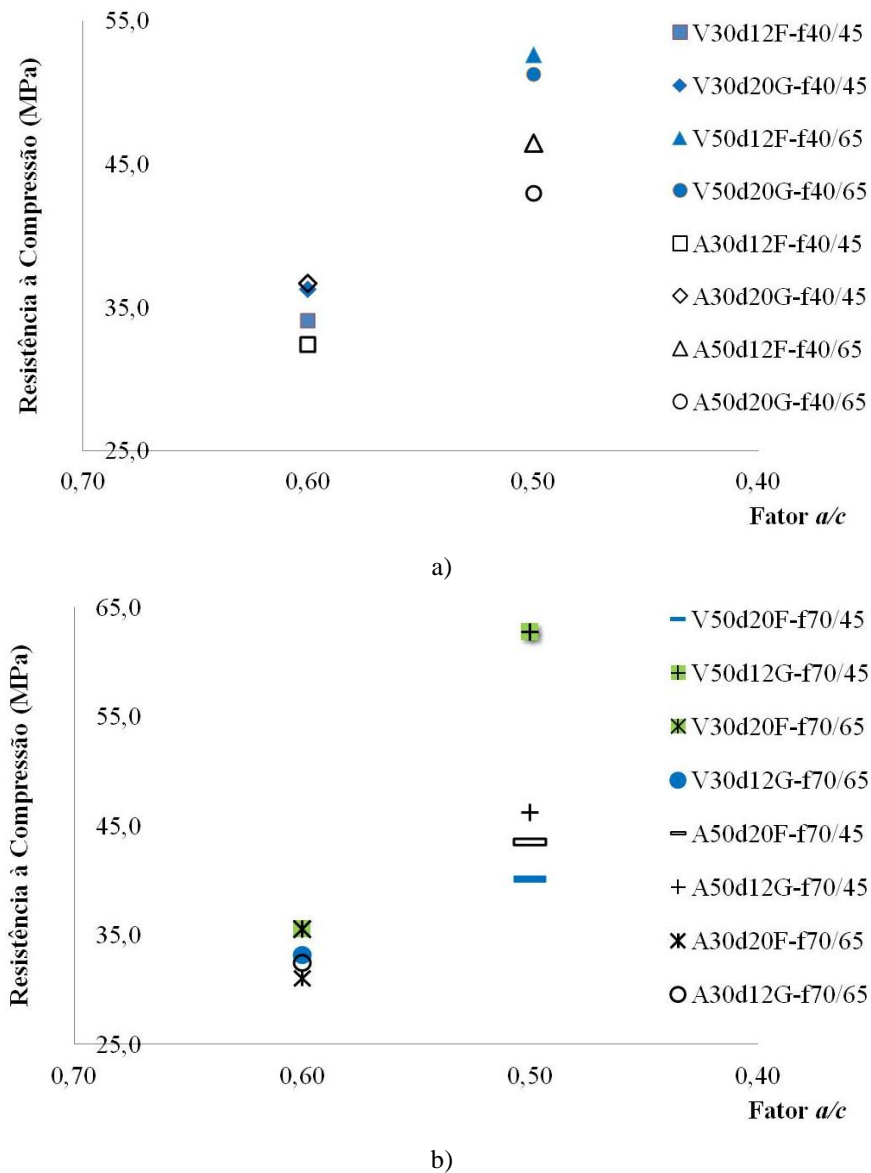


Figura 4.6. Resistência média à compressão (corpos-de-prova cilíndricos) versus fator a/c dos CCVRFA e dos CAARFA.

Ainda na FIG. 4.6, nota-se que a resistência média à compressão do V50d12F-f40/65 foi semelhante à do V50d20G-f40/65; e a resistência média à compressão do V50d12G-f70/45 foi 56% maior do que a do V50d20F-f70/45. Observa-se também, que a resistência média à compressão do A50d12F-f40/65 foi 8% superior à do A50d20G-f40/65, e a resistência

média à compressão do A50d12G-f70/45 foi 6% maior do que a do A50d20F-f70/45. Nestes casos, nota-se que os concretos com diâmetro máximo do agregado de 12 mm apresentaram uma resistência à compressão maior do que os concretos com diâmetro máximo de 20 mm. Isto pode ter ocorrido devido ao baixo fator a/c e ao elevado consumo de cimento.

Ao se comparar o V50d12F-f40/65 com o A50d12F-f40/65, nota-se que o primeiro possui uma resistência à compressão 13% maior do que a do segundo. Da mesma forma, observa-se que a resistência à compressão do V50d20G-f40/65 foi superior em cerca de 19% à do A50d20G-f40/65. O A50d20F-f70/45, por sua vez, apresentou uma resistência à compressão cerca de 8% maior do que a do V50d20F-f70/45. Por fim, o V50d12G-f70/45 possui uma resistência à compressão 36% maior que a do A50d12G-f70/45. Os CAARFA possuem uma menor quantidade de agregados graúdos do que os CCVRFA, o que pode ter influenciado para os menores valores de resistência à compressão em relação à resistência dos CCVRFA.

Em seguida apresenta-se a análise estatística, considerando-se os resultados de resistência à compressão obtidos nos ensaios dos corpos-de-prova cúbicos. A resistência média à compressão obtida com corpos-de-prova cúbicos versus fator a/c é apresentada nas FIG. 4.7 e 4.8.

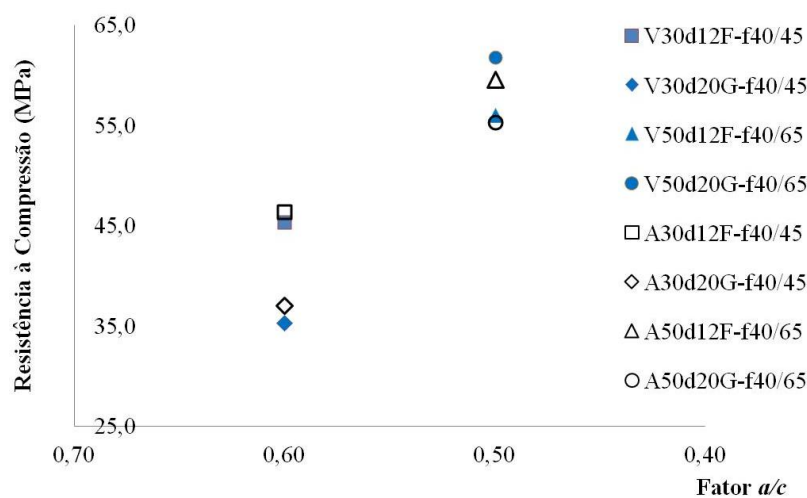


Figura 4.7. Resistência média à compressão (corpos-de-prova cúbicos) versus fator a/c dos CCVRFA e dos CAARFA, com 40 kg/m^3 de fibras.

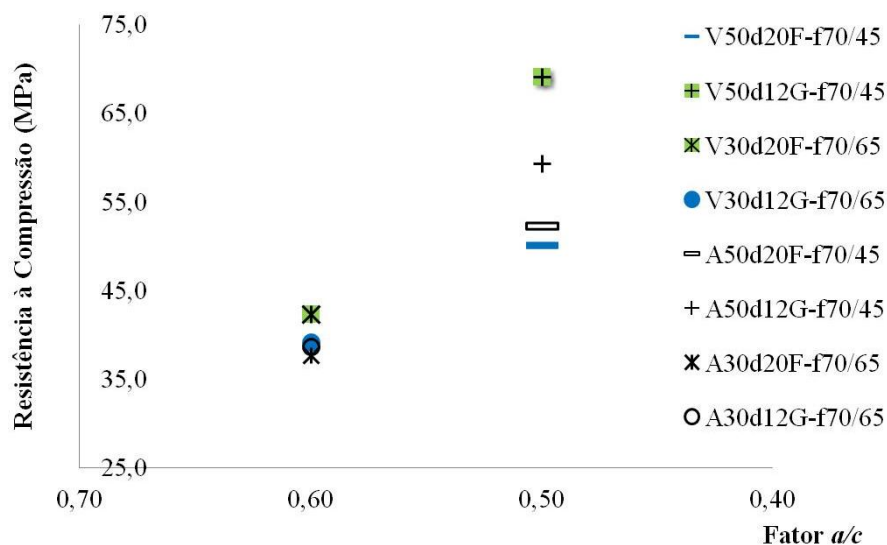


Figura 4.8. Resistência média à compressão (corpos-de-prova cúbicos) versus fator a/c dos CCVRFA e dos CAARFA, com 70 kg/m^3 de fibras.

O comportamento dos concretos observado nas FIG. 4.7 e 4.8 foi equivalente ao comportamento observado na FIG. 4.6, apresentando a mesma tendência de incremento da resistência à compressão com a redução do fator a/c , entretanto, com valores de resistência à compressão ligeiramente mais elevados.

Para se avaliar a influência das variáveis de interesse nos CCVRFA, foi realizada a análise de variância (ANOVA). A TAB. 4.6 apresenta os resultados deste tratamento estatístico.

Tabela 4.6. Análise de variância (ANOVA) da resistência à compressão dos corpos-de-prova cúbicos dos CCVRFA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P- Δ
Quantidade de fibras	1	14,0	14,0	14,0	0,30	0,588
Fator de forma das fibras	1	1,4	1,4	1,4	0,03	0,863
Fator a/c	1	8319,8	8319,8	8319,8	175,19	0,0005
Diâmetro máx.	1	559,2	559,2	559,2	11,78	0,001
Granulometria	1	201,0	201,0	201,0	4,230	0,037
Erro	90	4274,2	4274,2	47,5		
Total	95	13369,6				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa da quantidade de fibras e do fator de forma das fibras nos valores de resistência à compressão. Observa-se também, que o fator a/c foi a variável mais significativa, seguida pelo diâmetro máximo do agregado e pela granulometria.

A FIG. 4.9 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na resistência à compressão dos CCVRFA.

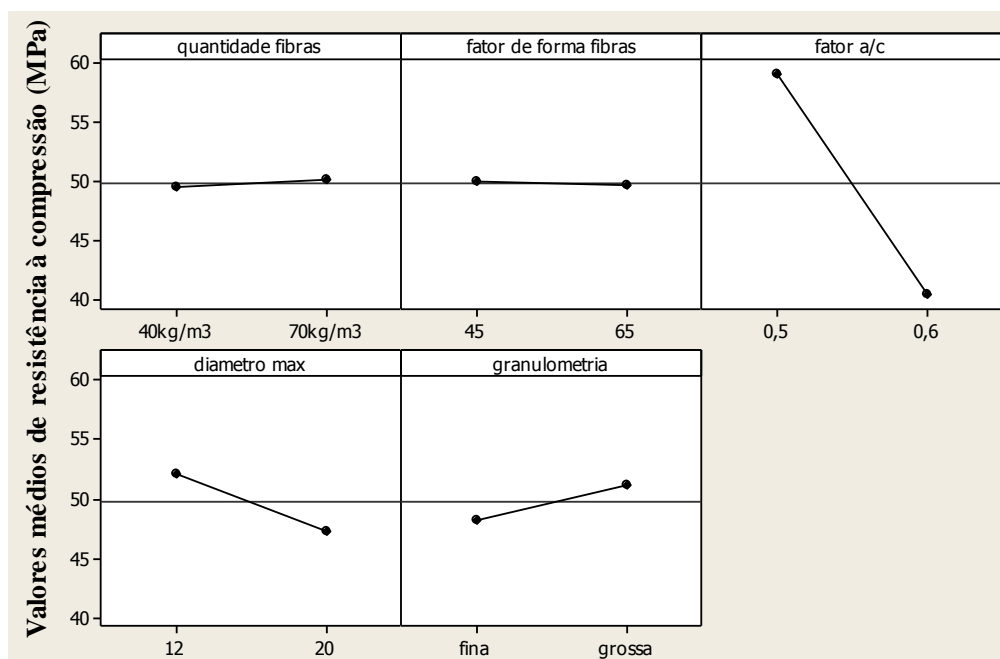


Figura 4.9. Resistência média à compressão dos CCVRFA versus variáveis de interesse.

Na FIG. 4.9, observa-se que os concretos com fator a/c menor apresentaram uma resistência à compressão maior, assim como, os concretos com diâmetro máximo do agregado graúdo (12 mm) e granulometria grossa. A análise dos resíduos demonstrou uma ligeira dispersão dos dados, com alguns pontos *outlier*, denotando uma observação com larga padronização residual. Os gráficos da análise dos resíduos encontram-se no ANEXO B.

Para se avaliar a influência das variáveis de interesse nos CAARFA, também realizou-se a análise de variância (ANOVA). A TAB. 4.7 apresenta os resultados deste tratamento estatístico.

Tabela 4.7. Análise de variância (ANOVA) da resistência à compressão dos corpos-de-prova cúbicos dos CAARFA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Quantidade de fibras	1	102,1	102,1	102,1	6,82	0,011
Fator de forma das fibras	1	4,2	4,2	4,2	0,28	0,599
Fator <i>a/c</i>	1	7038,4	7038,4	7038,4	470,50	0,0005
Diâmetro máx.	1	822,5	822,5	822,5	54,98	0,0005
Granulometria	1	75,3	75,3	75,3	9,35	0,003
Erro	90	1346,3	1346,3	15,0		
Total	95	9388,7				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa do fator de forma das fibras nos valores de resistência à compressão. Observa-se também, que a relação *a/c* foi a variável mais significativa, seguida pelo diâmetro máximo do agregado e pela granulometria. Nos CAARFA, a quantidade de fibras se mostrou significativa. Neste caso, a granulometria mais fina destes concretos, pode ter melhorado a aderência das fibras à pasta de cimento, em comparação com os CCVRFA.

A FIG. 4.10 apresenta como as variáveis de interesse influenciam na resistência à compressão dos CAARFA.

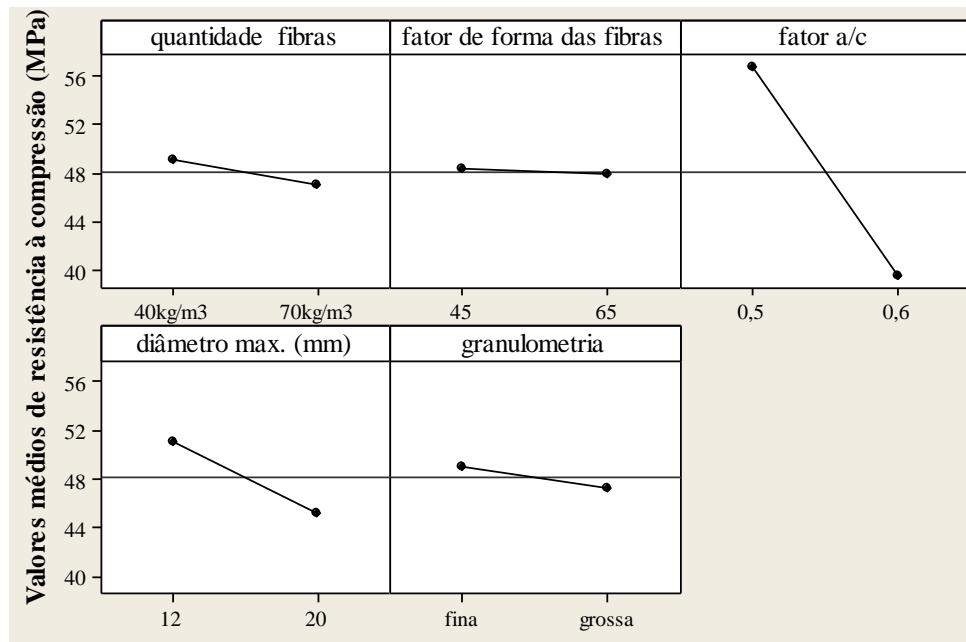


Figura 4.10. Resistência média à compressão dos CAARFA versus variáveis de interesse.

Observa-se na FIG. 4.10, que os concretos com fator a/c menor apresentaram uma resistência à compressão maior, assim como, os concretos com diâmetro máximo do agregado graúdo (12 mm) e granulometria mais fina. Os CAARFA com uma menor quantidade de fibras (40 kg/m^3) apresentaram uma maior resistência à compressão, indicando que a quantidade de fibras pode ter contribuído indiretamente na resistência à compressão, pois ao se adicionar mais fibras, reduziu-se a quantidade de agregados graúdos. A análise dos resíduos demonstrou uma ligeira dispersão dos dados, com alguns pontos *outlier*, denotando uma observação com larga padronização residual. Os gráficos da análise dos resíduos encontram-se no ANEXO B.

4.1.2 Módulo de elasticidade

4.1.2.1 Concreto convencional vibrado e concreto autoadensável

A FIG. 4.11 apresenta um gráfico com os valores médios de módulo de elasticidade versus resistência à compressão do CCV e do CAA, determinados por meio de ensaio de corpos-de-prova cilíndricos. Juntamente com os resultados experimentais, são apresentados os valores de módulo de elasticidades, estimados a partir da resistência à compressão, por

meio de expressões previstas em normas específicas de estruturas de concreto, conforme TAB. 4.8.

Tabela 4.8. Formulações para previsão do módulo de elasticidade.

Norma	Formulação do módulo de elasticidade (MPa)
NBR 6118 (2003)	$E_C = 5600 \cdot \sqrt{f_c}$
CEB (1993)	$E_C = 21500 \cdot \sqrt[3]{f_c}$
ACI 318 (2005)	$E_C = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c}$
EHE (1999)	$E_C = 10000 \cdot \sqrt[3]{f_c}$

onde “ γ_c ” é a densidade do concreto, “ f_c ” é a resistência à compressão do concreto e “ E_c ” é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto.

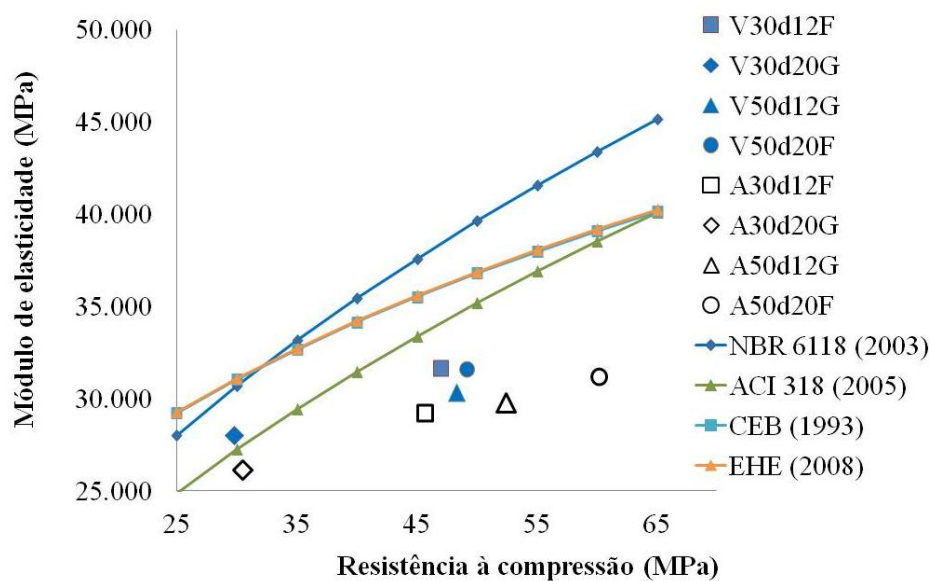


Figura 4.11. Módulo de elasticidade versus resistência média à compressão do CCV e do CAA.

Nas duas classes de concreto (CCV e CAA), o módulo de elasticidade tende a aumentar com o incremento da resistência à compressão, como esperado. Nota-se na FIG. 4.11, que os valores de módulo de elasticidade do CCV foram superiores aos do CAA, resultado também esperado, devido à menor quantidade de agregados graúdos presentes no CAA. A

diferença entre o módulo de elasticidade dos CCV e dos CAA foi aproximadamente 8%, nos concretos cuja resistência alvo de dosagem à compressão foi de 30 MPa, esta diferença diminuiu para cerca de 2% nos concretos cuja resistência alvo de dosagem à compressão foi de 50 MPa. Esses resultados são coerentes com os observados por DOMONE (2007) e ALMEIDA et al. (2010). Entretanto os resultados obtidos apresentaram comportamento diferente do observado por PERSSON (2001). O referido autor obteve valores equivalentes para o módulo de elasticidade dos CCV e dos CAA. Indicando possivelmente, que além da quantidade de agregados graúdos, o tipo de adição mineral e o fator água/aglomerante também podem influenciar nos valores do módulo de elasticidade dos CAA.

Analisando a FIG. 4.11, juntamente com a análise de variância do módulo de elasticidade para estes concretos, observa-se, que a resistência à compressão foi a variável que mais influenciou nos valores de módulo de elasticidade, tanto no CCV, quanto no CAA. Nota-se ainda, que a granulometria também influenciou nos valores de módulo de elasticidade. Os concretos com granulometria fina apresentaram valores de módulo superiores aos concretos com granulometria mais grossa. Segundo SHAH et al. (2011), a utilização de agregados densamente graduados contribuiu para reduzir a espessura da interface, elevando os valores de módulo de elasticidade. Nos concretos com granulometria mais fina, foi utilizada uma melhor graduação dos agregados, aumentando a sua densidade.

Na comparação dos resultados baseados nas estimativas prescritas pelas normas, com os resultados experimentais (FIG. 4.11), nota-se que as estimativas dos códigos normativos se mostram superestimadas em relação aos resultados experimentais para os concretos testados. No CCV os valores calculados pelas fórmulas foram de 10 a 25% superiores aos valores experimentais obtidos, considerando-se a NBR6118 (2003); e de 2 a 11%, considerando-se o ACI-318 (2005). Nos concretos autoadensáveis, observa-se que essa diferença foi ainda maior, variando de 18 a 39%, considerando-se a NBR6118 (2003); e de 4 a 23%, considerando-se o ACI-318 (2005). Segundo o ACI-318 (2005), o módulo de elasticidade do concreto é sensível ao módulo de elasticidade do agregado, o que pode levar a estimativas significativamente diferentes dos valores experimentais, em até 20%. Observa-se na FIG. 4.11, que quanto maior a resistência do concreto, maior a diferença entre o valor do módulo de elasticidade experimental e o módulo de elasticidade estimado

pelas normas. Deve-se salientar que as estimativas da norma apresentadas na TAB. 4.8 limitam-se ao valor máximo de resistência à compressão de 50 MPa.

Definindo-se a relação entre o valor experimental (M) e o valor estimado (VE) por uma formulação, como:

$$\lambda = \frac{M}{VE} \quad (4.1)$$

A FIG. 4.12 apresenta os valores de λ para cada estimativa de norma em relação aos concretos estudados.

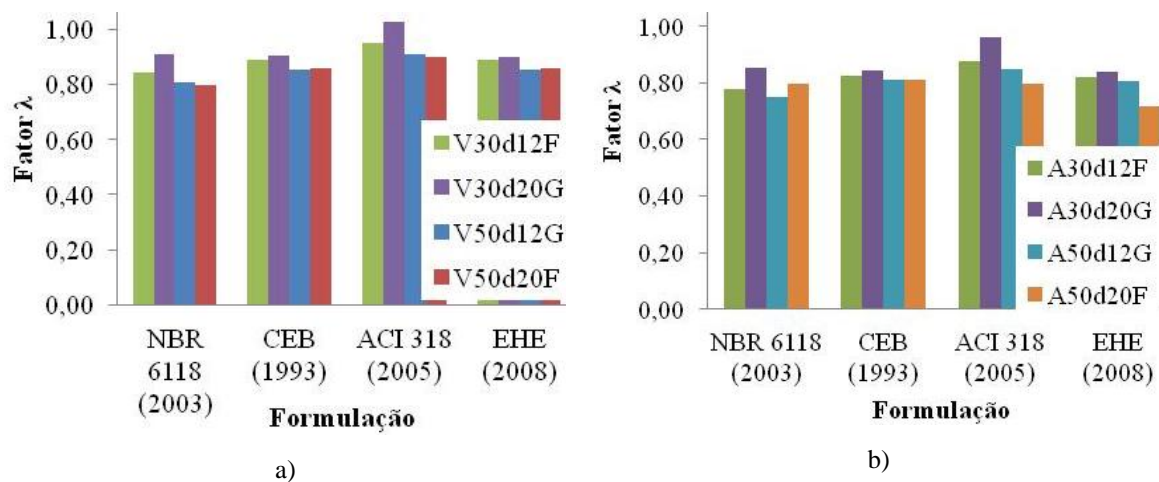


Figura 4.12. (a) Valores de λ para os CCV (b) Valores de λ para os CAA.

Na análise comparativa entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão, somente o ACI-318 (2005) apresentou resultados de λ próximos a 1,0, para os CCV cuja a resistência à compressão alvo de dosagem foi de 30 MPa. De acordo com a FIG. 4.12, em geral as estimativas baseadas nas normas apresentaram resultados de módulo de elasticidade maiores do que os resultados experimentais, principalmente no caso dos concretos autoadensáveis.

A partir dos resultados experimentais do CAA, obteve-se por meio da análise de regressão uma equação para estimava do módulo de elasticidade dos CAA a partir da resistência à

compressão (Eq. 4.2). O ajuste dos dados deste modelo apresentou um coeficiente de correlação de 99%.

$$E_c = 10893 \cdot f_c^{0,2561} \quad (4.2)$$

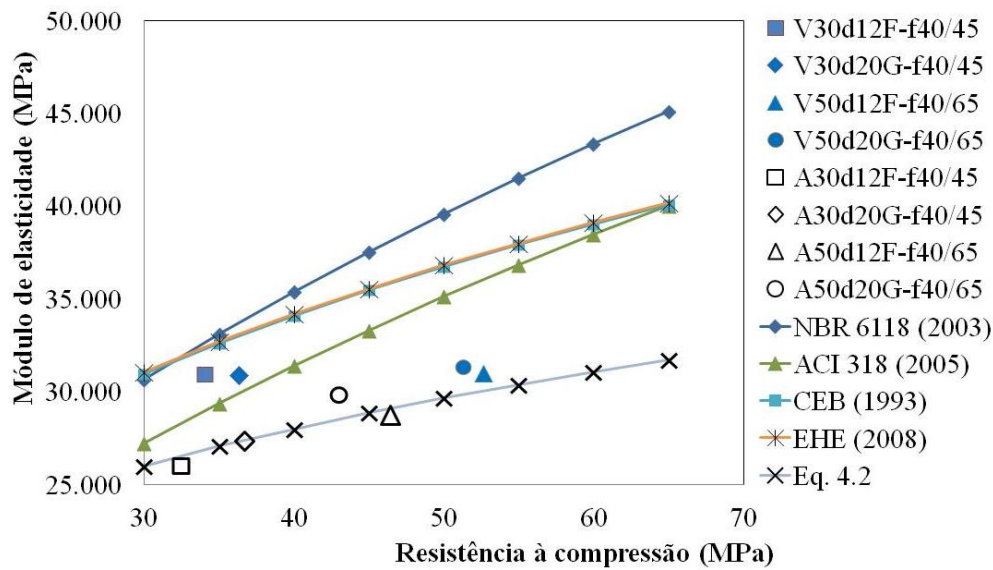
sendo E_c o módulo de elasticidade e f_c a resistência à compressão, dados em MPa.

Esta equação se baseou nos resultados médio de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos CAA.

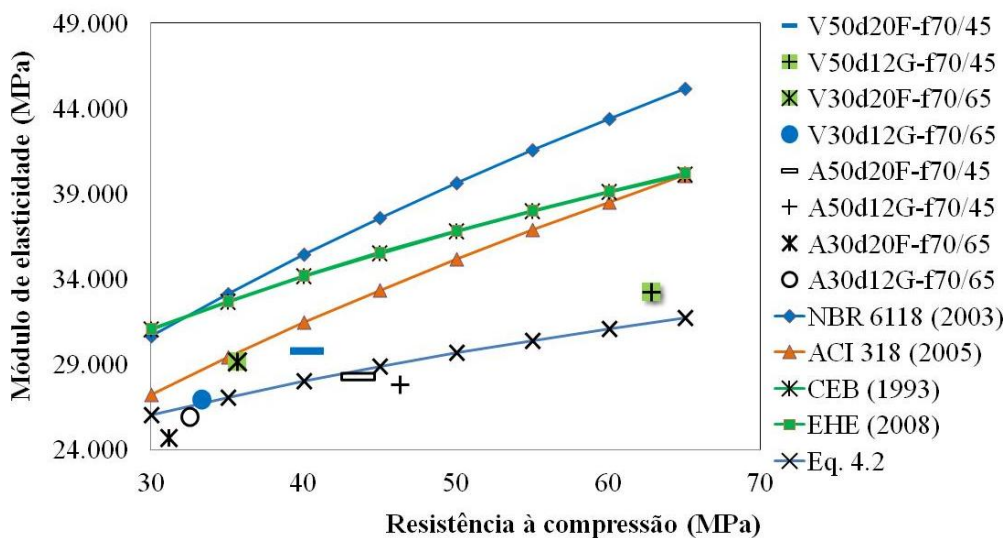
4.1.2.2 CCVRFA e CAARFA

A FIG. 4.13 apresenta os resultados médios de módulo de elasticidade versus resistência à compressão dos CCVRFA e dos CAARFA, determinados por meio de ensaio em corpos-de-prova cilíndricos. Também são apresentados os valores de módulo de elasticidade estimados a partir da resistência à compressão por meio das expressões prescritas em normas de estruturas de concreto, conforme TAB. 4.8.

Foram utilizadas as mesmas equações para os concretos sem fibras, pois, conforme encontra-se na literatura especializada, os concretos reforçados com fibras, com volumes habituais de fibras (volume de fibras menor ou igual a 1,0% do volume de concreto), possuem módulo de elasticidade igual ao de sua matriz de concreto sem fibras. Portanto, considera-se a estimativa do módulo de elasticidade pode ser efetuada com as mesmas equações para os concretos convencionais (DEHOUSE, 1975).



a)



b)

Figura 4.13. (a) Módulo de elasticidade versus resistência média à compressão dos CCVRFA e dos CAARFA, com 40 kg/m³ de fibras (b) Módulo de elasticidade versus resistência média à compressão dos CCVRFA e dos CAARFA, com 70 kg/m³ de fibras.

Os resultados estimados pelas formulações apresentaram valores de módulo de elasticidade superiores aos valores determinados experimentalmente (FIG. 4.13). A maior diferença desses resultados ocorreu entre os valores estimados pela NBR6118 (2003) e a menor entre os valores estimados pelo ACI-318 (2005). Nos CCVRFA com 0,5% de fibras, os valores de módulo de elasticidade estimados pela NBR6118 (2003) foram superiores aos valores experimentais em até 26%, enquanto para os CCVRFA com 0,9% de fibras, essa diferença

foi de até 31%. Os valores estimados pelo ACI-318 (2005) apresentaram uma diferença de até 13%, considerando os resultados experimentais do CCVRFA com 0,5% de fibras, e de até 16%, para os CCVRFA com 0,9% de fibras. Nos CAARFA, considerando-se os valores estimados pela NBR6118 (2003), e os valores determinados experimentalmente, a diferença foi ainda maior, chegando a valores de até 30% nos CAARFA com 0,5% de fibras e de até 35% nos CAARFA com 0,9% de fibras. Os valores estimados pelo ACI-318 (2005), a diferença foi de até 16% para os CAARFA com 0,5% de fibras e de até 20% para os CAARFA com 0,9% de fibras.

Na FIG. 4.13 apresentam-se também as estimativas baseadas na Eq. 4.2, notando-se boa correlação com os valores de módulo de elasticidade dos CAARFA determinados experimentalmente.

Tanto no CCVRFA quanto no CAARFA, o módulo de elasticidade tendeu a aumentar com o incremento da resistência à compressão. Os concretos (CCVRFA e CAARFA) com 70 kg/m^3 de fibras e com resistência média à compressão de 30 MPa, apresentaram valores de módulo de elasticidade inferiores aos demais concretos. Provavelmente, isto ocorreu, porque os concretos reforçados com 70 kg/m^3 de fibras possuíam uma menor quantidade de agregados graúdos do que os concretos reforçados com 40 kg/m^3 de fibras.

Nota-se na FIG. 4.13, que os valores de módulo de elasticidade dos CCVRFA foram superiores aos dos CAARFA, assim como nos concretos sem fibras, este resultado já era esperado, devido à menor quantidade de agregados graúdos presentes no CAARFA. O módulo de elasticidade dos concretos cuja resistência alvo de dosagem à compressão foi de 30 MPa apresentaram uma diferença média de 13%, entre os CCVRFA e os CAARFA. Nos concretos cuja a resistência de dosagem foi de 50 MPa, a diferença entre os valores de módulo de elasticidade dos CCVRFA com os CAARFA foi de 9%.

Na presença das fibras, alguns autores recomendam a aplicação da teoria dos materiais compostos com múltiplas fases (multifase), pois se trata de fibras curtas aleatoriamente distribuídas na massa, podendo ser estabelecida a seguinte equação para o módulo de elasticidade:

$$E_{cm} = \eta \cdot E_f V_f + E_m (1 - V_f) \quad (\text{Eq. 4.3})$$

sendo E_{cm} módulo de elasticidade do material composto multifase, E_f módulo de elasticidade das fibras; E_m módulo de elasticidade da matriz de concreto; V_f volume unitário de fibras em relação ao volume total de concreto; η coeficiente de eficácia; PONCE (2010) recomenda que esse valor seja igual a 0,41.

As FIG. 4.14 e 4.15 apresentam os valores médios de módulo de elasticidade versus resistência à compressão, juntamente com os valores de módulo de elasticidade estimados com equação de materiais compostos (Eq. 4.3). O módulo de elasticidade da matriz de concreto (E_m) foi determinado por meio da expressão prevista nas normas de concreto ACI-318 (2005) (TAB. 4.8).

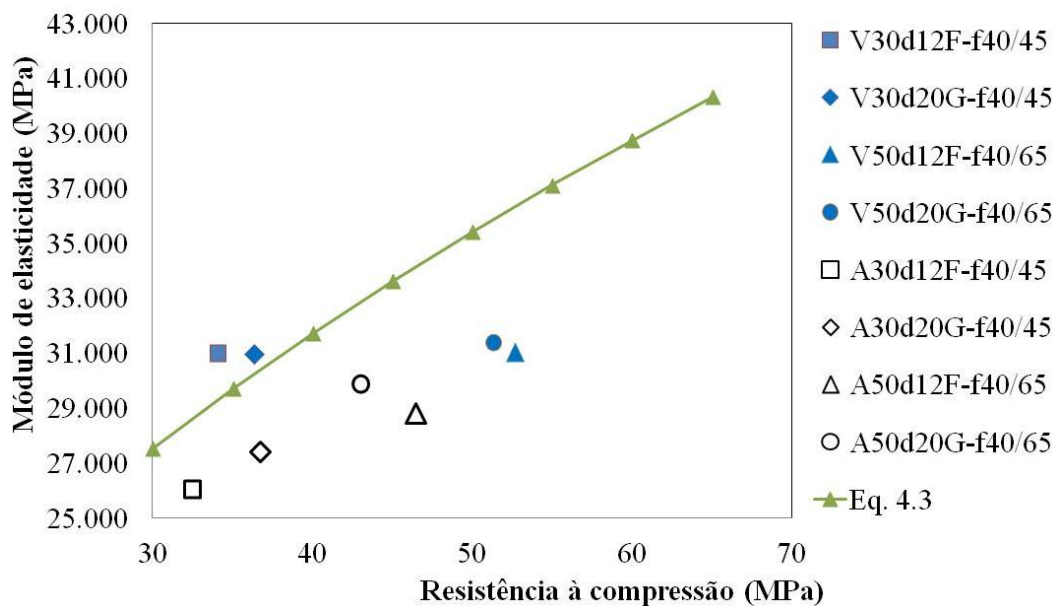


Figura 4.14. Módulo de elasticidade versus resistência média à compressão dos CCVRFAs e dos CAARFAs, com 40 kg/m^3 de fibras.

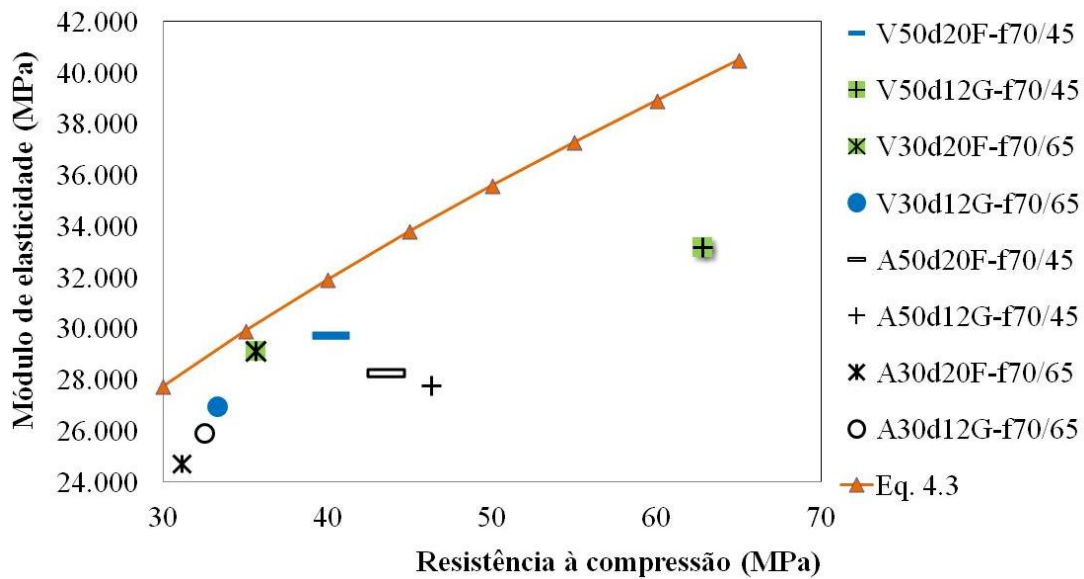
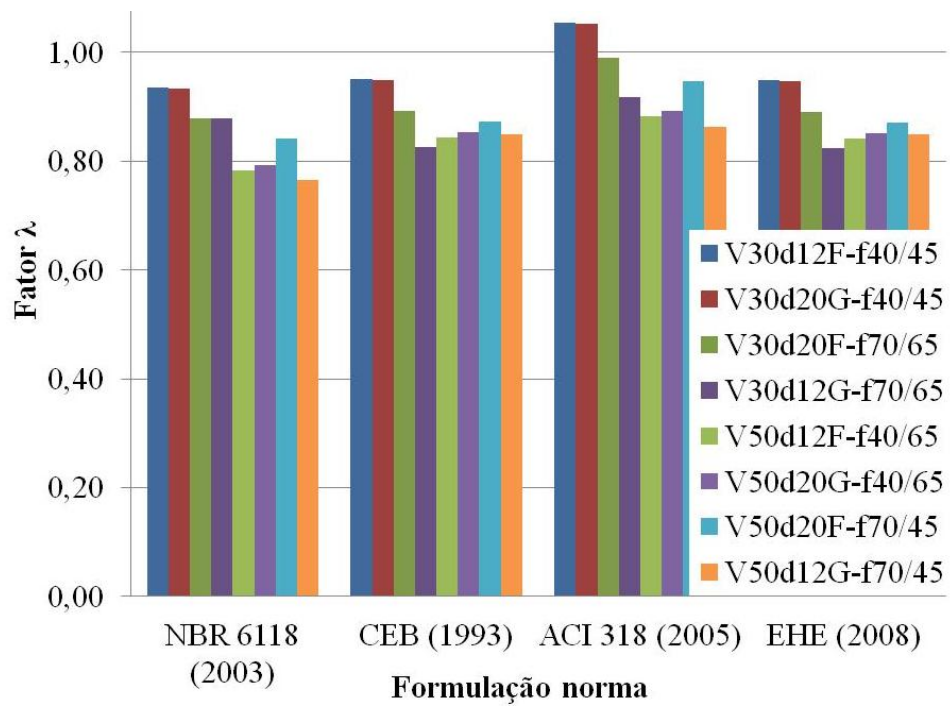


Figura 4.15. Módulo de elasticidade versus resistência média à compressão dos CCVRFA e dos CAARFA, com 70 kg/m^3 de fibras.

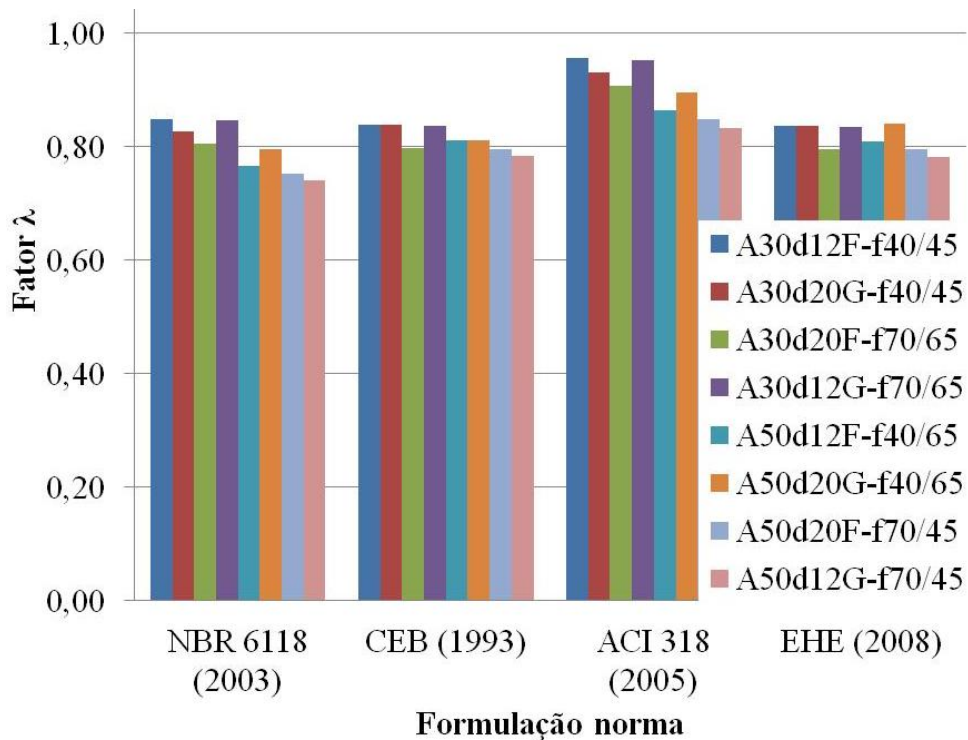
Pela comparação das estimativas baseadas na Eq. 4.3, apresentadas nas FIG. 4.14 e 4.15, com os resultados do módulo de elasticidade estimados pelo ACI-318 (2005) (FIG. 4.13), nota-se que para proporções de fibras inferiores a 1%, as estimativas efetuadas com base na Eq. 4.3, não implicaram mudanças significativas em relação às estimativas feitas pela expressão prevista pelo ACI-318 (2005).

Nota-se na Eq. 4.3, a majoração do módulo de elasticidade na presença de fibras. Para se obter uma equação mais precisa, principalmente para o CAARFA, é necessário um aprofundamento neste estudo, por meio de um projeto de experimentos em concretos envolvendo várias proporções de fibras distintas.

A relação λ entre o valor médio do módulo de elasticidade determinado experimentalmente e o valor estimado pelas equações das normas (Eq. 4.1) é apresentada na FIG. 4.16.



a)



b)

Figura 4.16. λ para módulo de elasticidade dos CCVRFA e dos CAARFA. (a) módulo de elasticidade médio dos CCVRFA comparados com as formulações das normas (b) módulo de elasticidade médio dos CAARFA comparados com as formulações das normas.

Observa-se na FIG. 4.16, que a análise comparativa dos valores de módulo de elasticidade estimados com base na norma ACI-318 (2005) e os valores determinados experimentalmente, proporcionaram valores de λ próximos a 1,0, para os concretos convencionais vibrados reforçados com fibras de aço cuja a resistência alvo de dosagem à compressão foi de 30 MPa. Os valores de λ considerando as demais normas, foram menores que 1,0.

A análise conjunta das FIG. 4.14 e 4.15 com a análise de variância do módulo de elasticidade dos CCVRFA indicou, que os principais fatores que podem ter influenciado nos valores de módulo de elasticidade, foram a resistência à compressão, a quantidade de fibras e o fator de forma das fibras. Nos CAARFA os principais fatores que podem ter influenciado nos valores de módulo de elasticidade foram a resistência à compressão, a quantidade de fibras e a granulometria. Para estes dois concretos, tanto o aumento da resistência à compressão, quanto a redução da quantidade de fibras provocou a elevação do módulo de elasticidade. A quantidade de fibras pode ter influenciado indiretamente, pois reduzia-se a quantidade de agregado graúdo a medida que se aumentava a quantidade de fibras.

4.1.3 Resistência à tração

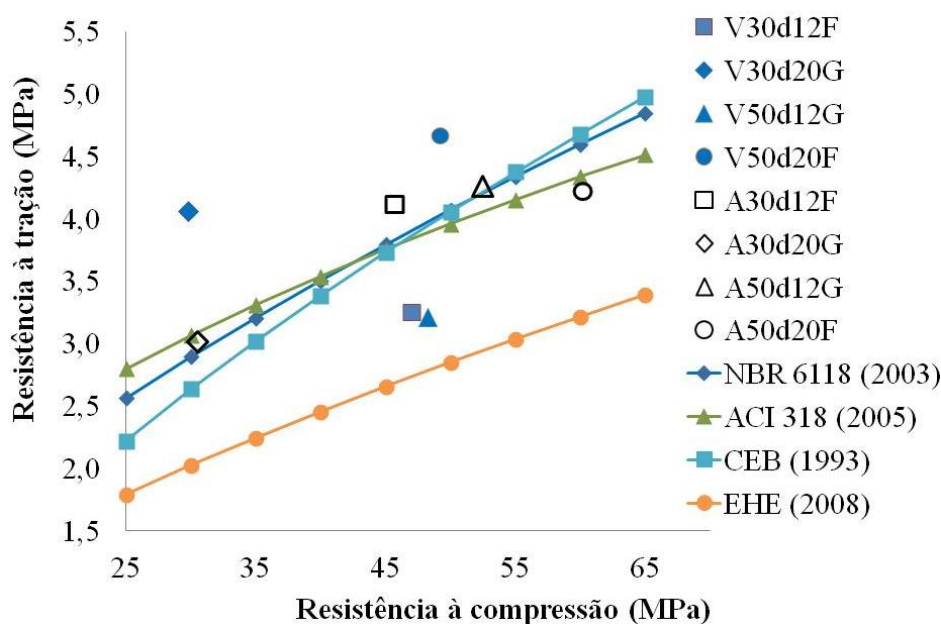
4.1.3.1 Concreto convencional vibrado e concreto autoadensável

Os resultados médios de resistência à tração versus resistência à compressão, determinados experimentalmente conforme descrito no Capítulo 3, são mostrados na FIG. 4.17, juntamente com os valores de resistência à tração estimados a partir da resistência à compressão, por meio de equações previstas em normas de estruturas de concreto (TAB. 4.9).

Tabela 4.9. Formulações para estimativa da resistência à tração.

Norma	Formulação da resistência à tração (MPa)
NBR 6118 (2003)	$f_t = 0,3 \cdot f_c^{2/3}$
CEB (1993)	$f_t = 1,56 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{f_c - 8}{10}\right)^2}$
ACI 318 (2005)	$f_t = 0,56 \cdot \sqrt{f_c}$
EHE (2008)	$f_t = 0,21 \cdot f_c^{2/3}$

onde, f_c é a resistência à compressão do concreto e f_t é a resistência à tração do concreto.

**Figura 4.17.** Resistência média à tração versus resistência média à compressão dos CCV e dos CAA.

Na FIG. 4.17, nota-se, que as resistências médias à tração do V30d20G e do V50d20F foram 26% e 10% maiores do que as resistências à tração do A30d20G e do A50d20F, respectivamente. Por outro lado, o V30d12F e o V50d12G apresentaram valores de resistências à tração menores do que as do A30d12F e do A50d12G, respectivamente, em aproximadamente 30%. Em geral, os valores de resistência à tração dos CCV e dos CAA tenderam a aumentar com incremento da resistência à compressão. Além disto, os

concretos com granulometria mais fina apresentaram, em geral, valores de resistência à tração maiores. Dentre os CAA, os concretos com diâmetro máximo do agregado de 12 mm apresentaram resistências à tração maiores do que os com diâmetro máximo de 20 mm, entretanto, o mesmo não foi observado no caso dos CCV. Os valores de resistência à tração dos CAA mostraram-se coerentes com os resultados encontrados na bibliografia para concretos convencionais e concretos autoadensáveis. Os valores de resistência à tração dos CCV mostraram-se coerentes com os resultados relatados na bibliografia, exceto pelo valor do V30d20G, que mostrou resistência discrepante em relação aos demais concretos. Isto pode ter ocorrido devido à influência do agregado graúdo ou pela falta de experiência do operador da máquina durante o ensaio, para o qual a velocidade de aplicação da carga pode ter sido excessiva. Deve-se observar que este foi o primeiro concreto a ser ensaiado. Para avaliar a influência do agregado na resistência à tração, obtida por meio de ensaios de compressão diametral, seria necessária a realização de um maior número de ensaios. Segundo CANOVAS (2007), a resistência à tração dos concretos é grandemente influenciada pela natureza, procedência e tamanho máximo dos agregados. Concretos compostos de agregados com diâmetros máximos pequenos tendem, geralmente, a apresentarem valores de resistência à tração mais elevados.

A FIG. 4.18 mostra a relação (λ) entre os resultados experimentais e os resultados estimados, com base nas normas, a partir da resistência à compressão.

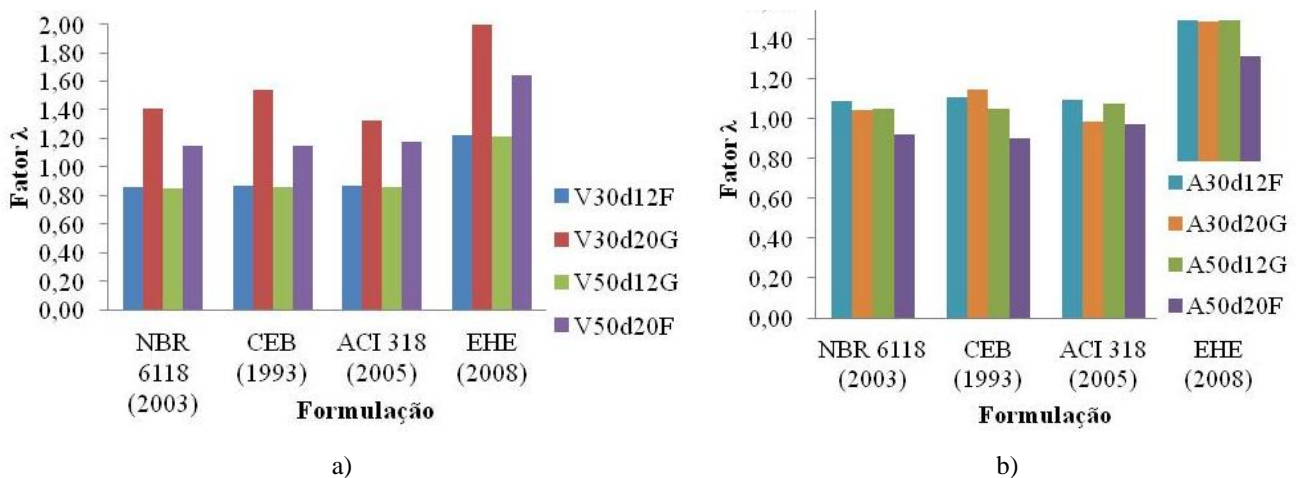


Figura 4.18. Valor de λ da resistência à tração (a) CCV (b) CAA.

Na análise entre a resistência à tração determinada experimentalmente e a resistência à tração estimada pelas normas, praticamente todas as normas proporcionaram estimativas inferiores aos resultados experimentais, pois em geral λ foi maior que 1,0. Estes resultados contrariam as observações de ALMEIDA et al. (2010), que obteve valores de λ menor que 1,0. Talvez, essa diferença possa ser explicada pela composição granulométrica utilizada pelo referido autor, que não foi contínua. A composição granulométrica contínua proporciona um melhor preenchimento dos poros do concreto, tornando o concreto mais denso e menos poroso, tal como nos concretos pesquisados neste trabalho, contribuindo desta forma para o aumento da resistência.

4.1.3.2 CCVRFA e CAARFA

Os resultados médios de resistência à tração obtidos experimentalmente para os CCVRFA e CAARFA, e as resistências estimadas a partir das respectivas resistências à compressão, com base nos critérios das normas de estruturas de concreto (TAB. 4.9), são mostrados nas FIG. 4.19 e 4.20, por meio de um gráfico, buscando correlacionar estas propriedades. Segundo alguns autores, os concretos reforçados com fibras, contendo volumes habituais de fibras, isto é, volumes de fibras menores ou iguais a 1,0% do volume de concreto, possuem resistência à tração similar à de sua matriz de concreto sem fibras, portanto, a estimativa da resistência à tração pode ser feita com as mesmas equações usualmente adotadas para os concretos convencionais (SHAH et al., 2011).

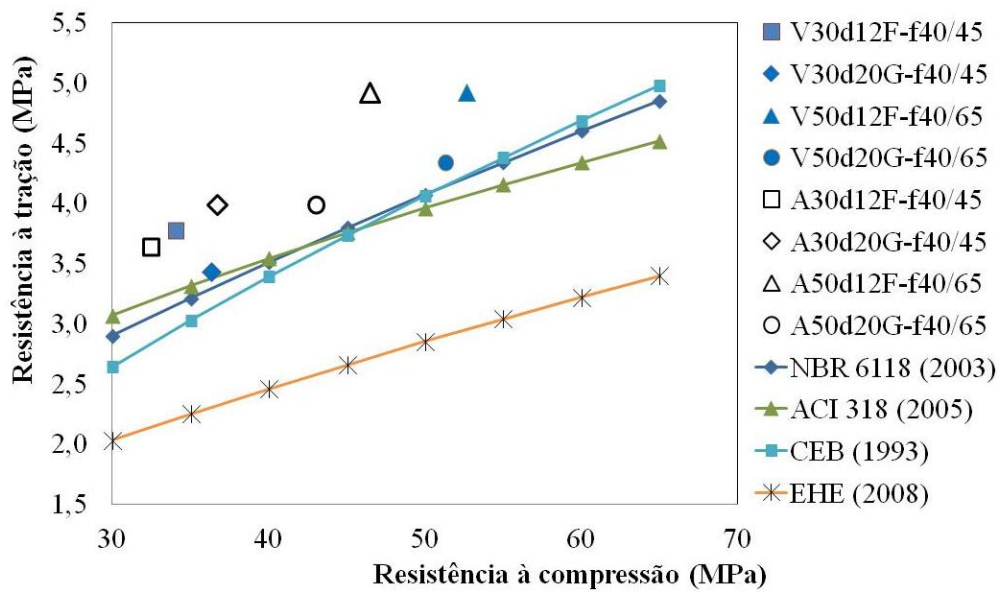


Figura 4.19. Resistência média à tração versus resistência média à compressão dos CCVRFA e dos CAARFA, com 40 kg/m³ de fibras.

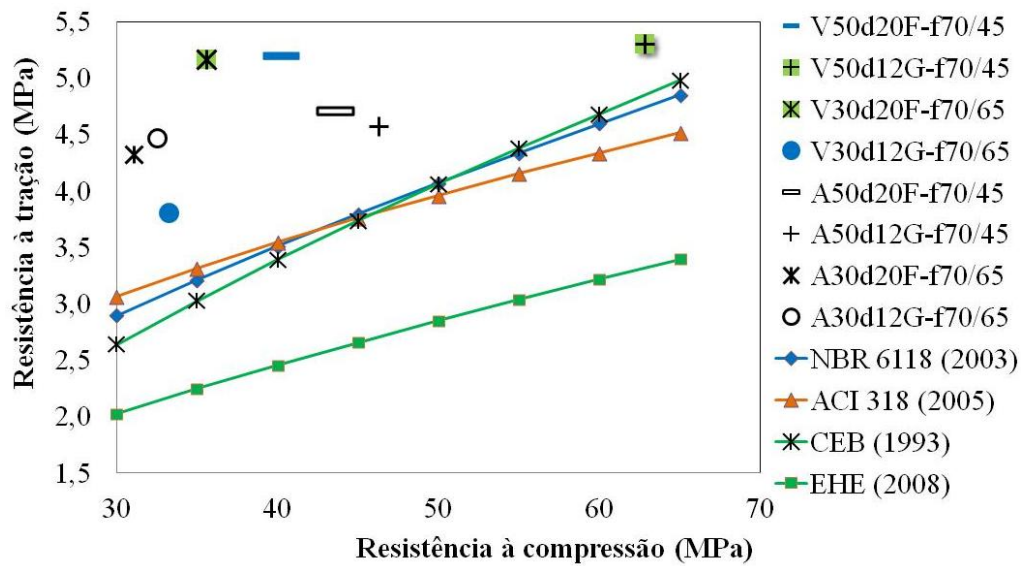


Figura 4.20. Resistência média à tração versus resistência média à compressão dos CCVRFA e dos CAARFA, com 70 kg/m³ de fibras.

Na análise da resistência à tração, observa-se que os valores estimados foram inferiores aos correspondentes obtidos experimentalmente. Os valores de resistência à tração dos concretos reforçados com fibras de aço foram ligeiramente superiores aos dos concretos sem fibras.

Nas FIG. 4.19 e 4.20, observa-se que a resistência média à tração do V30d12F-f40/45 foi 10% maior do que a do V30d20G-f40/45. O V30d20F-f70/65 apresentou resistência à tração superior em 36%, a resistência à tração do V30d12G-f70/65. A resistência à tração do V50d12F-f40/65 foi 13% superior à do V50d20G-f40/65, entretanto, o V50d20F-f70/45 e o V50d12G-f70/45 apresentaram valores semelhantes de resistência à tração.

Ainda nas FIG. 4.19 e 4.20, nota-se que a resistência à tração do A30d20G-f40/45 foi superior em 10% à do A30d12F-f40/45, e o A50d12F-f40/65 apresentou resistência à tração 23% acima da resistência do A50d20G-f40/65. A resistência à tração foi praticamente a mesma no A30d20F-f70/65 e no A30d12G-f70/65, assim como, no A50d20F-f70/45 e no A50d12G-f70/45.

O V30d12F-f40/45 apresentou resistência à tração 4% maior do que o A30d12F-f40/45, assim como, a resistência do V30d20F-f70/65 foi 19% maior do que a do A30d20F-f70/65. Entretanto, o A30d20G-f40/45 apresentou uma resistência à tração 16% superior à do V30d20G-f40/45, da mesma forma, que a resistência à tração do A30d12G-f70/65 foi maior em 17%, do que a do V30d12G-f70/65.

O A50d12F-f40/65 e o V50d12F-f40/65 apresentaram valores semelhantes de resistência à tração. Tanto o V50d20G-f40/65 quanto o V50d20F-f70/45 possuem uma resistência à tração maior em 10% do que a do A50d20G-f40/65 e a do A50d20F-f70/45, respectivamente. O V50d12G-f70/45 apresentou uma resistência à tração superior em 16% à do A50d12G-f70/45.

As FIG. 4.21 e 4.22 mostram as relações (λ) entre os valores de resistência à tração determinados experimentalmente e estimados pelas normas, dos CCVRFA e dos CAARFA, respectivamente.

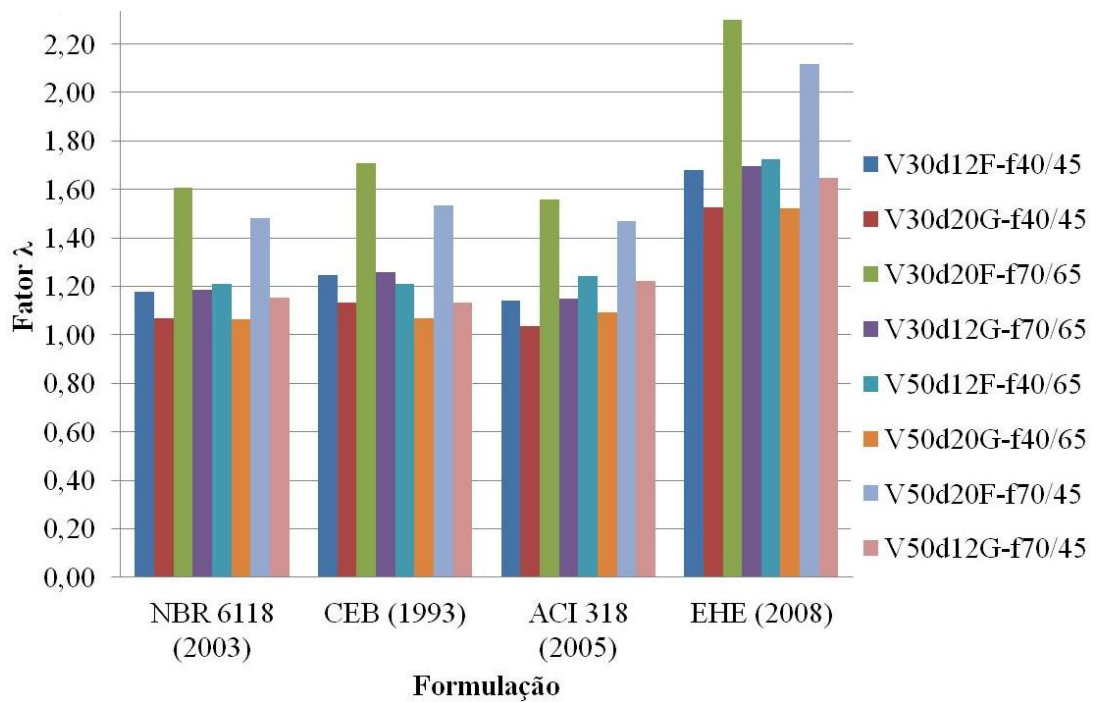


Figura 4.21. Valores de λ para resistência à tração dos CCVRFA.

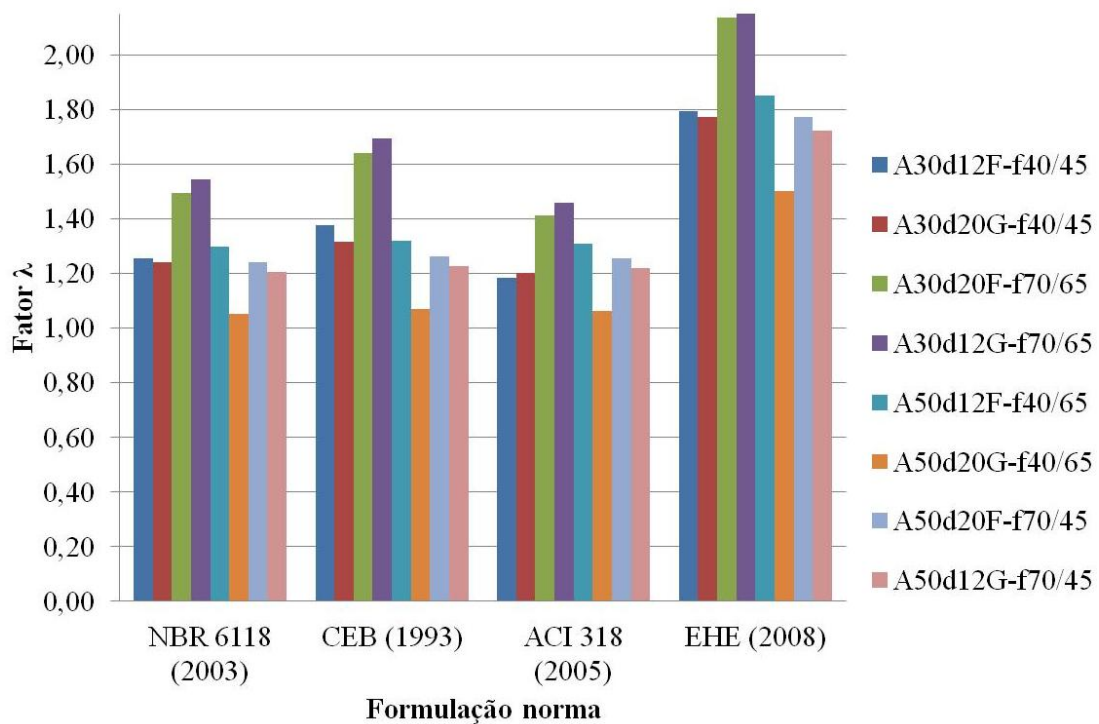


Figura 4.22. Valores de λ para resistência à tração dos CAARFA.

Na análise entre a resistência à tração e a resistência à tração estimada a partir da respectiva resistência à compressão, praticamente todas as estimativas baseadas nas normas apresentaram valores significativamente inferiores aos valores determinados experimentalmente.

4.1.4 Concretos sem fibras versus concretos reforçados com fibras

4.1.4.1 Avaliação dos CCV versus CCVRFA

Apresenta-se na seqüência, uma avaliação das propriedades mecânicas pesquisadas para os concretos convencionais vibrados reforçados com fibras de aço (CCVRFA) em comparação com as mesmas propriedades obtidas para os concretos convencionais vibrados sem fibras (CCV). Os valores obtidos experimentalmente para resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade, dos CCV e dos CCVRFA foram semelhantes, como pode ser comprovado pelas comparações apresentadas nas FIG. 4.23 a 4.25.

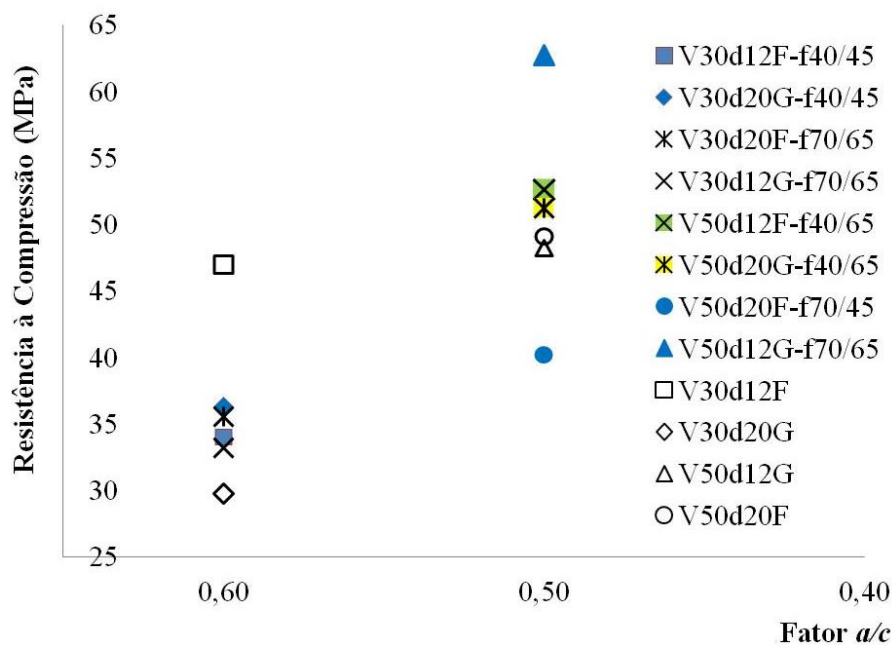


Figura 4.23. Resistência média à compressão versus fator a/c dos CCV e dos CCVRFA.

Nota-se na FIG. 4.23, que os valores de resistência à compressão dos CCV e dos CCVRFA foram equivalentes para mesmos valores de 0,5 do fator a/c .

Os valores de módulo de elasticidade para CCV e CCVRFA foram semelhantes para uma mesma resistência à compressão (FIG. 4.24), demonstrando que a redução da quantidade de agregados graúdos, nos CCVRFA, foi compensada pela presença das fibras, não tendo sido observada nenhuma redução significativa dos valores de módulo de elasticidade destes concretos em relação aos dos CCV.

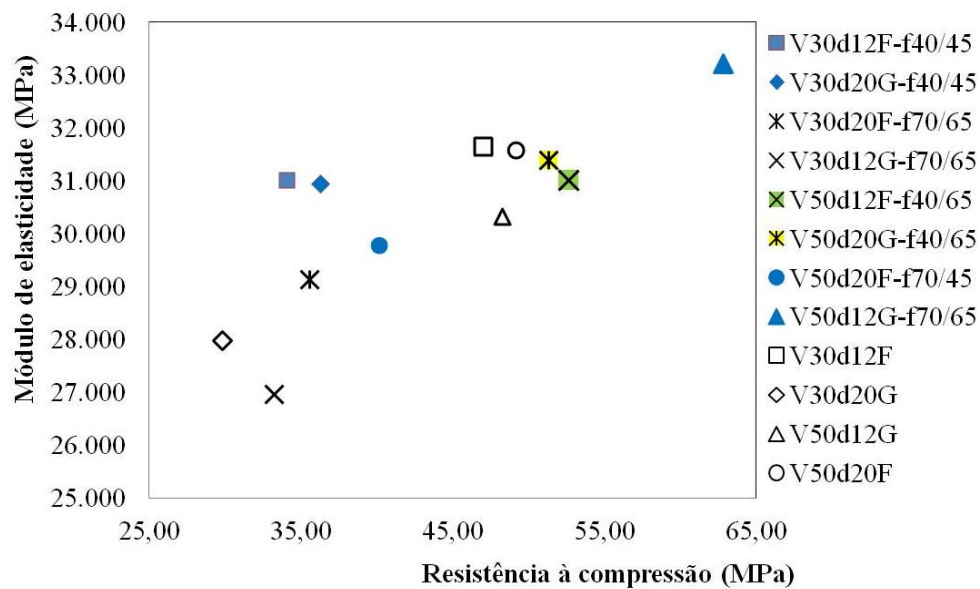


Figura 4.24. Módulo de elasticidade versus resistência à compressão dos CCV e dos CCVRFA.

Na FIG. 4.25, apresenta-se uma comparação da resistência à tração dos CCV com a dos CCVRFA, tendo em vista as respectivas resistências à compressão. A resistência média à tração dos CCVRFA foi aproximadamente 7% maior do que a dos CCV (FIG. 4.25), diferença observada, principalmente, ao se comparar os CCV com os CCVRFA com 0,9% de fibras.

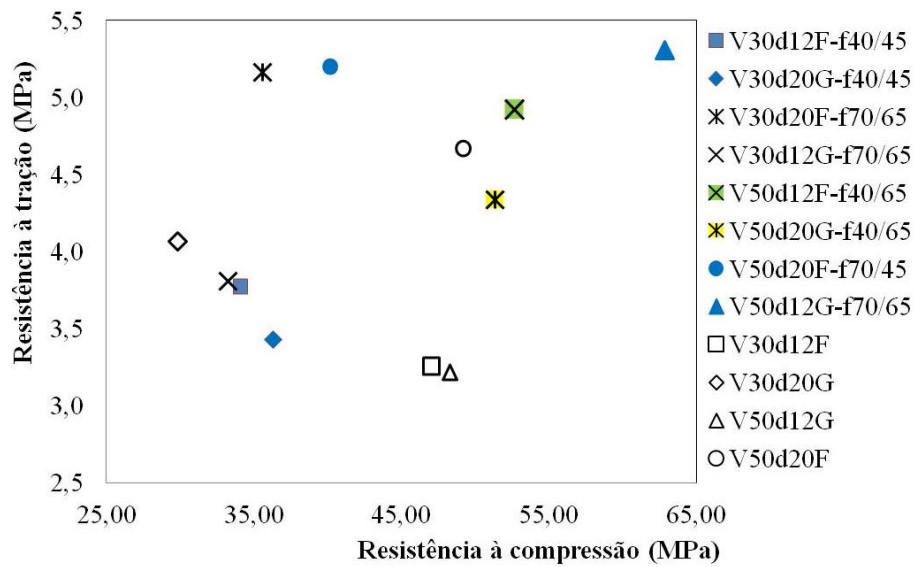


Figura 4.25. Resistência à tração versus resistência à compressão dos CCV e dos CCVRFA.

Os resultados confirmam as conclusões sobre o assunto, encontradas na bibliografia, quando se comparam os concretos convencionais e concretos reforçados com fibras de aço.

4.1.4.2 CAA versus CAARFA

Em seguida, apresenta-se uma avaliação das propriedades mecânicas pesquisadas para os concretos autoadensáveis sem fibras (CAA) em comparação com os concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço (CAARFA). As comparações entre a resistência à compressão versus fator a/c , módulo de elasticidade versus resistência à compressão e resistência à tração versus resistência à compressão para os CAA e para os CAARFA são mostradas nas FIG. 4.26 a 4.28.

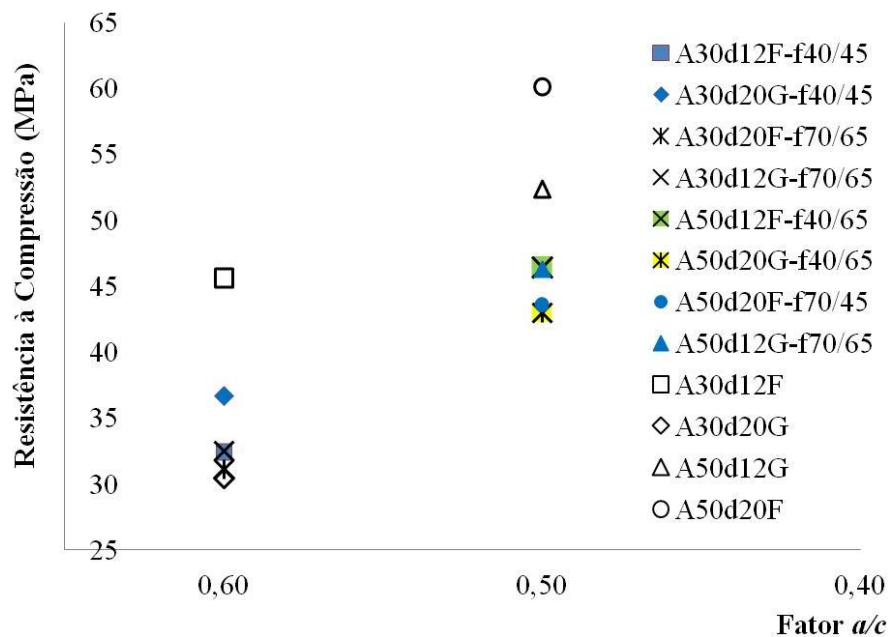


Figura 4.26. Resistência à compressão versus fator a/c dos CAA e dos CAARFA.

Na FIG. 4.26, apresenta-se a resistência à compressão dos CAA e dos CAARFA versus fator a/c . Observa-se que os valores de resistência à compressão dos CAA foram ligeiramente superiores aos dos CAARFA, principalmente nos concretos com fator a/c igual a 0,5.

Os valores de módulo de elasticidade para os CAA e os CAARFA em função da resistência à compressão, são apresentados na FIG. 4.27. Observa-se que os valores de módulo de elasticidade do CAA e do CAARFA foram equivalentes para resistências à compressão semelhantes. A redução da quantidade de agregados graúdos, nos CAARFA, parece ter sido compensada pela presença das fibras, evitando-se uma redução nos valores de módulo de elasticidade dos CAARFA em relação aos CAA.

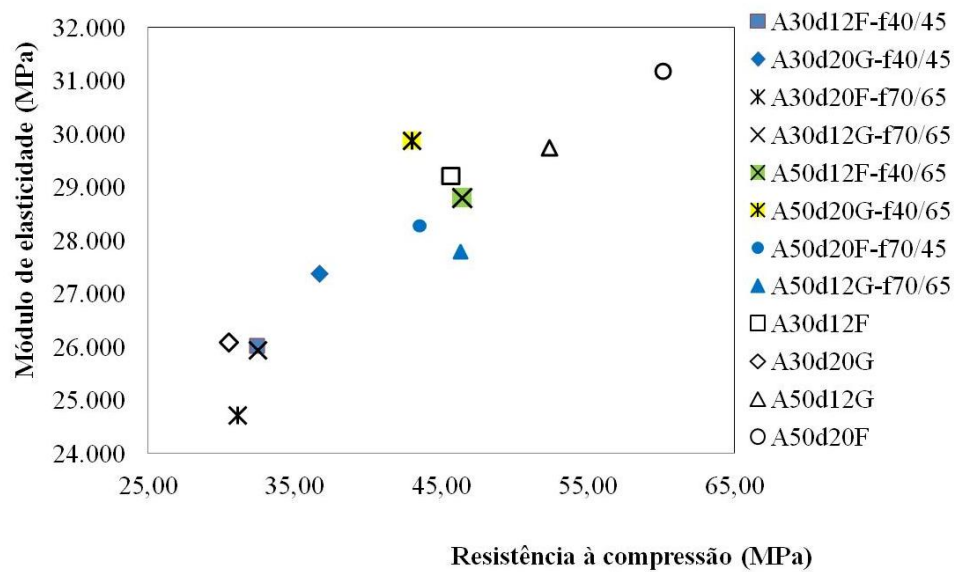


Figura 4.27. Módulo de elasticidade versus resistência à compressão dos CAA e dos CAARFA.

A resistência à tração dos CAARFA foi em média 12% superior à dos CAA para o mesmo nível de resistência à compressão, conforme comparação apresentada na FIG. 4.28. Essa diferença foi notada principalmente, ao se comparar os CAA com os CAARFA com 0,9% de fibras.

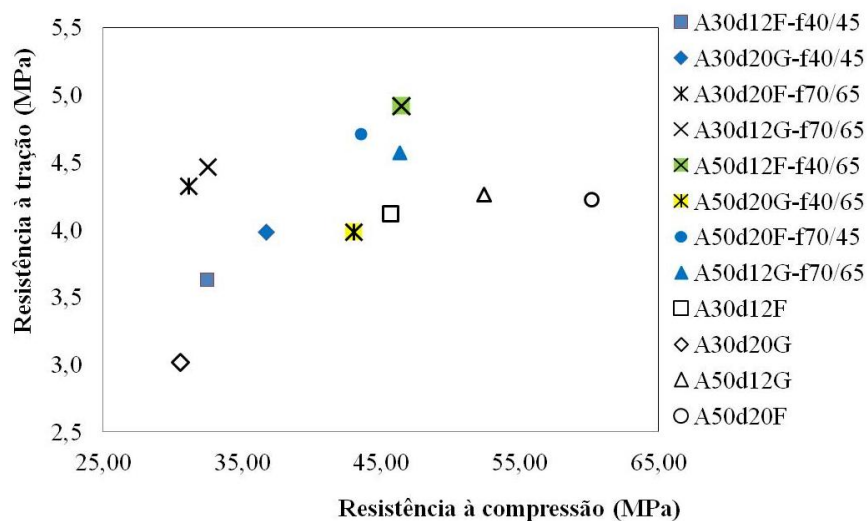


Figura 4.28. Resistência à tração versus resistência à compressão dos CAA e dos CAARFA.

A comparação das propriedades dos CAA com os CAARFA mostrou, basicamente, resultados semelhantes aos da comparação dos CCV com os CVVRFA.

4.2 Caracterização do concreto com base na mecânica da fratura

A solicitação nas trincas pode ocorrer de três modos básicos: tração ou de abertura (modo I), cisalhamento no plano da trinca (modo II) e cisalhamento fora do plano da trinca (modo III) (KARIHALOO, 1995, SHAH et al., 1995, VAN MIER, 1997, BAŽANT e PLANAS, 1998). Entretanto, durante a propagação da trinca, pode ocorrer a combinação entre os modos de propagação, dando origem a um modo misto. Os modos II e III estão fora do escopo deste trabalho, assim, as propriedades de fratura determinadas, referem-se ao modo I de solicitação da trinca.

Buscando caracterizar o comportamento do CCV, do CAA, do CCVRFA e do CAARFA, quando submetidos a um processo de fissuração, foram realizados ensaios de flexão de vigas apoiadas em três pontos, sendo que as vigas tinham um entalhe no meio do vão. Além disto, tentou-se verificar a influência das variáveis de interesse (Cap. 3) no processo de propagação da fissura e nos mecanismos resistentes do concreto, considerando a Zona de Processo de Fratura (ZPF), que se forma à frente da ponta da trinca.

Os procedimentos experimentais adotados para a determinação da energia de fratura em testes de laboratório, para os concretos convencionais vibrados e autoadensáveis, foram aqueles estabelecidos nas especificações propostas pelo RILEM, a saber, 50-FMC (Método da Trinca Fictícia) (1985), TC 89-FMT (Método de Dois Parâmetros) (1990) e TC 89-FMT (Método do Efeito de Tamanho) (1990). Nos concretos reforçados com fibras de aço (CCVRFA e CAARFA) foi utilizada a recomendação do RILEM TC 162-TDF (2002).

4.2.1 Parâmetros de fratura do CCV e do CAA

4.2.1.1 Especificação 50-FMC (Método da Trinca Fictícia)

Neste método, a energia de fratura é determinada a partir do trabalho realizado pela força durante a propagação da trinca. O trabalho realizado pela força corresponde à área sob a curva carga-*CMOD*, no ramo descendente. Como o ensaio foi realizado com controle manual de aplicação de carga, não foi possível obter o ramo descendente da curva carga-*CMOD* (FIG. 4.29), conseqüentemente, não foi possível determinar a energia de fratura. Foram ensaiadas três vigas do Tipo 2 (ver TAB. 3.17 - Cap. 3) em cada um dos concretos.

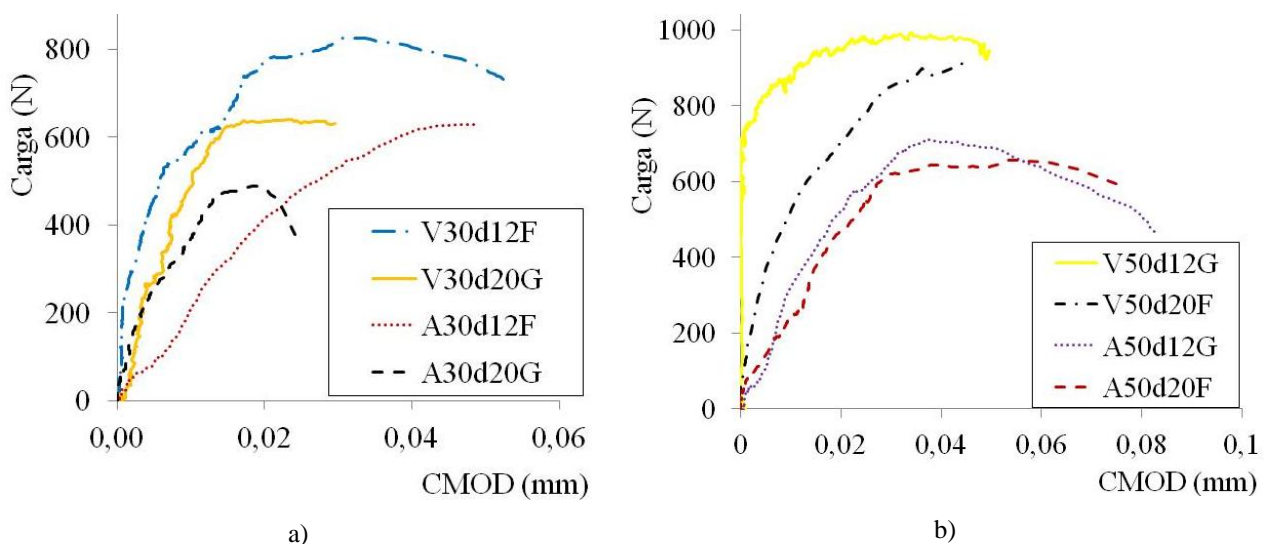


Figura 4.29. Curva carga-*CMOD* da viga Tipo 2 (a) concretos CCV e CAA de resistência à compressão de 30 MPa (b) concretos CCV e CAA de resistência à compressão de 50 MPa.

Os CAA apresentaram uma menor inclinação no ramo ascendente da curva carga-*CMOD* dos que os CCV (FIG. 4.29). Estes resultados são coerentes com os resultados de módulo de elasticidade, demonstrando que o CAA é um material menos rígido do que o CCV.

4.2.1.2 Especificação TC 89-FMT (Método de Dois Parâmetros)

A especificação TC 89-FMT se baseia no Método de Dois Parâmetros proposto por JENQ e SHAH (1985), que inclui comportamento não linear da curva carga-deslocamento anterior ao pico de carga. Os parâmetros de fratura, tenacidade à fratura crítica (K_{IC}) e deslocamento crítico da abertura na ponta da trinca ($CTOD_C$), são determinados a partir da relação entre carga- $CMOD$, de vigas de concreto com entalhe no meio do vão. Segundo JENQ et al., (1985), o método proposto é independente do tamanho e assume que a propagação da trinca se inicia quando são atingidos simultaneamente K_{IC} e $CTOD_C$, correspondentes à carga máxima. O valor de K_{IC} corresponde ao fator de intensidade de tensão crítico na ponta de uma trinca elástica efetiva que pretende considerar a influência da Zona de Processo de Fratura (ZPF) no comportamento da peça. Já o valor de $CTOD_C$ se refere à abertura da trinca efetiva medida na ponta da trinca física. A formulação para o cálculo destes parâmetros pode ser encontrada em manuais de mecânica da fratura. Por meio deste critério não é possível prever o amolecimento do concreto, ou seja, o decréscimo gradual da capacidade portante da estrutura de concreto após o pico de carga. INCE (2010) reafirma a independência de tamanho e forma dos corpos-de-prova, entretanto, sugere a variação do fator de forma em função da relação vão/altura da viga.

O Método de Dois Parâmetros considera a inclinação da reta tangente do primeiro ciclo de carregamento da curva carga- $CMOD$ obtida no ensaio de flexão em três pontos, ou a inclinação da reta de descarregamento após o pico de carga do primeiro ciclo, como base de cálculo do módulo de elasticidade. Estas duas inclinações, que representam o coeficiente de flexibilidade da viga no primeiro ciclo de carga e a flexibilidade no descarregamento após ter sido atingido o pico de carga, são usadas para se determinar o comprimento da trinca crítica elástica efetiva. Os valores de tenacidade crítica à fratura (K_{IC}) e o deslocamento crítico da abertura na ponta da trinca ($CTOD_C$) são calculados a partir do valor do comprimento da trinca crítica elástica efetiva e do módulo de elasticidade. O comprimento da trinca elástica efetiva crítica é dependente das dimensões dos corpos-de-prova, entretanto, tanto a tenacidade crítica à fratura (K_{IC}) quanto o $CTOD_C$ são assumidos como sendo independentes do tamanho do corpo-de-prova.

A seguir, são apresentadas na FIG. 4.30 algumas das curvas carga-*CMOD* obtidas durante os ensaios dos CCV e dos CAA com as vigas Tipo 3 ($b = 80$ mm, $h = 150$ mm, $S = 600$ mm, $a_0 = 50$ mm) (conforme TAB. 3.17 - Cap. 3). As retas tangentes utilizadas como base para os cálculos de C_i e de C_u , também, são representadas nas curvas mostradas na FIG. 4.30.

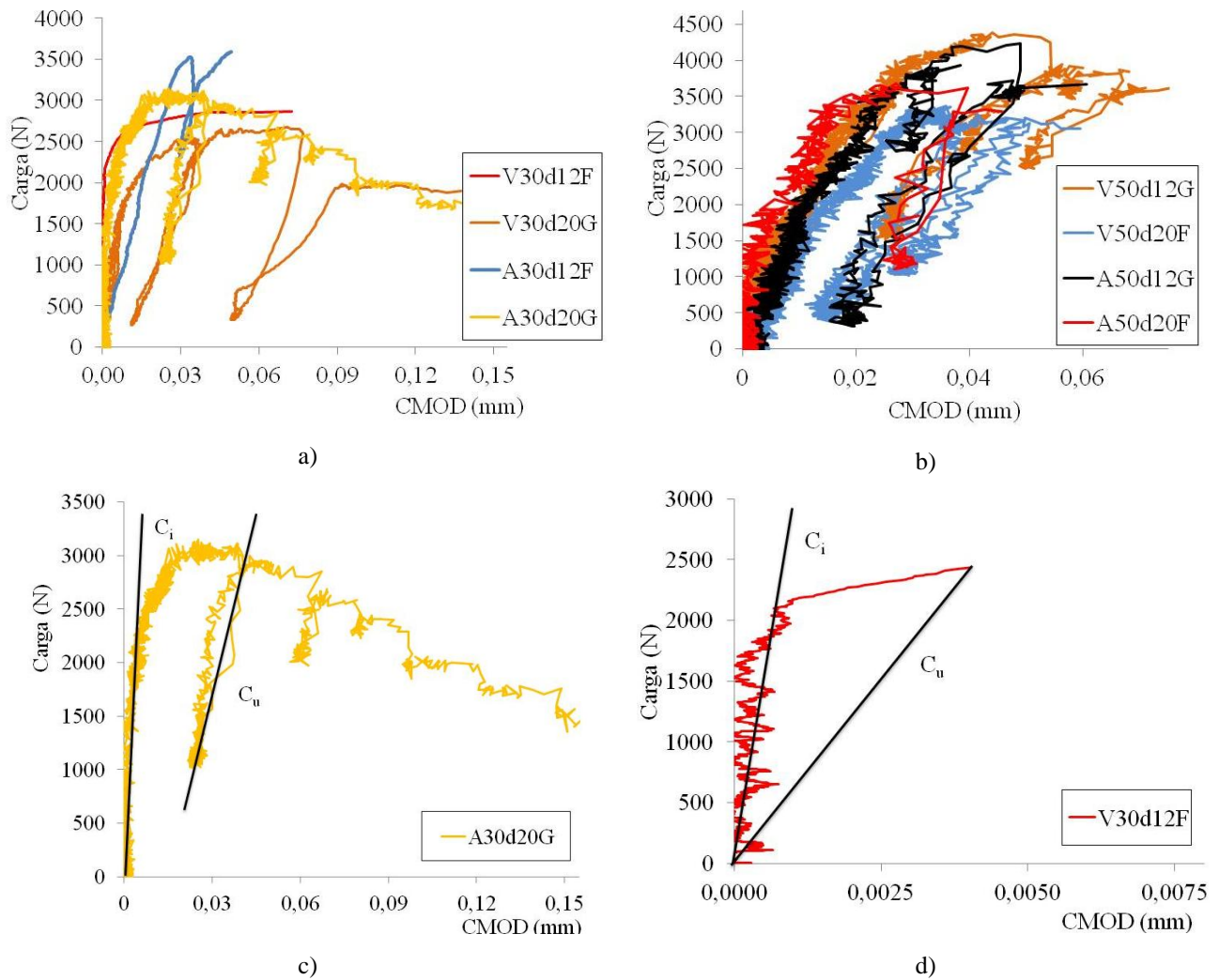


Figura 4.30. Curva carga-*CMOD* da viga 3 (a) concretos CCV e CAA de resistência à compressão de 30 MPa (b) CCV e CAA de resistência à compressão de 50 MPa (c) retas utilizadas para determinar C_i e C_u no A30d12F (d) retas utilizadas para determinar C_i e C_u no A30d12F.

Na FIG. 4.30, observa-se que não foi possível a realização dos ciclos de carregamento e descarregamento em todas as vigas. Nas vigas em que não foi possível a realização dos ciclos de carga, a reta para se determinar o valor de C_u teve sua origem em (0,0) e foi até o ponto de carga máxima (FIG. 4.30 d).

Utilizando-se as curvas carga-*CMOD* obtidas nos ensaios com as vigas do Tipo 3 ao Tipo 6 (conforme TAB. 3.17 - Cap. 3), determinou-se a tenacidade crítica à fratura (K_{IC}), e o $CTOD_C$. A partir dos valores de K_{IC} e $CTOD_C$, podem ser calculadas algumas propriedades do material. JENQ e SHAH (1985) propõem o comprimento característico, Q , que é proporcional ao tamanho da ZPF do material (SHAH et al., 1995). Os parâmetros médios de fratura, das vigas Tipo 3 a Tipo 6 dos CCV e dos CAA foram determinados utilizando-se três corpos-de-prova de cada um dos tipos de vigas, pelo Método de Dois Parâmetros, são apresentados, juntamente com o respectivo desvio padrão (DP), nas TAB. 4.10 e 4.11, respectivamente. Para cada tipo de viga de cada tipo de concreto foram executados e testados três exemplares.

A FIG. 4.31 mostra a variação dos parâmetros de fratura (K_{IC} e $CTOD_C$) em função do tamanho do corpo-de-prova.

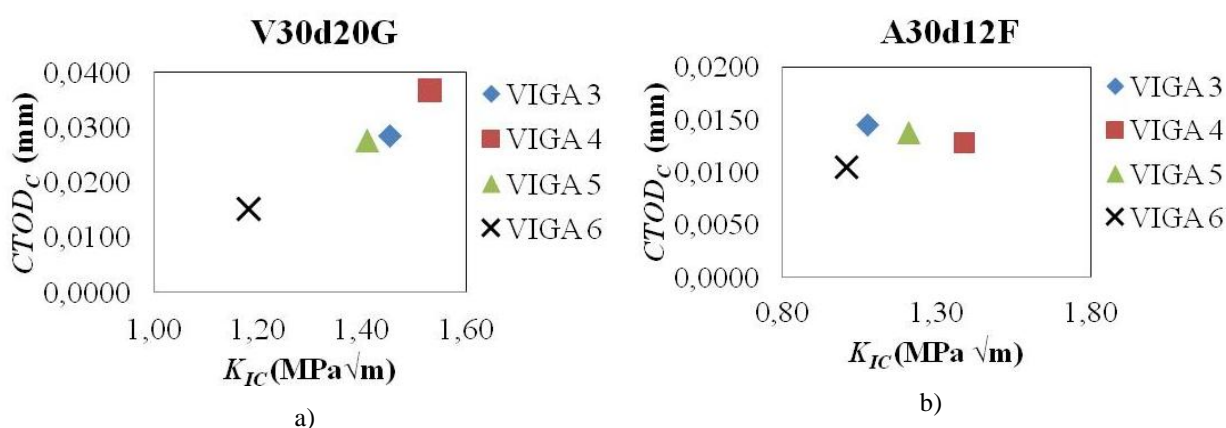


Figura 4.31. Valores médios de $CTOD_C$ versus K_{IC} para os diversos tamanhos dos corpos-de-prova. (a) V30d12F (b) V30d20G.

Observa-se na FIG. 4.31, que não foi possível estabelecer qualquer correlação entre as dimensões das vigas e os valores de K_{IC} e $CTOD_C$. Isto pode ser um indício de que estes parâmetros independem do tamanho.

Os valores médios dos parâmetros de fratura dos CCV e dos CAA são apresentados na FIG. 4.32. Estes valores médios incluem todos os valores encontrados nas vigas ensaiadas

pelo Método de Dois Parâmetros. A TAB. 4.12 apresenta os valores médios dos parâmetros de fratura de todas as vigas de CCV e de CAA.

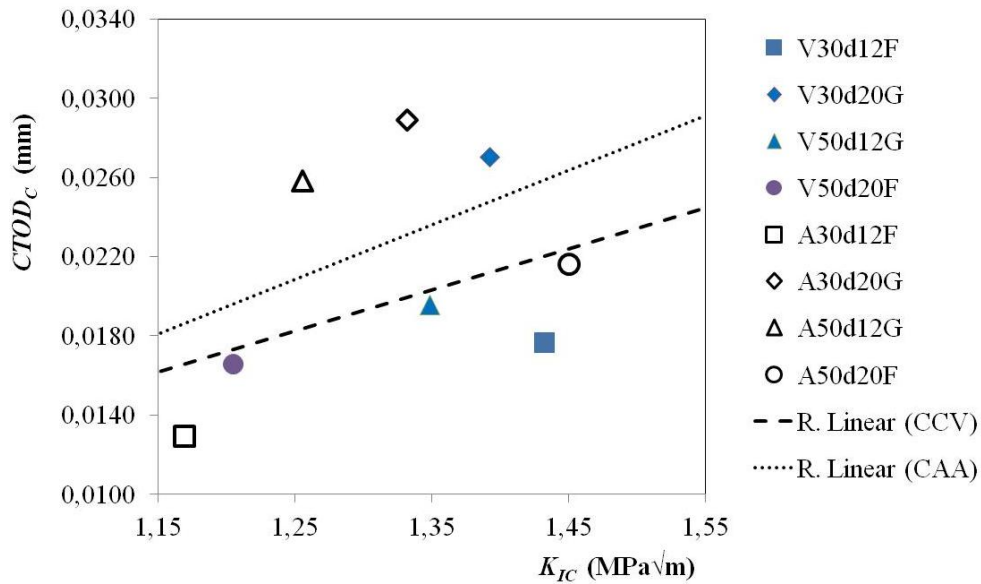


Figura 4.32. Valores médios de $CTOD_c$ versus K_{IC} para os CCV e os CAA.

Em geral, os CCV cuja a resistência alvo de dosagem foi de 30 MPa apresentaram valores de K_{IC} e $CTOD_c$ superiores, em média 12%, aos valores dos CAA de mesma resistência alvo de dosagem. Entretanto, os valores médios de K_{IC} e de $CTOD_c$ dos CAA, cuja a resistência alvo de dosagem à compressão era de 50 MPa, foram respectivamente 6% e 21% superiores aos dos CCV com resistências de dosagem equivalentes.

Tabela 4.10. Parâmetros médios de fratura dos CCV em função do tamanho do corpo-de-prova.

Concreto	Tipo de viga	Carga max. (N)	C_i (mm/N)	C_u (mm/N)	CTOD _C (DP) mm	K_{IC} (DP) MPa /m ^{1/2}	Q (DP) mm
V30d12F	Viga 3	3.495	$2,38 \times 10^{-6}$	$1,10 \times 10^{-5}$	0,0195 (1×10^{-3})	1,77 (0,17)	125,9 (22)
	Viga 4	6.102	$1,65 \times 10^{-6}$	$4,79 \times 10^{-6}$	0,0186 (5×10^{-3})	1,27 (0,37)	195,2 (17)
	Viga 5	3.407	$1,28 \times 10^{-6}$	$4,57 \times 10^{-6}$	0,0092 (2×10^{-3})	1,16 (0,31)	182,4 (12,5)
	Viga 6	12.169	$1,33 \times 10^{-6}$	$3,00 \times 10^{-6}$	0,0230 (9×10^{-3})	1,50 (0,32)	253,4 (57)
V30d20G	Viga 3	2.985	$3,80 \times 10^{-6}$	$1,39 \times 10^{-5}$	0,0284 (9×10^{-3})	1,45 (0,26)	334 (17,8)
	Viga 4	5.655	$2,16 \times 10^{-6}$	$9,81 \times 10^{-6}$	0,0368 (2×10^{-3})	1,53 (0,31)	376 (12,6)
	Viga 5	2.968	$4,43 \times 10^{-6}$	$1,78 \times 10^{-5}$	0,0276 (9×10^{-3})	1,41 (0,21)	495 (35)
	Viga 6	10.722	$2,64 \times 10^{-6}$	$3,50 \times 10^{-6}$	0,0153 (4×10^{-4})	1,18 (0,24)	339 (11,5)
V50d12G	Viga 3	4.382	$5,69 \times 10^{-6}$	$1,21 \times 10^{-5}$	0,0228 (5×10^{-4})	1,43 (0,21)	235 (17)
	Viga 4	7.531	$2,46 \times 10^{-6}$	$5,02 \times 10^{-6}$	0,0218 (4×10^{-4})	1,19 (0,18)	225 (12,5)
	Viga 5	4.320	$2,01 \times 10^{-6}$	$5,62 \times 10^{-6}$	0,0136 (1×10^{-3})	1,27 (0,21)	211 (12,6)
	Viga 6	13.380	$1,71 \times 10^{-6}$	$2,97 \times 10^{-6}$	0,0225 (2×10^{-3})	1,43 (0,24)	228 (11,5)
V50d20F	Viga 3	3.433	$4,46 \times 10^{-6}$	$8,87 \times 10^{-6}$	0,0123 (6×10^{-4})	1,17 (0,22)	145 (4,0)
	Viga 4	5.947	$2,35 \times 10^{-6}$	$5,65 \times 10^{-6}$	0,0201 (5×10^{-3})	1,00 (0,08)	242 (46)
	Viga 5	3.818	$1,56 \times 10^{-6}$	$6,08 \times 10^{-6}$	0,0139 (4×10^{-3})	1,26 (0,23)	142 (16)
	Viga 6	12.890	$1,42 \times 10^{-6}$	$2,67 \times 10^{-6}$	0,0199 (5×10^{-3})	1,41 (0,03)	320 (59)

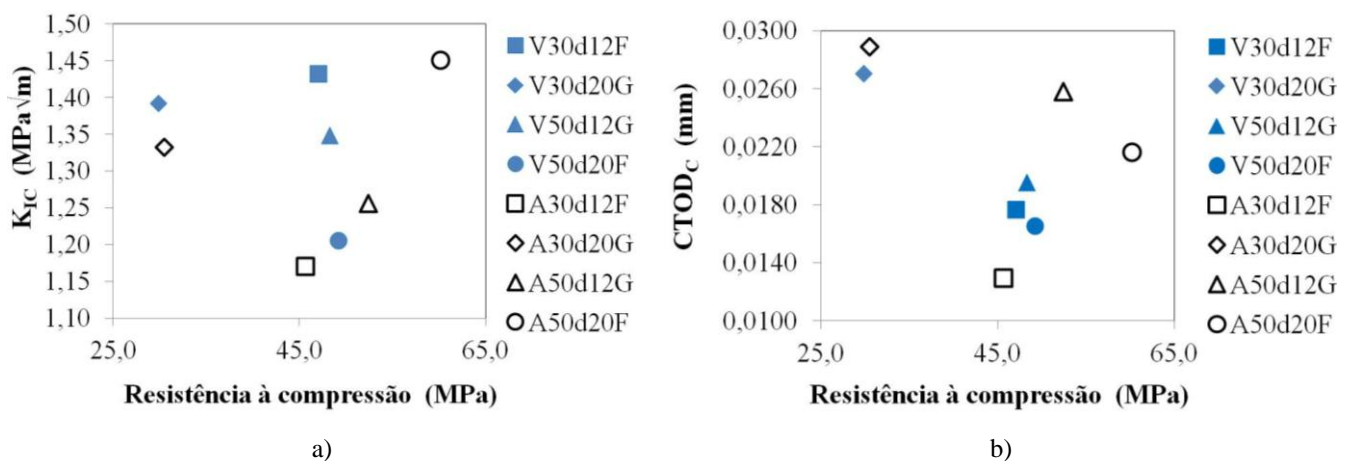
Tabela 4.11. Parâmetros médios de fratura dos CAA em função do tamanho do corpo-de-prova.

Concreto	Tipo de viga	Carga max. (N)	C_i (mm/N)	C_u (mm/N)	CTOD _C (DP) mm	K_{IC} (DP) MPa / m ^{1/2}	Q (DP) mm
A30d12F	Viga 3	3.813	$6,15 \times 10^{-6}$	$1,92 \times 10^{-5}$	0,0146 (9×10^{-3})	1,08 (0,03)	181 (40)
	Viga 4	7.799	$1,08 \times 10^{-6}$	$2,68 \times 10^{-6}$	0,0128 (4×10^{-4})	1,39 (0,04)	186 (2,0)
	Viga 5	4.252	$4,07 \times 10^{-6}$	$7,37 \times 10^{-6}$	0,0138 (2×10^{-3})	1,21 (0,27)	113 (7,7)
	Viga 6	11.593	$2,22 \times 10^{-6}$	$2,61 \times 10^{-6}$	0,0105 (1×10^{-3})	1,01 (0,05)	92 (12,5)
A30d20G	Viga 3	2.870	$7,09 \times 10^{-6}$	$1,45 \times 10^{-5}$	0,0175 (2×10^{-3})	0,91 (0,08)	287 (4,5)
	Viga 4	5.552	$1,50 \times 10^{-6}$	$8,53 \times 10^{-6}$	0,0334 (4×10^{-3})	1,58 (1×10^{-3})	309 (7,2)
	Viga 5	2.670	$2,72 \times 10^{-6}$	$1,87 \times 10^{-5}$	0,0308 (5×10^{-3})	1,58 (0,2)	309 (17,6)
	Viga 6	7.849	$1,48 \times 10^{-6}$	$5,95 \times 10^{-6}$	0,0338 (1×10^{-3})	1,26 (4×10^{-3})	349 (12,4)
A50d12G	Viga 3	4.198	$6,87 \times 10^{-6}$	$1,31 \times 10^{-5}$	0,0243 (5×10^{-3})	1,28 (5×10^{-3})	268 (5)
	Viga 4	7.564	$1,42 \times 10^{-6}$	$3,15 \times 10^{-6}$	0,0162 (2×10^{-3})	1,31 (0,15)	164 (25)
	Viga 5	4.310	$4,32 \times 10^{-6}$	$9,01 \times 10^{-6}$	0,0269 (1×10^{-3})	1,20 (0,07)	256 (9,7)
	Viga 6	12.912	$2,08 \times 10^{-6}$	$2,95 \times 10^{-6}$	0,0253 (9×10^{-3})	1,23 (0,09)	163 (11,5)
A50d20F	Viga 3	4.138	$2,34 \times 10^{-6}$	$7,38 \times 10^{-6}$	0,0153 (5×10^{-3})	1,70 (0,09)	138 (6,9)
	Viga 4	6.299	$1,16 \times 10^{-6}$	$4,00 \times 10^{-6}$	0,0168 (3×10^{-3})	1,36 (0,03)	216 (8,3)
	Viga 5	4.017	$1,63 \times 10^{-6}$	$5,61 \times 10^{-6}$	0,0125 (1×10^{-3})	1,49 (0,22)	310 (39,5)
	Viga 6	10.631	$2,81 \times 10^{-6}$	$6,20 \times 10^{-6}$	0,0419 (1×10^{-3})	1,25 (0,006)	335 (3,0)

Tabela 4.12. Parâmetros médios de fratura considerando todas as vigas dos CCV e dos CAA.

Concreto	CTOD _C (DP) mm	K _{IC} (DP) MPa /m ^{1/2}	Q (DP) mm
V30d12F	0,0176 (5,2x10 ⁻³)	1,43 (0,23)	189,2 (45)
V30d20G	0,0270 (7,7x10 ⁻³)	1,39 (0,13)	385,9 (64)
V50d12G	0,0196 (3,5x10 ⁻³)	1,35 (0,13)	260,2 (67)
V50d20F	0,0166 (3,5x10 ⁻³)	1,21 (0,15)	212,2 (74)
A30d12F	0,0129 (1,5x10 ⁻³)	1,17 (0,14)	143,2 (40)
A30d20G	0,0289 (6,7x10 ⁻³)	1,33 (0,28)	313,5 (22)
A50d12G	0,0258 (6,6x10 ⁻³)	1,26 (0,04)	307,9 (103)
A50d20F	0,0216 (1,2x10 ⁻³)	1,45 (0,16)	249,7 (78)

As variações dos valores médios de K_{IC} e $CTOD_C$ em relação à resistência à compressão, à resistência à tração e ao módulo de elasticidade, são apresentadas nas FIG. 4.33, 4.34 e 4.35, respectivamente. As análises apresentadas a seguir foram feitas considerando a regressão linear dos resultados apresentados nas FIG. 4.33 4.34 e 4.35. Os coeficientes de variação dessas análises foram relativamente baixos, fato que pode ser considerado normal, visto que os concretos possuíam composições distintas.

**Figura 4.33.** CAA (a) K_{IC} versus f_c dos CCV e dos CAA (b) $CTOD_C$ versus f_c dos CCV e dos CAA.

Na FIG. 4.33, nota-se nos CCV que o incremento de resistência à compressão corresponde a uma redução em K_{IC} e no $CTOD_C$. Por outro lado, nos CAA, a tenacidade à fratura crítica

aumentou com o incremento de resistência à compressão, enquanto, o $CTOD_C$ reduziu com o aumento da resistência à compressão.

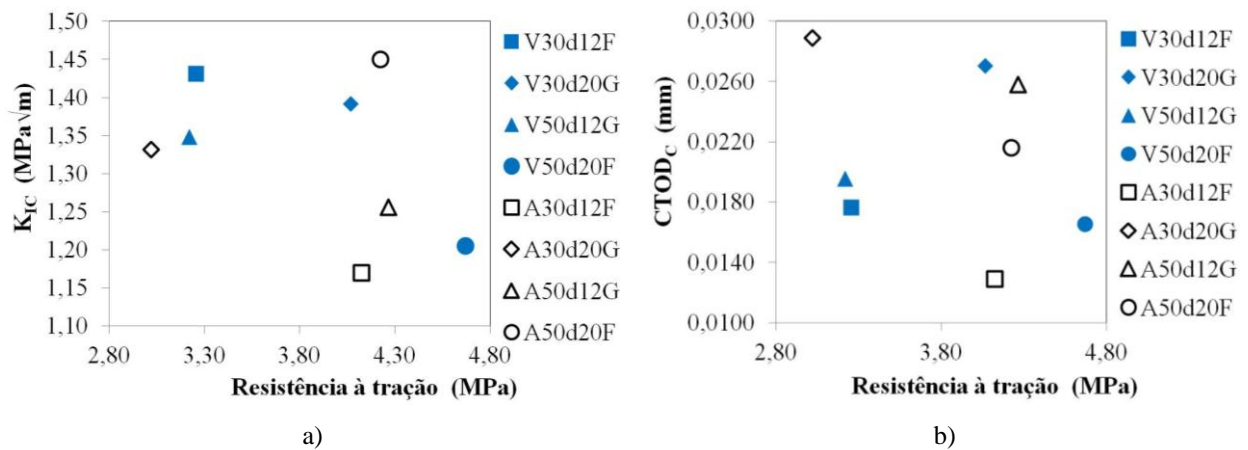


Figura 4.34. (a) K_{IC} versus f_t dos CCV e dos CAA (b) $CTOD_C$ versus f_t dos CCV e dos CAA.

Na FIG. 4.34, nota-se uma redução da tenacidade crítica à fratura com o incremento de resistência à tração, tanto no CCV quanto no CAA. Com os valores de $CTOD_C$ não foi observar nenhuma tendência com a variação da resistência à tração nos CCV e nos CAA.

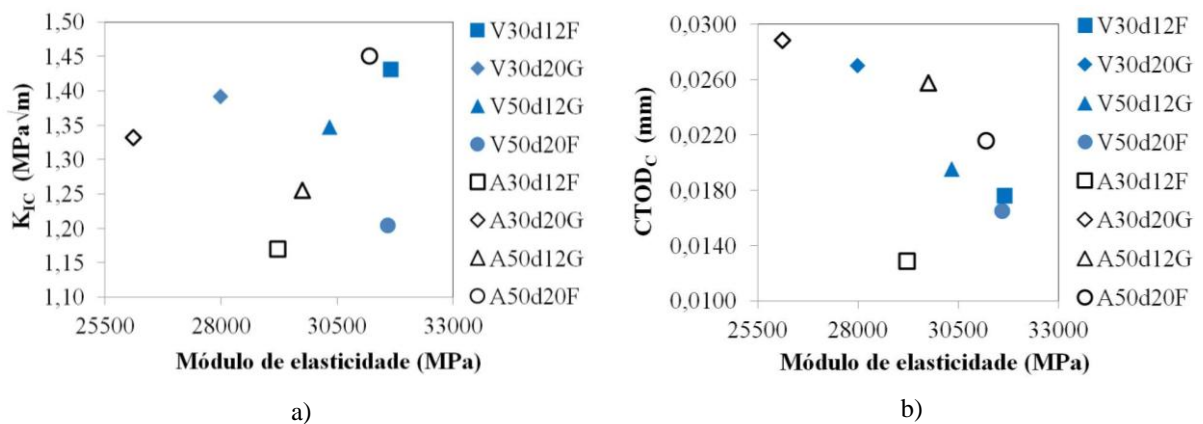


Figura 4.35 (a) gráfico K_{IC} versus E dos CCV e dos CAA (b) $CTOD_C$ versus E dos CCV e dos CAA.

Os valores de K_{IC} e $CTOD_C$ tendem a reduzir com o aumento do módulo de elasticidade nos CCV (FIG. 4.35). Nos CAA, notou-se uma tendência de aumento dos valores da tenacidade à fratura crítica com o incremento dos valores de módulo de elasticidade, entretanto, para os valores de $CTOD_C$, a tendência foi no sentido contrário.

A comparação dos resultados do CCV, em relação à resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade, mostrou resultados semelhantes aos encontrados na bibliografia especializada. Para o caso do CAA, os resultados disponíveis sobre tenacidade à fratura crítica (K_{IC}) e $CTOD_C$ são muito escassos e frequentemente são conflitantes (DOMONE, 2007).

Para avaliar a influência das variáveis de interesse nos parâmetros de fratura dos concretos estudados, foi realizado estudo estatístico baseado na análise de variância (ANOVA). As análises dos resíduos dos tratamentos estatísticos encontram-se no ANEXO B. A TAB. 4.13 apresenta os resultados deste tratamento estatístico para os CCV, baseados nos ensaios de 12 vigas para cada tipo de concreto, considerando-se os valores da tenacidade crítica à fratura.

Tabela 4.13. Análise de variância (ANOVA) da tenacidade crítica à fratura dos CCV.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Resist. compressão	1	0,14178	0,14178	0,14178	5,47	0,021
Diâmetro máx.	1	0,06753	0,06753	0,06753	2,61	0,110
Granulometria	1	0,02365	0,02365	0,02365	0,91	0,342
Erro	18	2,38316	2,38316	0,08511		
Total	23	2,61612				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa do diâmetro máximo do agregado e da granulometria nos valores de tenacidade à fratura. A FIG. 4.36 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na tenacidade crítica à fratura dos CCV.

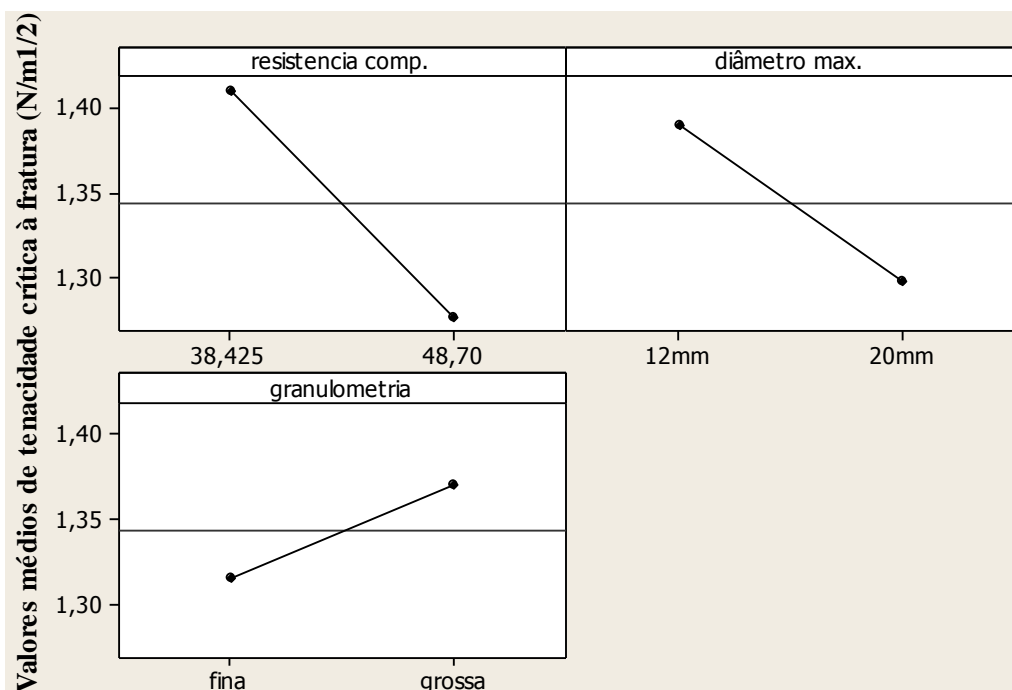


Figura 4.36. K_{IC} médio dos CCV versus variáveis de interesse.

Na FIG. 4.36, observa-se que a granulometria mais grossa contribuiu para o aumento da tenacidade crítica à fratura. O incremento de resistência à compressão levou a uma redução nos valores de tenacidade à fratura, assim como o aumento do diâmetro máximo do agregado de 12 mm para 20 mm. A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, assim o processo pode ser considerado sob controle.

A TAB. 4.14 apresenta os resultados do tratamento estatístico para os CCV, baseados nos ensaios de 12 vigas para cada tipo de concreto, considerando-se os valores de $CTOD_C$.

Tabela 4.14. Análise de variância (ANOVA) do $CTOD_C$ para os CCV.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Resist. compressão	1	0,0001725	0,0001725	0,0001725	3,94	0,05
Diâmetro máx.	1	0,0001048	0,0001048	0,0001048	2,39	0,127
Granulometria	1	0,0002755	0,0002755	0,0002755	6,30	0,015
Erro	18	0,0026260	0,0026260	0,0000938		
Total	23	0,0031788				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa do diâmetro máximo do agregado nos valores de $CTOD_C$. A FIG. 4.37 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram no $CTOD_C$ dos CCV.

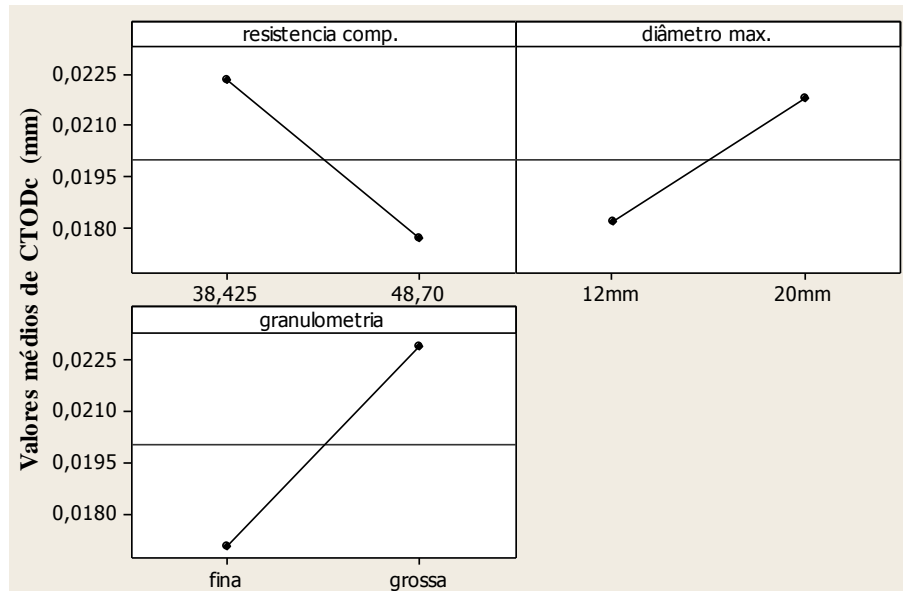


Figura 4.37. Valores médios de $CTOD_C$ dos CCV versus variáveis de interesse.

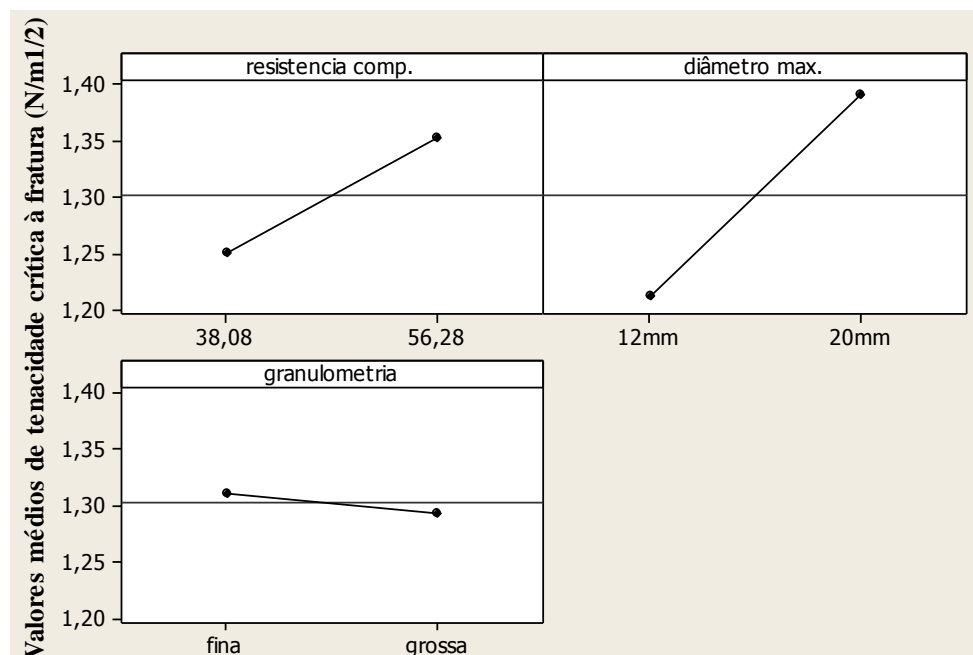
Na FIG. 4.37, observa-se que a granulometria mais grossa contribuiu para o aumento do $CTOD_C$; como também, o aumento do diâmetro máximo do agregado de 12 mm para 20 mm. O incremento de resistência à compressão levou a uma redução nos valores de $CTOD_C$. A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, portanto, o processo pode ser considerado sob controle.

A mesma análise estatística foi feita nos CAA, para se avaliar a influência das variáveis de interesse nos parâmetros de fratura. A TAB. 4.15 apresenta os resultados deste tratamento estatístico, baseados nos ensaios de 12 vigas para cada tipo de concreto, considerando-se os valores de tenacidade crítica à fratura.

Tabela 4.15. Análise de variância (ANOVA) da tenacidade crítica à fratura dos CAA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Resist. compressão	1	0,08303	0,08303	0,08303	3,41	0,05
Diâmetro máx.	1	0,25740	0,25740	0,25740	10,58	0,02
Granulometria	1	0,00228	0,00228	0,00228	0,09	0,761
Erro	18	1,46004	1,46004	0,05214		
Total	23	1,80275				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa da granulometria nos valores de tenacidade à fratura. Observa-se também, que o diâmetro máximo do agregado apresenta-se como a variável de maior influência nos valores de K_{IC} , seguida pela resistência à compressão. A FIG. 4.38 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na tenacidade crítica à fratura dos CAA.

**Figura 4.38.** K_{IC} médio dos CAA versus variáveis de interesse.

Na FIG. 4.38, observa-se que a variação da granulometria pouco contribuiu para a variação da tenacidade crítica à fratura. O incremento de resistência à compressão levou a um aumento nos valores de tenacidade; bem com o aumento do diâmetro máximo do agregado de 12 mm para 20 mm. A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de

problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, portanto, o processo pode ser considerado sob controle.

A TAB. 4.16 apresenta os resultados do tratamento estatístico para os CAA, baseados nos ensaios de 12 vigas para cada tipo de concreto, considerando-se os valores de $CTOD_C$.

Tabela 4.16. Análise de variância (ANOVA) do $CTOD_C$ dos CAA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Resist. compressão	1	0,0000636	0,0000636	0,0000636	1,15	0,289
Diâmetro máx.	1	0,0002755	0,0002755	0,0002755	4,97	0,030
Granulometria	1	0,0008070	0,0008070	0,0008070	14,54	0,015
Erro	18	0,0033292	0,0033292	0,0033292		
Total	23	0,0044753				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa da resistência à compressão nos valores de $CTOD_C$. Entretanto, os resultados indicam influência significativa da granulometria e do diâmetro máximo do agregado. A FIG. 4.39 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram o $CTOD_C$ dos CAA.

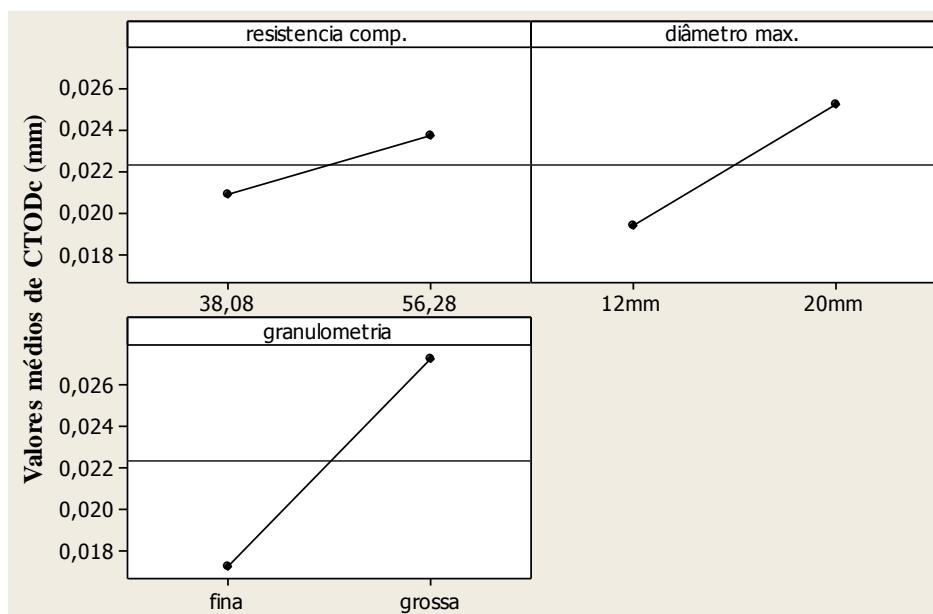


Figura 4.39. Valores médios de $CTOD_C$ dos CAA versus variáveis de interesse.

Na FIG. 4.39, observa-se que a granulometria mais grossa contribuiu de forma significativa para o aumento do $CTOD_C$, como também o aumento do diâmetro máximo do agregado de 12 mm para 20 mm. O incremento de resistência à compressão, também, levou a um aumento nos valores de $CTOD_C$. A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, portanto, o processo pode ser considerado sob controle. Entretanto, a padronização normal apresentou uma ligeira dispersão, podendo-se observar alguns pontos *outlier*, denotando uma observação com larga padronização residual.

O processo de propagação de trincas no concreto é complexo, pois envolve mecanismos que tendem a consumir parte da energia acumulada na peça. Estes mecanismos estão intimamente relacionados com a Zona de Processo de Fratura (ZPF). Não se sabe ao certo as dimensões da ZPF, entretanto, há modelos simplificados que estimam o seu comprimento. Um destes modelos foi proposto por JENQ e SHAH (1985), a partir da relação entre o módulo de elasticidade, o $CTOD_C$ e o K_{IC} (SHAH et al., 1995). Um consenso observado pelos pesquisadores, é que quanto maior for a ZPF, mais tortuosa tende a ser a superfície de propagação das fissuras, e maior será a energia necessária para a propagação da trinca. A FIG. 4.40 mostra os resultados de Q em relação à tenacidade crítica à fratura e ao $CTOD_C$.

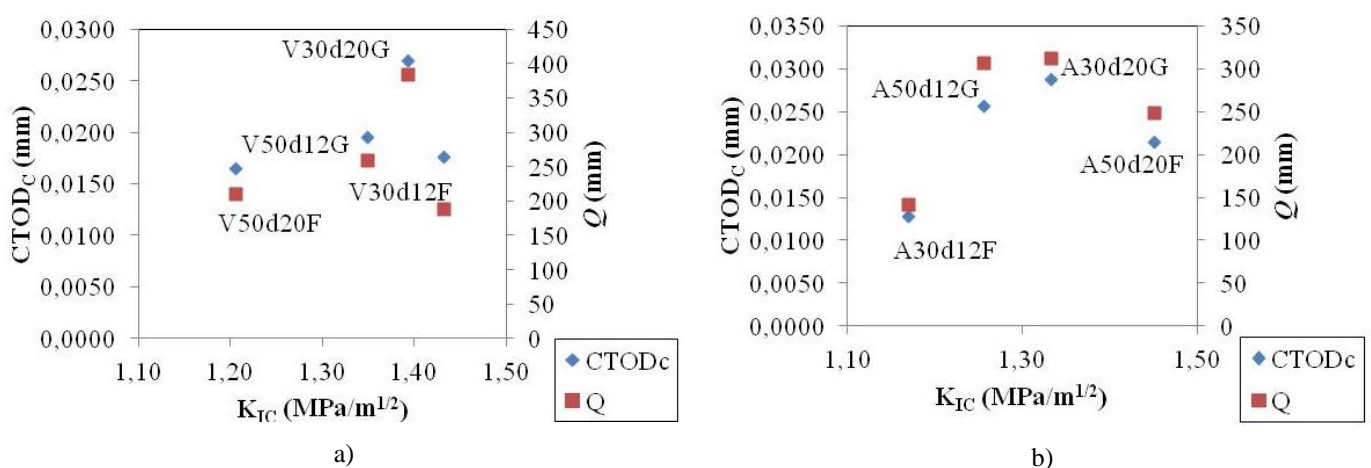


Figura 4.40. Valores médios de Q , K_{IC} e $CTOD_C$ (a) CCV (b) CAA.

Observa-se na FIG. 4.40, que os valores de Q são mais sensíveis às variações do $CTOD_C$ do que da tenacidade crítica à fratura, tanto no CCV, quanto no CAA. Os concretos com granulometria mais grossa apresentaram valores de Q mais elevados do que os concretos com granulometria mais fina, tanto para os CCV quanto para os CAA.

A seguir, apresenta-se uma análise estatística feita nos CCV e nos CAA, para se avaliar a influência das variáveis de interesse no comprimento característico destes concretos. As TAB. 4.17 e 4.18 apresentam os resultados deste tratamento estatístico feito nos CCV e nos CAA, respectivamente, baseados nos ensaios de 12 vigas para cada tipo de concreto.

Tabela 4.17. Análise de variância (ANOVA) do comprimento característico dos CCV.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Resist. compressão	1	27321	27321	27321	4,88	0,031
Diâmetro máx.	1	53004	53004	53004	9,46	0,003
Granulometria	1	106388	106388	106388	19,00	0,0005
Erro	18	335998	335998	12000		
Total	23	522711				

Os resultados indicam que houve influência significativa de todas as variáveis no comprimento característico, sendo a granulometria a variável de maior influência, seguida pelo diâmetro máximo. A FIG. 4.41 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram o comprimento característico dos CCV.

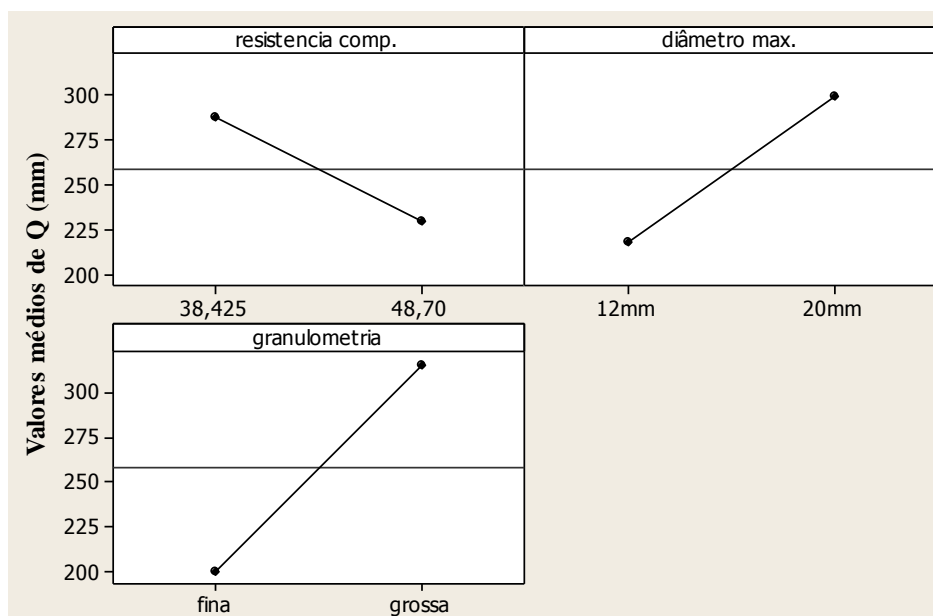


Figura 4.41. Valores médios de Q dos CCV versus variáveis de interesse.

A FIG. 4.41 indica que o comprimento característico, Q , aumenta com a redução da resistência à compressão, e por outro lado aumenta com o aumento do diâmetro máximo do agregado de 12 mm para 20 mm. Observa-se que a granulometria mais fina contribuiu para a redução do comprimento característico. Estes resultados concordam com as considerações e conclusões apresentadas por AMPARANO et al. (2000) e CHEN et al. (2007). A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, portanto, o processo pode ser considerado sob controle. Entretanto, a padronização normal apresentou uma ligeira dispersão, podendo-se observar um ponto *outlier*, denotando uma observação com larga padronização residual.

Tabela 4.18. Análise de variância (ANOVA) do comprimento característico dos CAA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Resist. compressão	1	20399	20399	20399	2,55	0,116
Diâmetro máx.	1	25141	25141	25141	3,14	0,082
Granulometria	1	104401	104401	104401	13,03	0,001
Erro	18	480609	480609	17165		
Total	23	630550				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa da resistência à compressão. Entretanto, indicam que houve uma influência significativa da granulometria e do diâmetro máximo do agregado. A FIG. 4.42 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram o comprimento característico dos CAA.

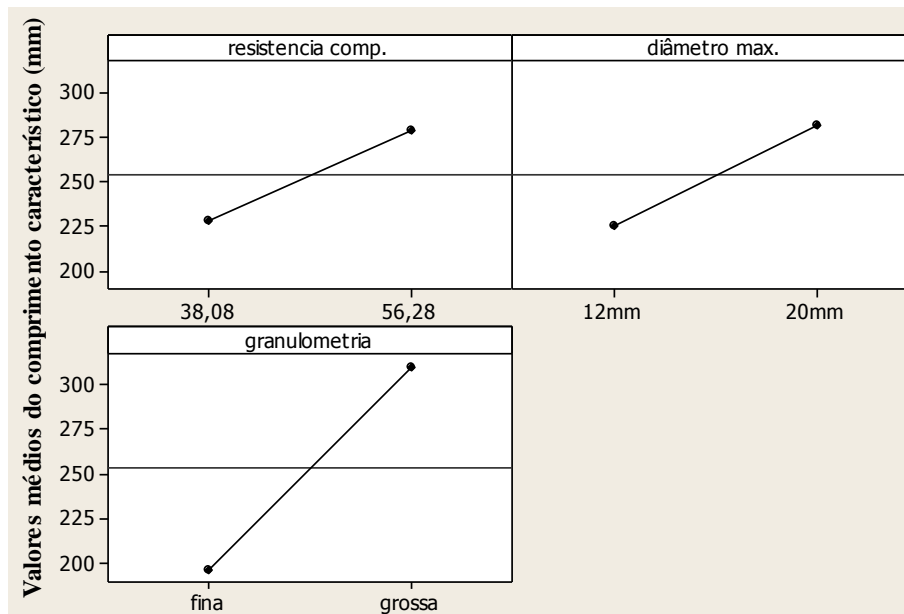


Figura 4.42. Valores médios de Q dos CAA versus variáveis de interesse.

A FIG. 4.42 indica que o comprimento característico aumenta com as seguintes variações: incremento da resistência à compressão; aumento do diâmetro máximo do agregado de 12 mm para 20 mm; e com a granulometria mais grossa. O CAA apresentou um comportamento semelhante ao CCV, considerando-se a influência do tamanho máximo do agregado e da granulometria, no comprimento da ZPF. Entretanto, o CAA comportou-se diferente do CCV, no que tange à resistência à compressão. A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, portanto, o processo pode ser considerado sob controle. Entretanto, a padronização normal apresentou uma observação com larga padronização residual.

Os concretos com granulometria mais grossa apresentaram valores de comprimento característico maiores do que os concretos com granulometria fina. O tamanho do comprimento característico é influenciado diretamente pela superfície de ruptura dos

concretos; quanto mais tortuosa for essa superfície, maior deverá ser o tamanho do comprimento característico.

Parte da dispersão dos resultados pode ser atribuída ao controle manual de aplicação de carga, pois a velocidade durante o ensaio foi alterada, buscando obter um intervalo de 5 minutos durante o início do ensaio e a carga de pico; além disto, também tentou-se evitar a ruptura frágil dos corpos-de-prova após a carga máxima. Nas TAB. 4.10 e 4.11, nota-se que os valores de K_{IC} de um mesmo concreto apresentaram valores de desvio padrão elevados. Sugere-se que os mesmos ensaios sejam realizados em máquinas servo-controladas, a fim de verificar a influência do controle de aplicação de carga nos resultados.

4.2.1.3 Especificação TC 89-FMT (Método do efeito de tamanho)

O efeito de tamanho observado nas estruturas de concreto é uma das principais razões práticas para a aplicação da mecânica da fratura no concreto. Este método busca determinar a energia de fratura (G_f) e o comprimento da ZPF (c_f) para estruturas de tamanho muito grande, tendendo para o infinito, a partir da extrapolação dos resultados obtidos com corpos-de-prova de dimensões finitas. Desta forma, a energia de fratura e o comprimento da ZPF são estimados como parâmetros de fratura de uma peça de dimensões infinitas, ou seja, podem ser considerados como propriedades do material, independentes do tamanho da peça.

A FIG. 4.43 apresenta as curvas carga-*CMOD* obtidas durante os ensaios das vigas Tipo 4, 5 e 6 (ver TAB. 3.17 - Cap. 3) para os concretos tipo V50d20F e A50d20F.

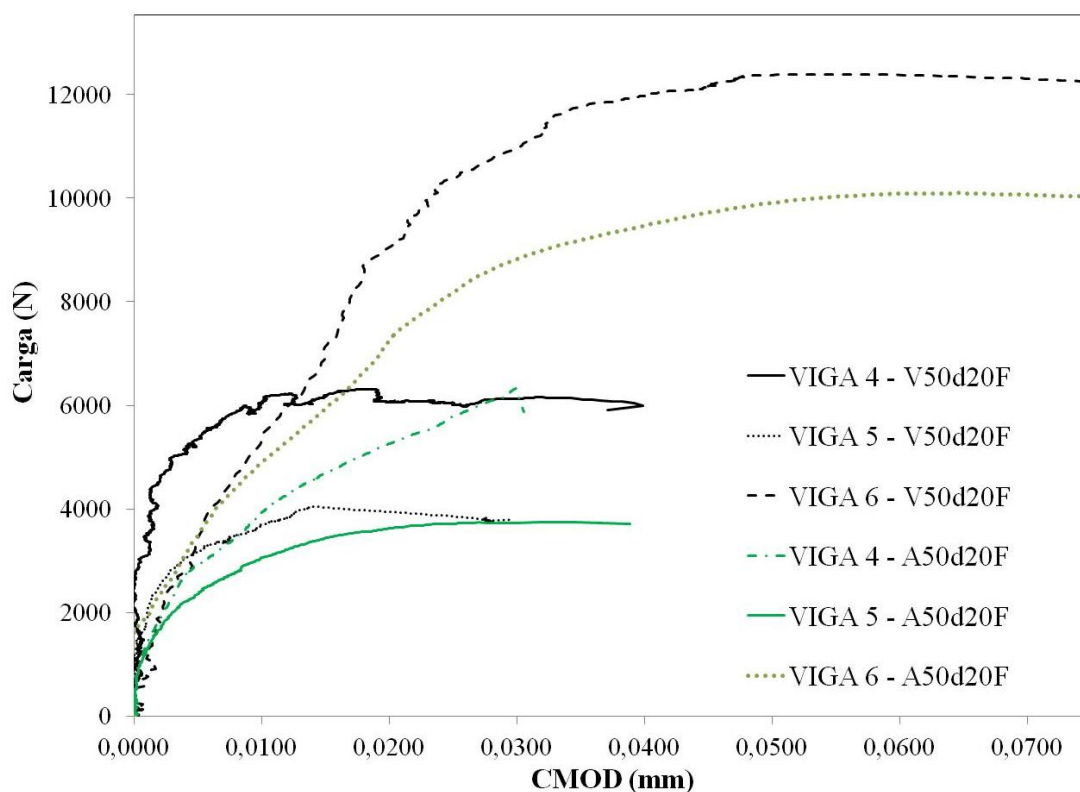


Figura 4.43. Curva carga-*CMOD* das vigas Tipo 4, 5 e 6 para concretos tipo V50d20F e A50d20F

Em geral, as vigas de mesmo tamanho dos CCV e dos CAA apresentaram cargas máximas equivalentes, como pode ser visualizado nas curvas carga-*CMOD* da FIG. 4.43.

Utilizando-se as curvas carga-*CMOD*, obtidas nos ensaios das vigas Tipo 4, 5 e 6, determinou-se a energia de fratura (G_f) e o comprimento da ZPF (c_f). Os parâmetros de fratura dos CCV e dos CAA, determinados por meio da Especificação TC 89-FMT, são apresentados na TAB. 4.19.

A FIG. 4.44 mostra os gráficos da análise de regressão linear dos dados dos ensaios, construídos a partir dos valores de X (altura das vigas - b) e Y (quadrado do inverso da tensão - $1/\sigma_N^2$). A partir destes gráficos, efetua-se a regressão linear, para se extrapolar os resultados obtidos para o infinito. Com a equação da reta de regressão linear ($y = Ax + C$) foram determinados os valores da inclinação da reta de regressão linear (A) e o ponto em que a reta de regressão linear da função de extrapolação corta o eixo das ordenadas (C).

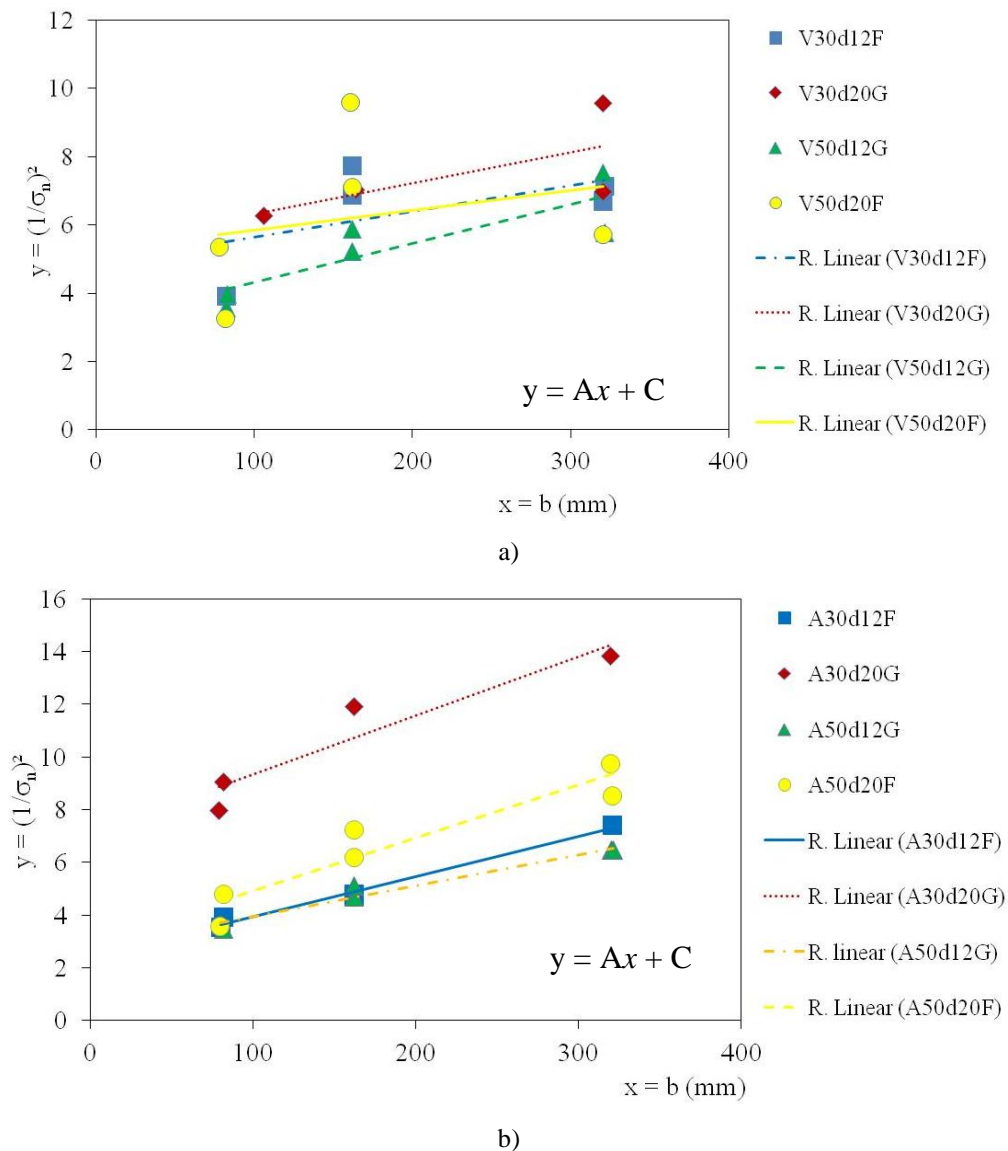


Figura 4.44. Gráfico da análise de regressão dos dados obtidos (a) CCV (b) CAA.

Na FIG. 4.44, nota-se que a inclinação da linha de regressão linear dos CCA foi superior à inclinação dos CCV, indicando, num primeiro momento, um comportamento mais frágil dos CAA em relação aos CCV.

Os resultados apresentados na FIG. 4.44 mostraram-se adequados segundo a metodologia proposta. Entretanto, nos CCV, os valores de dispersão da inclinação da regressão linear (w_A) e do coeficiente de variação que intercepta a linha de regressão (w_C) apresentaram-se pouco acima do sugerido por este método (Capítulo 3), e a largura relativa

da faixa de dispersão (m) mostrou-se satisfatória (TAB. 4.19). Nos CAA todos os coeficientes de dispersão, w_A , w_C e m , apresentaram valores inferiores aos sugeridos pela metodologia, exceto os coeficientes para o concreto tipo A50d20F, que apresentaram valores superiores em relação aos recomendados pela metodologia (TAB. 4.19).

Tabela 4.19. Parâmetros de fratura determinados utilizando a Especificação TC 89-FMT.

Tipo de concreto	Res. Comp. (MPa)	Res. tração (MPa)	Módulo de elast. (MPa)	w_A	w_C	m	G_f (N/m)	c_f (mm)
V30d12F	47,0	3,88	31.644	0,76	0,36	0,42	32,36	36,21
V30d20G	29,8	4,24	27.980	0,79	0,97	0,84	36,39	36,01
V50d12G	48,3	3,25	30.326	0,29	0,31	0,26	22,31	15,63
V50d20F	49,2	5,09	31.574	0,77	0,36	0,39	33,65	34,68
A30d12F	45,7	4,16	29.219	0,057	0,09	0,065	18,50	9,10
A30d20G	30,5	3,54	26.104	0,17	0,13	0,13	13,90	18,18
A50d12G	52,4	4,37	29.748	0,087	0,11	0,087	22,63	13,23
A50d20F	60,2	4,85	31.188	0,17	0,35	0,20	12,78	8,28

Na TAB. 4.19, nota-se que a energia de fratura do concreto V30d20G foi superior à do V30d12F em aproximadamente 12%, enquanto a energia de fratura do V50d20F foi 50% superior à do V50d12G. Nos autoadensáveis, o A30d12F apresentou valor de energia de fratura 33% maior do que a do A30d20G, e o A50d12G apresentou valor de G_f , 77% superior à do A50d20F. Observa-se também, que os CAA apresentaram valores de energia de fratura inferiores aos dos CCV. A única exceção foi o A50d12G, que apresentou energia de fratura equivalente à do V50d12G.

As variações dos valores da energia de fratura e do comprimento da ZPF dos CCV e dos CAA em relação à resistência à compressão, à resistência à tração e ao módulo de elasticidade, são apresentadas nas FIG. 4.45, 4.46 e 4.47, respectivamente. As análises apresentadas a seguir foram feitas considerando a regressão linear dos resultados apresentados nas FIG. 4.45 4.46 e 4.47. Os coeficientes de variação dessas análises foram relativamente baixos, fato que pode ser considerado normal, pois os concretos possuíam composições distintas.

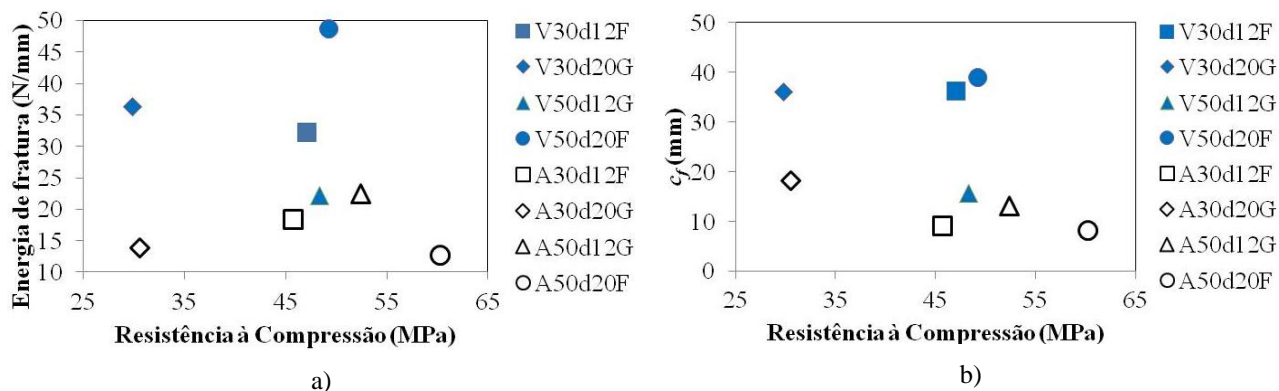


Figura 4.45. (a) Gráfico de G_f versus resistência à compressão dos CCV e dos CAA (b) Gráfico de c_f versus resistência à compressão dos CCV e dos CAA.

Na FIG. 4.45 (a), nota-se, que o incremento de resistência à compressão correspondeu a uma ligeira redução na energia de fratura dos CCV. Essa mesma tendência foi observada no comprimento da ZPF (FIG. 4.45 b). Nos CAA, foi possível visualizar tendência de aumento da energia de fratura com o incremento da resistência à compressão (FIG. 4.45 a). Também observa-se, que o comprimento da ZPF dos CAA apresentou um ligeiro crescimento com a redução da resistência à compressão (FIG. 4.45 b).

Os resultados da energia de fratura dos CCV mostraram-se coerentes com os encontrados por AMPARANO et al. (2000), EINSFELD et al., (2006) e por GUETTI (2007), sobre a tendência de redução da energia de fratura com o incremento da resistência à compressão. Com relação aos resultados do comprimento ZPF dos CCV, os resultados encontram-se coerentes com as conclusões de AMPARANO et al. (2000), entretanto, nota-se que há uma grande influência do diâmetro máximo do agregado e da composição granulométrica. Não há muitos dados na bibliografia sobre o efeito da variação destes parâmetros na energia de fratura e no comprimento da ZPF do CAA (DOMONE, 2007). Considerando-se a variação da energia de fratura em comparação com a resistência à compressão, nota-se, que o CAA apresentou um comportamento diferente do CCV, assim como demonstrado no item 4.2.1.1.

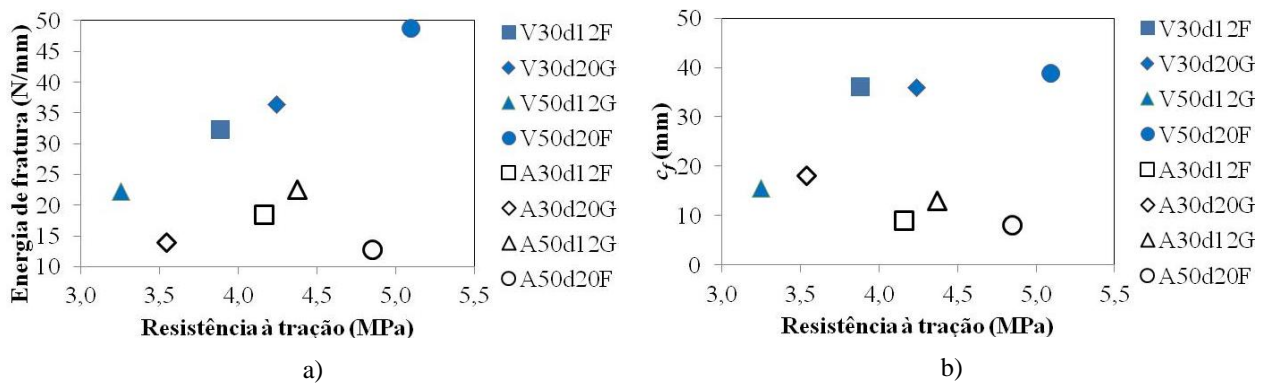


Figura 4.46 (a) G_f versus resistência à tração dos CCV e dos CAA (b) c_f versus resistência à tração dos CCV e dos CAA.

Na FIG. 4.46, observa-se claramente uma tendência de aumento na energia de fratura dos CCV à medida que a resistência à tração cresceu. A mesma tendência foi notada no comprimento da ZPF (c_f) dos CCV. Nos CAA não se observou tendência clara sobre o comportamento da energia de fratura em relação à variação da resistência à tração. Por outro lado, o comprimento da ZPF para os CAA apresentou tendência de redução com o crescimento da resistência à tração.

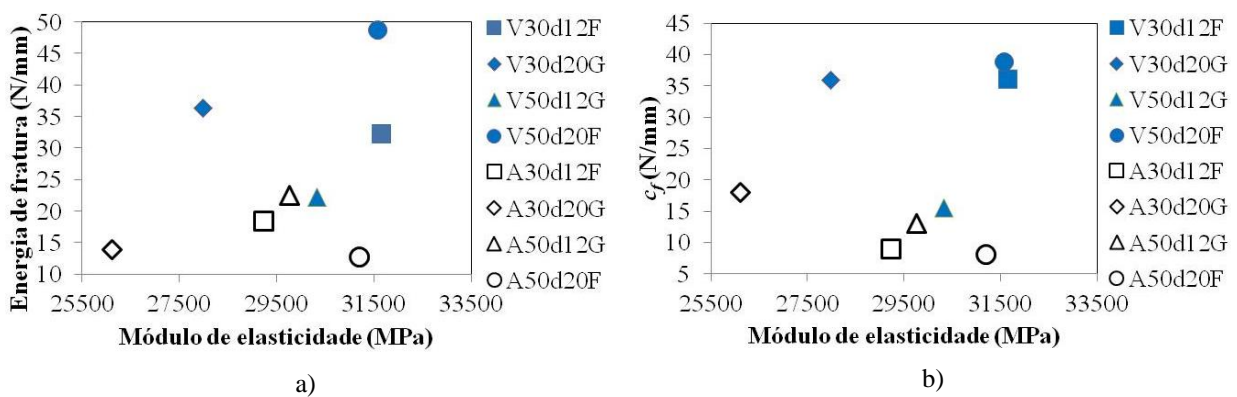


Figura 4.47. (a) G_f versus módulo de elasticidade dos CCV e dos CAA (b) c_f versus módulo de elasticidade dos CCV e dos CAA.

Na FIG. 4.47 (a), nota-se, que a energia de fratura e o comprimento da ZPF tendem a aumentar com o incremento do módulo de elasticidade nos CCV. ALEXANDER et al. (1990), EINSFELD et al., (2006) e GUETTI (2007) observaram que a energia de fratura diminui com o incremento do módulo de elasticidade. Nos CAA, FIG. 4.47 (a) e (b), não foi possível estabelecer tendência clara entre a energia de fratura e

o módulo de elasticidade, bem como entre o comprimento da ZPF do CAA e o módulo de elasticidade.

A variação da energia de fratura e do comprimento da ZPF dos CCV em relação à resistência à tração e ao módulo de elasticidade, mostraram tendência diferente em relação ao que se encontra na literatura, sugerindo que, talvez a energia de fratura e o comprimento da ZPF possam ter sido influenciados por outras variáveis, tais como o diâmetro máximo do agregado e a granulometria.

A FIG. 4.48 mostra a variação da energia de fratura e do comprimento da ZPF em função do diâmetro máximo do agregado.

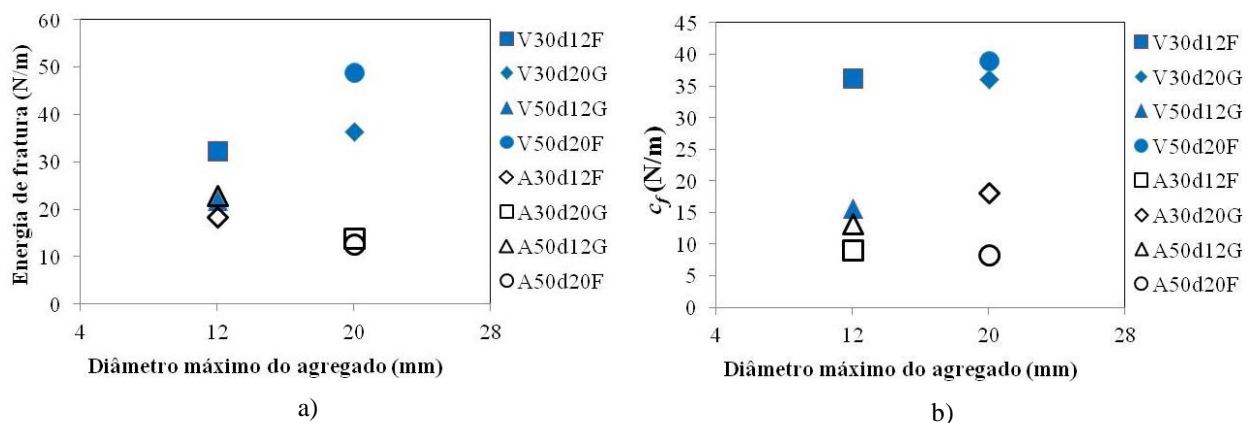


Figura 4.48. (a) Energia de fratura versus diâmetro máximo dos agregados (b) Energia de fratura versus relação brita/areia.

Na FIG. 4.48 (a), os CCV com diâmetro máximo de 20 mm apresentaram valores de energia de fratura superiores aos concretos com diâmetro máximo de 12 mm, tal como observado por MIHASHI et al. (1991), CHEN et al. (2004) e ELICES et al. (2008). Segundo esses autores, o aumento do diâmetro máximo dos agregados implica na necessidade de haver maiores deflexões das trincas no processo de propagação, conseqüentemente, observa-se aumento no tamanho da ZPF. Entretanto, na FIG. 4.48 (b), nota-se que o tamanho da ZPF também foi influenciado por outros fatores, tais como a granulometria e o fator a/c . Muito provavelmente, no V30d12F a combinação do fator a/c elevado (0,6) com o diâmetro máximo do agregado menor (12 mm), aumentou a

porosidade na interface entre agregado e pasta de cimento; conseqüentemente, mais microfissuras se formaram nessa região durante o processo de aplicação de carga, aumentando o tamanho da ZPF deste concreto. No concreto V50d20F a associação do fator a/c baixo (0,5) com o diâmetro máximo do agregado graúdo de 20 mm podem ter aumentado o tamanho da ZPF deste concreto. Pois, quanto maior o agregado graúdo menor será a sua superfície de contato, portanto a superfície aderente entre a pasta e o agregado será menor, além disto, o agregado graúdo maior tendem a restringir as deformações internas na pasta, fazendo com que esta sofra microfissurações, aumentando conseqüentemente o tamanho da ZPF. Nos CAA, houve tendência de redução da energia de fratura com o aumento do diâmetro máximo do agregado (FIG. 4.48 a). O comprimento da ZPF nos CAA parece ter sido influenciado pela granulometria também, pois os concretos com granulometria mais grossa apresentaram valores do comprimento da ZPF superiores aos concretos com granulometria mais fina, independente do diâmetro máximo do agregado. Nos CAA, a utilização de uma areia corretora (ver item 4.2.3) melhorou as propriedades da interface entre agregado e pasta. Isto levou a uma maior ruptura de grãos de agregado durante a propagação da trinca (FIG. 4.49), conseqüentemente, os valores do comprimento da ZPF de fratura dos CAA foram menores do que os valores dos CCV.

CANAN et al. (1996) observou uma redução na energia de fratura com o aumento do diâmetro máximo dos agregados, ao se adicionar sílica ativa nos concretos. A sílica tende a preencher os vazios e os poros presentes na matriz e na interface entre agregado e pasta de cimento, melhorando, desta forma, as propriedades da interface, e diminuindo as microfissuras presentes nesta região. Observa-se, como conseqüência, a ruptura do agregado durante a propagação da trinca, ao invés desta contorná-lo.

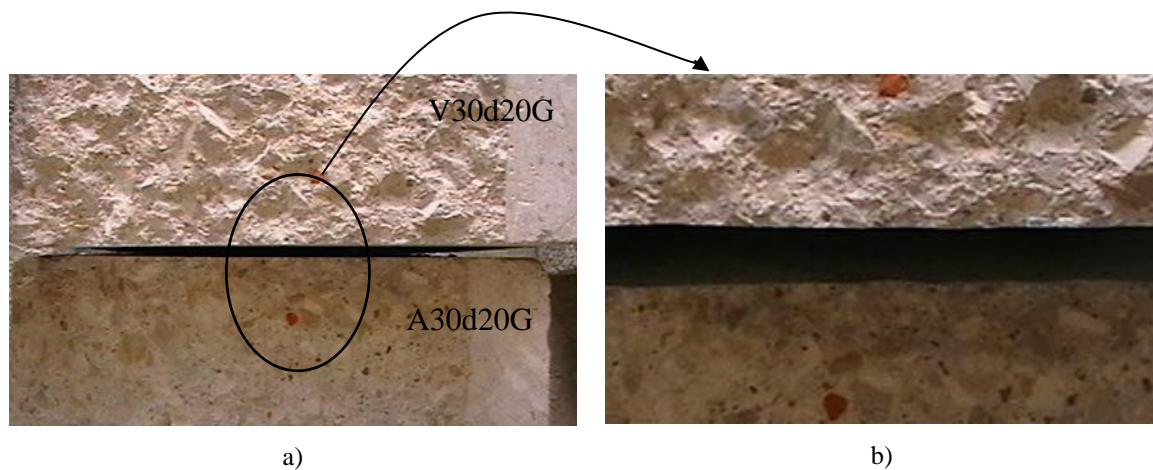


Figura 4.49. (a) Superfície de ruptura do CCV (acima) e do CAA (debaixo) (b) Detalhe ampliado .

A FIG. 4.49 mostra a superfície de fratura de uma viga do V30d20G (parte superior da foto) em comparação com a superfície de fratura de uma viga do A30d20G (parte inferior da foto). Nota-se na FIG. 4.49, que o V30d20G apresenta uma superfície de fratura mais rugosa, caracterizada, principalmente, pela propagação da trinca na interface agregado e pasta de cimento, contornando a superfície dos agregados. Por outro lado, no A30d20G, a superfície de fratura foi mais lisa, notando-se grande incidência de fratura de grãos de agregado durante a propagação da trinca. Desta forma, tanto os valores da energia de fratura, quanto o comprimento da ZPF dos CAA foram menores do que os dos CCV (TAB. 4.19).

A maior ruptura de grãos de agregado ocorrida nos CAA, deve-se, principalmente, ao fortalecimento da zona de transição entre os agregados e a pasta de cimento, devido à maior quantidade de finos presentes nestes concretos. Em geral, os CCV apresentaram valores de energia de fratura e do comprimento da ZPF superiores aos dos CAA. A única exceção foi o V50d12G e o A50d12G, que apresentaram valores de energia de fratura equivalentes, enquanto o tamanho da ZPF foi menor no A50d12G do que no V50d12G. A composição granulométrica do V50d12G é ligeiramente mais fina do que a do A50d12G (a curva granulométrica do V50d12G está mais à esquerda), entretanto, o A50d12G possui uma maior quantidade de finos (FIG 4.50). O mesmo foi observado comparando-se os demais CCV com os CAA. Nota-se desta forma, que a quantidade de finos pode estar diretamente relacionada com o tamanho da ZPF, e que a composição granulométrica

influencia nos valores da energia de fratura, juntamente com a quantidade de finos presentes nos concretos.

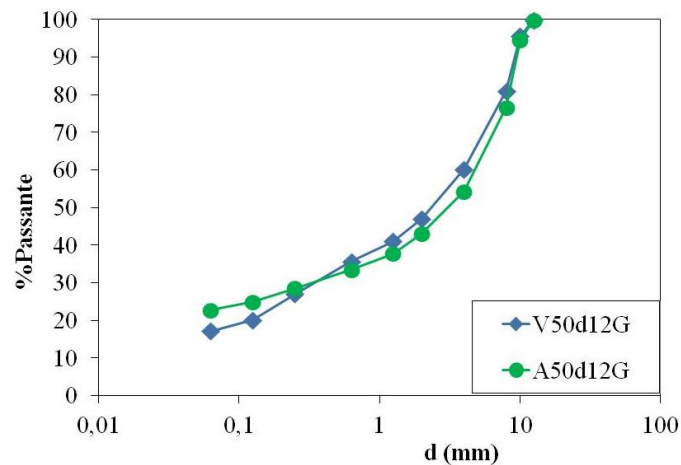


Figura 4.50. Composição granulométrica do V50d12G e do A50d12G.

Pode se analisar também a influência da composição granulométrica e do diâmetro máximo do agregado no comprimento da ZPF, por meio do gráfico de efeito de tamanho (FIG. 4.51).

A resistência das estruturas de concreto diminui como consequência do respectivo aumento de tamanho da estrutura. Em geral, as estruturas tendem a ter um comportamento mais frágil com o aumento de suas dimensões, o que é descrito como sendo o efeito de tamanho e pode ser explicado através da aplicação da Mecânica da Fratura. Nota-se na FIG. 4.51, que o declínio da tensão nominal aumenta com o incremento do tamanho do corpo-de-prova. Esse declínio é inferior a $-1/2$, e corresponde à mecânica da fratura elástica-linear (MFEL).

O efeito de tamanho pode ser analisado através do gráfico bi-logarítmico, logaritmo da tensão nominal de fratura dividida por Bf_t (σ_N/Bf_t) versus logaritmo de β , que é a altura da viga pelo comprimento característico. Sendo “ B ” uma constante empírica calculada em função do valor de “ C ”; f_t é a resistência à tração; e “ β ” é o índice de fragilidade do material. Na FIG. 4.51, nota-se, que nos exemplares menores, a tensão de falha é proporcional à prevista pela resistência do material. Neste caso, um critério de resistência

pode ser aplicado para se analisar o comportamento destes exemplares. A linha horizontal na FIG. 4.51 representa um 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 em $-1/2$. A interseção entre estas duas assíntotas, o critério de resistência e a MFEL, correspondem a uma zona de transição, equivalente à mecânica da fratura não-linear (MFNL). Os resultados da maioria dos testes com corpos-de-prova de concreto nos estudos experimentais recaem sobre esta zona de transição.

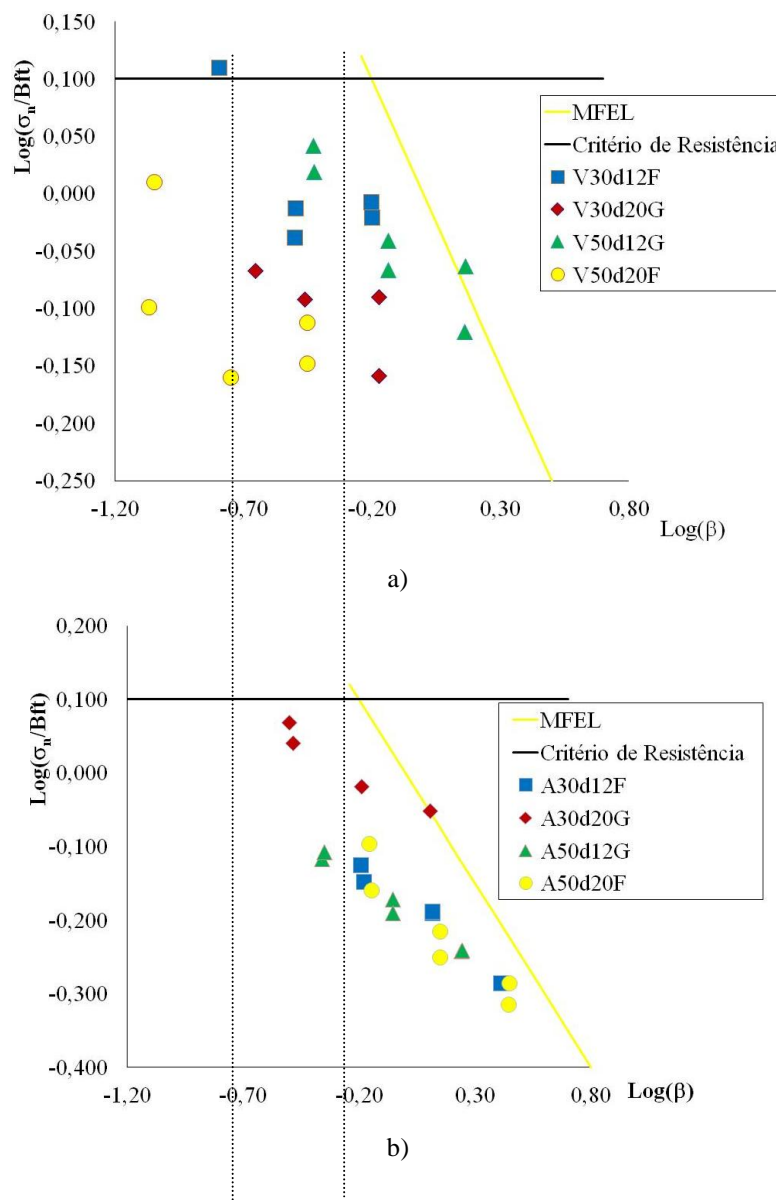


Figura 4.51. (a) Efeito de tamanho dos CCV (b) Efeito de tamanho dos CAA.

Observa-se na FIG. 4.51 (a), que o V30d20G e o V50d12G encontram-se mais próximos à linha da MFEL; conseqüentemente, possuem um comportamento mais frágil, logo, o tamanho da ZPF será menor. Esta conclusão está de acordo com os resultados do comprimento da ZPF apresentados na TAB. 4.19.

AMPARANO et al. (2000), observou que aumentando a fração volumétrica de agregados no concreto, esses tendem a se comportarem de modo mais frágil. Os concretos com granulometria mais grossa (V30d20G e o V50d12G) possuem uma maior fração volumétrica de agregados, desta forma, os resultados observados na FIG. 4.51 (a) concordam com os resultados apresentados por AMPARANO et al. (2000).

O A30d12F e o A50d20F possuem um comportamento mais frágil do que o A30d20G e o A50d12G, pois se encontram mais próximos da linha da MFEL (FIG. 4.51 b). Em geral, os CAA apresentaram um comportamento mais frágil do que os CCV. Ao se comparar, principalmente, o A30d12F com o V30d12F, e o A50d20F com o V50d20F, nota-se que a adição de finos nos autoadensáveis, melhorou as propriedades da interface entre agregado e pasta destes concretos, tornando-os mais frágeis.

A inclinação do gráfico de tensão nominal versus tamanho das vigas foi maior, em termos de módulo da inclinação, para o concreto V30d12F (inclinação de $-1/6$) e V50d12G (inclinação de $-1/5$), que possuem diâmetros máximos do agregado de 12 mm, do que nos concretos com diâmetro máximo de 20 mm, V30d20G e V50d20F, cujas inclinações foram de $-1/8$ e $-1/7$, respectivamente (FIG. 4.51 a). Analogamente, a inclinação do gráfico de tensão nominal versus tamanho das vigas do concreto A30d12F e A50d12G foi de $-1/4$, do concreto A30d20G foi de $-1/5$, e do concreto A50d20F foi de $-1/3$. Os CAA apresentaram inclinações equivalentes entre si, em termos de módulo da inclinação, e menores do que os CCV, indicando a sua maior fragilidade em relação aos CCV.

4.2.1.4 Emissão Acústica

A fratura do material ocorre com a liberação de energia de deformação, que é consumida pela nucleação de novas superfícies externas (trincas) e pela emissão de ondas elásticas. As ondas elásticas são captadas por meio do teste de emissão acústica (EA). Os sinais de EA são detectados como movimentos dinâmicos da superfície do material e convertidos em pulsos elétricos. Os principais sinais de EA utilizados para se detectar a formação de microtrincas e a propagação de macrotrincas são: a amplitude máxima de cada evento, a energia, a duração do evento, e o número de eventos (*hits*).

Antes da propagação da trinca principal, ocorrem poucos eventos (*hits*), indicando a formação de microtrincas na matriz. Durante a propagação da trinca principal, ocorre uma taxa elevada de *hits* (acima de 100 *hits* por segundo). AGGELIS (2011) observou esse mesmo efeito. Na FIG. 4.52 pode-se observar claramente esses eventos.

As ondas de EA podem ser usadas para deduzir a magnitude e a natureza do dano presente no material. SHAH et al. (1995) descrevem que a formação de microtrincas inicia-se aproximadamente, a 37% da carga de pico, e o fenômeno da localização da deformação, quando as microtrincas começam a coalescer, ocorre a 86% da carga de pico. MIHASHI et al., (1996) observaram que a 67% da carga de pico as microtrincas começam a se formar mais densamente na região próxima à ponta da trinca inicial. LANDIS (1999) observou que a 80% da carga de pico inicia-se o processo de formação da ZPF.

Os eventos registrados pela EA foram independentes das dimensões dos corpos-de-prova, demonstrando deste modo, que a formação e o tamanho da ZPF dependem apenas das propriedades internas do material e não do tamanho da estrutura. A TAB. 4.20 apresenta alguns dos resultados obtidos pela EA durante os ensaios das vigas Tipo 4, 5 e 6 do V30D12F. AGGELIS (2011) afirma que os valores de EA são independentes do tamanho do corpo-de-prova utilizado. Os resultados obtidos por MURALIDHARA et al. (2010) indicaram que a energia dissipada durante os eventos de EA são independentes do tamanho.

Tabela 4.20. Resultados de EA das vigas Tipo 4, 5 e 6 do V30d12F.

Viga	% da carga de pico	Amplitude (DP) dB	Energia (eu)	Hits/s
4	33%	58 (3,5)	-	-
	67%	71 (12)	-	-
	100%	89 (16)	80.000	205
5	39%	70 (14)	-	-
	69%	71 (12)	-	-
	100%	83 (16)	95.000	215
6	46%	65 (17)	-	-
	71%	73 (3,5)	-	-
	100%	84 (17)	60.000	205

A FIG. 4.52 apresenta o comportamento típico dos dados de EA captados durante ensaios de flexão em três pontos em vigas de concreto sem fibra com entalhe. A partir da análise conjunta dos gráficos de EA (FIG. 4.52 a à 4.52 d) foi possível identificar o momento em que a ZPF começou a se formar.

Na FIG. 4.52, a ocorrência de uma elevada taxa de *hits* por segundo, associada a picos de amplitude e a picos de duração, indica que a estrutura interna do material está sendo danificada. Observa-se também que a liberação de energia durante o ensaio é muito baixa, entretanto, no instante de ruptura há uma grande liberação de energia. Picos de amplitude ocorridos em eventos de curta duração e elevada taxa de *hits* por segundo, indicam danos mais severos na estrutura interna do material. As TAB. 4.21 e 4.22 apresentam os resultados médios de EA obtidos durante os ensaios dos CCV e dos CAA, respectivamente.

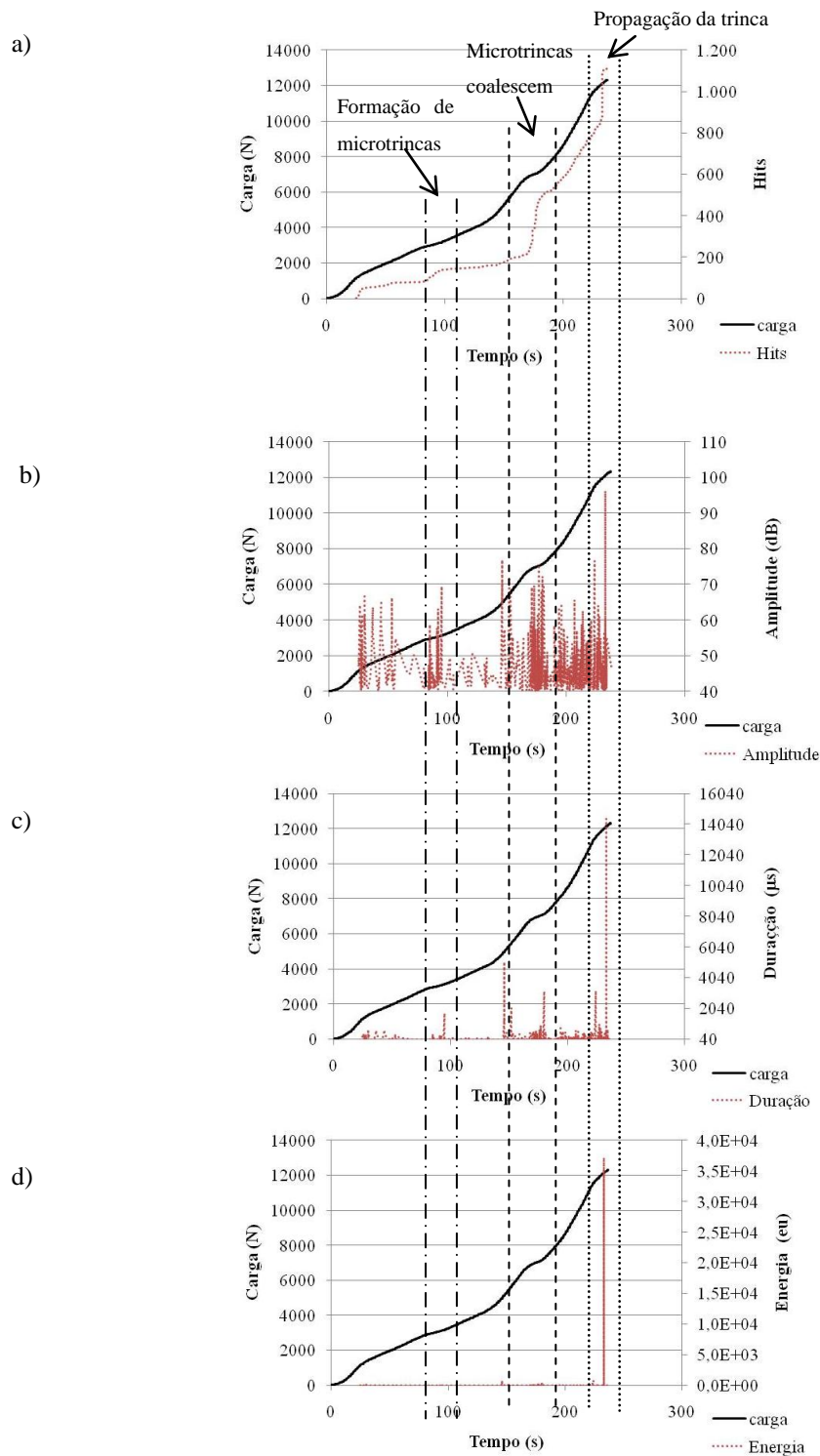


Figura 4.52. Ensaio de EA na viga 6 do V30d12F (a) Gráfico de carga-hits-tempo (b) Gráfico carga-amplitude-tempo (c) Gráfico carga-duração-tempo (d) Gráfico carga-energia-tempo.

Tabela 4.21. Resultados de EA dos CCV.

Concreto	% da carga de pico	Amplitude (DP) (dB)	Duração (μs)	Energia (eu)	Hits/s
V30d12F	39%	64 (6,3)	3.778	-	0,9
	66%	71 (1,0)	4.843	-	5,0
	100%	85 (3,4)	12.207	69.500	156
V30d20G	45%	63 (9,0)	1.532	-	1,3
	78%	66 (6,0)	1.266	-	2,5
	100%	95 (4,3)	35.144	113.833	366
V50d12G	38%	69 (13,)	6.969	-	1,2
	72%	73 (16)	5.893	-	1,6
	100%	98 (2,3)	13.168	133.033	246
V50d20F	37%	72 (10)	5.432	-	3,7
	71%	78 (16)	3.004	-	7,3
	100%	99 (2,3)	26.037	138.233	387

Tabela 4.22. Resultados de EA dos CAA.

Concreto	% da carga de pico	Amplitude (DP) (dB)	Duração (μs)	Energia (eu)	Hits/s
A30d12F	39%	63 (7,2)	729	-	3,6
	72%	68 (15)	2.162	-	3,5
	100%	82 (9,4)	8.473	30.750	174
A30d20G	45%	56 (8,5)	485	-	1,9
	69%	71 (9,1)	3.235	-	4,5
	100%	74 (2,9)	10.081	29.917	242
A50d12G	33%	67 (13)	2.817	-	1,6
	72%	69 (14)	2.085	-	4,3
	100%	84 (14)	31.591	60.233	280
A50d20F	30%	62 (5,1)	492	-	1,7
	58%	62 (2,9)	1.385	-	3,0
	100%	88 (6,1)	12.893	32.483	278

Na TAB. 4.21, observa-se que as microtrincas nos CCV começaram a se formar em média, a aproximadamente 40% da carga máxima; e a formação da ZPF teve início em cerca de 72% da carga de pico. Em geral, nos concretos com granulometria mais grossa, a formação das microtrincas e da ZPF foi mais tardia do que nos concretos com granulometria mais fina. Nota-se também, que no processo de formação da ZPF, o concreto V50d20F foi o que apresentou a maior taxa de *hits* por segundo, seguido dos V30d12F, V30d20G e V50d12G. Isto pode indicar que a ZPF formada no V50d20F foi maior do que a dos demais concretos. Estes resultados concordam com o disposto no item 4.2.1.3. Segundo CHEN et al., (2007), o número de *hits* pode representar o tamanho da ZPF e a energia consumida durante a propagação da trinca: quanto maior o número de *hits*, mais tortuoso o caminho percorrido pela trinca, e consequentemente, maior o tamanho da ZPF.

Na TAB. 4.22 nota-se, que as microtrincas começaram a se formar nos CAA, em média, a cerca de 37% da carga de pico; e a formação da ZPF teve início em aproximadamente 68% da carga máxima. Nos CAA com resistência alvo de dosagem à compressão de 50 MPa, o início da formação de microtrincas e da ZPF ocorreu mais cedo do que nos CAA com resistência alvo de dosagem à compressão de 30 MPa. Observa-se, que no processo de formação da ZPF, o A30d20G foi o concreto com a maior taxa de *hits* por segundo, seguido do A50d12G, do A30d12F e do A50d20F. Isto pode indicar que a ZPF formada no A30d20G foi maior do que a dos demais concretos. Este resultado concorda com o disposto no item 4.2.1.3, em que o A30d20G possui a maior ZPF, seguido do A50d12G, do A30d12F e do A50d20F.

A energia liberada por unidade de tempo durante a ruptura, ou seja, durante a propagação da trinca principal, foi menor nos concretos com fator a/c 0,6 do que nos concretos com fator a/c 0,5, tanto nos CCV quanto nos CAA (TAB. 4.21 e 4.22). Isto pode ser devido aos agregados graúdos absorverem parte da água na superfície do agregado reagindo com o cimento e formando cristais longos (C-H), que possuem menor resistência do que os cristais de C-H-S. Desta forma, a interface dos concretos com maior fator a/c tende a ser mais fraca do que a dos concretos com menor fator a/c . A energia liberada pelos CCV foi maior do que a dos CAA, indicando que os CAA possuem um comportamento mais frágil do que os CCV.

Os resultados obtidos nos CCV e nos CAA parecem indicar tendências importantes para a compreensão do comportamento desses concretos quando submetidos a um processo de fissuração. Dentre essas tendências, podem ser destacadas:

- a) A inclinação do ramo ascendente das curvas carga-*CMOD* dos CAA foi menor do que a dos CCV. Este resultado concorda com os valores de módulo de elasticidade, que foram menores nos CAA.
- b) Foi proposta uma equação para se estimar o valor do módulo de elasticidade do CAA (Eq. 4.2). Esta equação apresentou uma boa correlação com os valores de módulo dos CAARFA, com menos de 1,0 % de fibras. Entretanto, é necessário testar com outros níveis de resistência à compressão, bem como com outros tipos de mistura visando comprovar a eficácia desta equação para prever o módulo de elasticidade do CAA.
- c) Os CAA possuem um comportamento mais frágil do que os CCV, o que pode ser observado tanto nos resultados do Método de Dois Parâmetros quanto no Método do Efeito de Tamanho. Os resultados da emissão acústica também demonstraram isso. Muito provavelmente, esse comportamento mais frágil está correlacionado à menor quantidade de agregados nos CAA e/ou à melhoria das propriedades da interface, devido à utilização de uma areia corretora.
- d) Considerando-se a influência das variáveis de interesse nos CCV, nota-se, baseado no Método de Dois Parâmetros, que variação da resistência à compressão afetou de forma significativa os valores de K_{IC} e o comprimento característico (Q). O incremento de resistência à compressão levou a uma redução nos valores de K_{IC} e de Q . A granulometria mostrou-se significativa tanto nos valores de $CTOD_C$ quanto nos valores de Q . A variação da granulometria mais fina para outra mais grossa provocou um aumento nos valores de $CTOD_C$ e Q . Por outro lado, o diâmetro máximo do agregado somente mostrou influência significativa nos valores de Q . Um aumento no diâmetro máximo de 12 para 20 mm levou a uma elevação nos valores de Q .
- e) A influência das variáveis de interesse nos CAA, baseada no Método dos Dois Parâmetros, indica que a variação do diâmetro máximo do agregado foi significativa nos valores de K_{IC} e de $CTOD_C$. O aumento do diâmetro máximo do agregado de 12 mm para 20 mm levou a um incremento nos valores de K_{IC} e de

- $CTOD_C$. A granulometria também mostrou-se significativa tanto nos valores de $CTOD_C$ quanto nos valores de Q . A variação da granulometria fina para grossa provocou um aumento nos valores de $CTOD_C$ e Q .
- f) Considerando o Método dos Dois Parâmetros, nota-se que o comportamento do CAA, quando submetido a um processo de fissuração, mostrou-se semelhante ao do CCV, exceto pela influência da resistência à compressão, que apresentou tendências diferentes entre estes dois tipos de concreto.
 - g) Nos CAA, observou-se que a granulometria parece ter influenciado mais os parâmetros de fratura do que as demais variáveis. A granulometria mais fina contribuiu para a redução da energia de fratura, tornando os concretos mais frágeis. A variação do diâmetro máximo do agregado de 12 para 20 mm também provocou uma redução da energia de fratura.
 - h) Uma redução no comprimento da ZPF correspondeu a uma redução nos valores de energia de fratura, entretanto, esta redução de energia de fratura não é proporcional à redução no valor da ZPF.
 - i) A adição de finos ao concreto melhora as propriedades da interface, deixando o concreto mais frágil, tendo sido observada uma maior incidência de ruptura de grãos de agregado durante a propagação das trincas. Isto pode ser observado comparando-se os CAA com os CCV.
 - j) O processo de formação das microtrincas e da ZPF inicia-se primeiro nos concretos mais rígidos, ou seja, em valores de cargas proporcionalmente menores.

4.2.2 Parâmetros de fratura do CCVRFA e do CAARFA

A seguir, são apresentados os resultados obtidos nos ensaios realizados com as vigas de concreto reforçado com fibras de aço, segundo a TC 162-TDF (2002). Posteriormente, foi avaliada a influência do tamanho das vigas nos resultados de resistência residual, e estimou-se o comprimento da ZPF dos CCVRFA e dos CAARFA, a partir dos resultados de emissão acústica e da correlação de imagens.

4.2.2.1 Especificação TC 162-TDF (UNE-14651)

A caracterização mecânica dos concretos reforçados com fibras de aço, quando submetidos a um processo de fissuração, foi feita por meio da determinação da resistência residual (f_{Ri}). As resistências residuais foram determinadas a partir das curvas carga-*CMOD*, obtidas nos ensaios de flexão de vigas em três pontos com entalhe no meio do vão. As vigas utilizadas nesse método foram as vigas Tipo 1 (altura de 150 mm, largura de 150 mm e comprimento de 600 mm). No total foram ensaiados 3 exemplares de vigas para cada um dos tipos de concreto.

O concreto reforçado com fibras de aço comporta-se de modo mais dúctil ou mais frágil, dependendo da quantidade de fibras, do comprimento das fibras, do tipo de ancoragem e, principalmente, da esbeltez das fibras. Na FIG. 4.53 apresentam-se as curvas completas de carga-*CMOD* obtidas nos ensaios das vigas Tipo 1 dos CCVRFA e dos CAARFA. Nestas curvas observa-se que o ensaio foi finalizado com valores de *CMOD* de aproximadamente 20 mm.

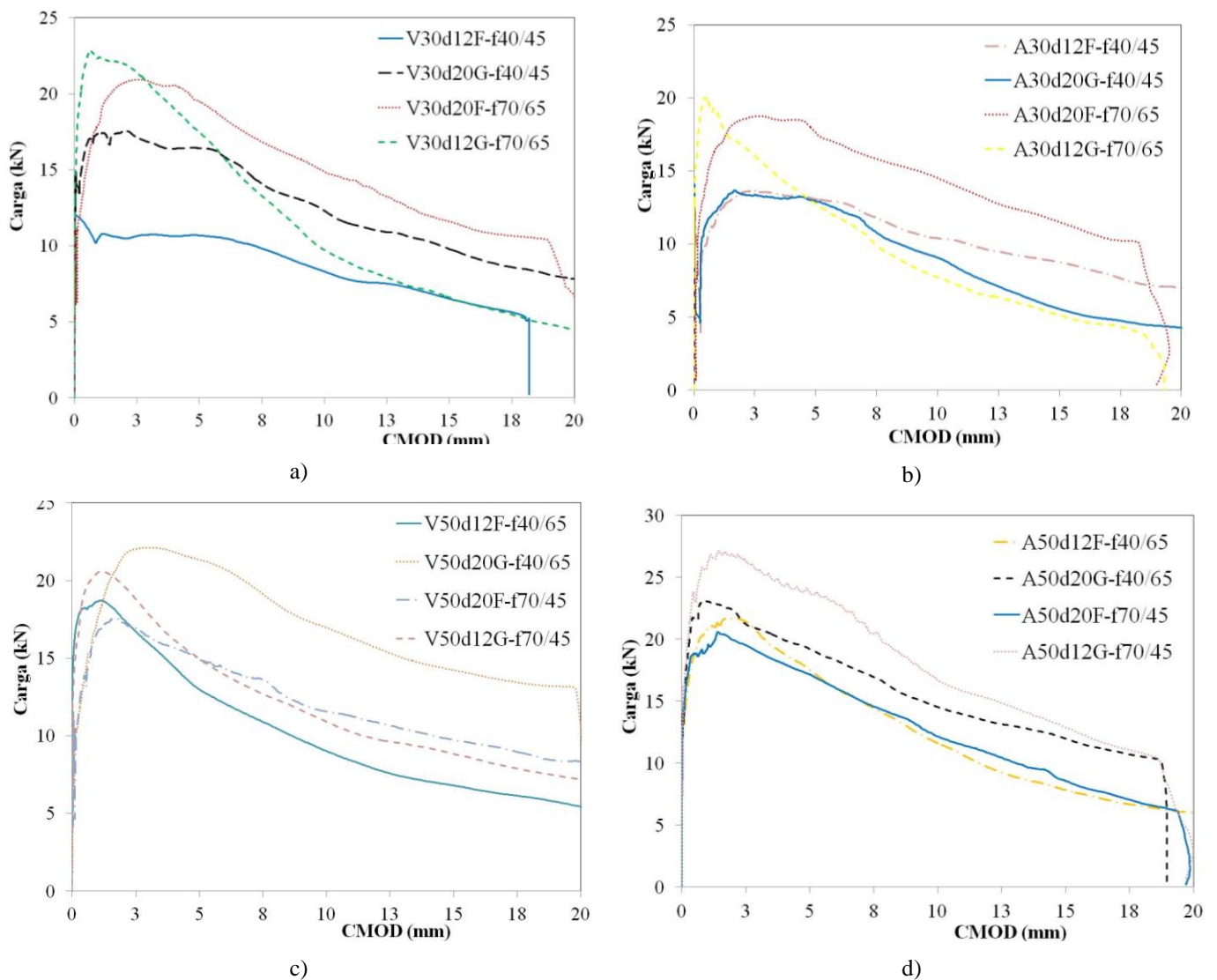


Figura 4.53. Curvas carga-CMOD das vigas Tipo 1 (a) CCVRFA de resistência alvo de dosagem à compressão de 30 MPa (b) CAARFA de resistência alvo de dosagem à compressão de 30 MPa (c) CCVRFA de resistência alvo de dosagem à compressão de 50 MPa (d) CAARFA de resistência alvo de dosagem à compressão de 50 MPa.

Na FIG. 4.53, nota-se que o comportamento das vigas de CAARFA foi equivalente ao das vigas de CCVRFA.

O V30d12G-f70/65 apresentou comportamento mais frágil dentre todos concretos apresentados na FIG. 4.53 (a), enquanto o V30d20F-f70/65 apresentou comportamento mais dúctil. Estes dois concretos (V30d20F-f70/65 e V30d12G-f70/65) possuíam 70 kg/m^3 de fibras, o que pode ter contribuído, para uma carga máxima maior do que a dos demais concretos. BENCARDINO (2010) observou uma elevação da carga máxima devido ao

aumento na quantidade de fibras. Outro fator, que parece ter influenciado no comportamento destes concretos, foi o comprimento das fibras. O comprimento das fibras utilizadas no V30d12G-f70/65 foi de 40 mm (fibras 65/40), enquanto o comprimento das fibras usadas no V30d20F-f70/65 foi de 60 mm (fibras 65/60). O comprimento das fibras utilizadas no V30d12F-f40/45 e no V30d20G-f40/45 foi de 50 mm (fibras 45/50). As fibras mais curtas tendem a serem arrancadas mais rapidamente do que as fibras mais longas, o que poderia explicar o comportamento mais frágil do V30d12G-f70/65 em relação aos demais concretos. O V30d20G-f40/45 comportou-se de modo mais frágil do que o V30d12F-f40/45; provavelmente, isso ocorreu devido à granulometria mais fina do V30d12F-f40/45, que proporcionou uma melhor aderência das fibras à pasta de cimento, dificultando o arrancamento das fibras durante a propagação da fissura. De um modo geral, os concretos com granulometria mais grossa tiveram um comportamento mais frágil, isto pode ser um indício de que para fatores a/c elevados (a/c de 0,6) a granulometria mais fina contribui para a melhoria da aderência entre as fibras e a pasta de cimento. Os concretos com uma maior quantidade de fibras por metro cúbico e com fibras de fator de forma igual a 65 apresentaram valores de carga máxima mais elevados.

Na FIG. 4.53 (b), nota-se que o comportamento dos CAARFA foi equivalente ao comportamento dos CCVRFA apresentados na FIG. 4.53 (a). Assim nota-se que as variáveis de interesse influenciaram de mesmo modo os CCVRFA e os CAARFA, apresentados nas FIG. 4.53 (a) e (b).

Na FIG. 4.53 (c), observa-se que o comportamento do V50d12F-f40/65 foi mais frágil do que o comportamento dos demais concretos, provavelmente, isto pode ter ocorrido devido ao menor comprimento das fibras utilizadas nesse concreto, 40 mm (fibras 65/40) e a menor quantidade de fibras, 40 kg/m^3 , em relação ao V50d20F-f70/45 e ao V50d12G-f70/45, que possuíam 70 kg/m^3 de fibras. O V50d20G-f40/65 apresentou comportamento mais dúctil do que o comportamento dos demais concretos. Isso ocorreu provavelmente devido ao comprimento das fibras utilizadas nesse concreto, que foi igual a 60 mm, e ao fator de forma das fibras, que foi de 65 (fibras 65/60). As fibras utilizadas no V50d20F-f70/45 e V50d12G-f70/45 possuíam comprimento de 50 mm e fator de forma igual a 45 (fibras 45/50). Embora o V50d20F-f70/45 e o V50d12G-f70/45 possuísem

70 kg/m³ de fibras, estes concretos se comportaram de modo mais frágil do que o V50d20G-f40/65, que possuía 40 kg/m³ de fibras; demonstrando a importância do comprimento e do fator de forma das fibras no comportamento dos concretos. O V50d12G-f70/45 comportou-se de modo mais dúctil do que o V50d20F-f70/45. Como estes dois concretos possuíam a mesma quantidade de fibras e o mesmo tipo de fibras, fibras 45/50, provavelmente, o diâmetro máximo do agregado e/ou a resistência à compressão podem ter influenciado no comportamento desses concretos. O diâmetro máximo do agregado utilizado no V50d12G-f70/45 foi de 12 mm, enquanto o usado no V50d20F-f70/45 foi de 20 mm, dessa forma, a relação comprimento das fibras pelo diâmetro máximo do agregado foi maior no V50d12G-f70/45. A resistência à compressão do V50d12G-f70/45 foi superior à resistência à compressão do V50d20F-f70/45; o aumento da resistência pode ter elevado a resistência da interface fibra-matriz, dificultando o arrancamento das fibras.

Na FIG. 4.53 (d), nota-se que o A50d12G-f70/45 foi o concreto que apresentou maior valor de carga. Esse concreto possuía 70 kg/m³ de fibras e diâmetro máximo do agregado de 12 mm. O A50d12F-f40/65 apresentou comportamento mais frágil do que os demais concretos, provavelmente isto pode ter ocorrido devido ao menor comprimento das fibras utilizadas nesse concreto, 40 mm. Os concretos com 70 kg/m³ de fibras, A50d20F-f70/45 e A50d12G-f70/45, apresentaram comportamento mais dúctil do que o dos demais concretos, até aproximadamente o *CMOD* de 5 mm. Após essa abertura, o A50d20G-f40/65 passou a comportar-se de modo mais dúctil. Isso ocorreu, provavelmente, devido ao comprimento das fibras utilizadas nesse concreto, que foi de 60 mm, e ao fator de forma das fibras, que foi de 65, enquanto as fibras utilizadas no A50d20F-f70/45 e A50d12G-f70/45 tinham comprimento de 50 mm e fator de forma igual a 45.

A relação entre diâmetro máximo do agregado e comprimento das fibras, foi maior ou igual a três, para as fibras com fator de forma igual a 65, por isso, foram utilizadas fibras com comprimento igual a 40 mm, nos concretos com diâmetro máximo do agregado de 12 mm, enquanto nos concretos com diâmetro máximo do agregado de 20 mm, utilizaram-se fibras com comprimento igual à 60 mm. Nota-se que o comprimento das fibras influenciou de modo significativo no comportamento destes concretos.

Nas FIG. 4.54 (a) e (c) apresentam-se as curvas carga-*CMOD* das vigas do Tipo 1 dos CCVRFA, e nas FIG. 4.54 (b) e (d) as curvas carga-*CMOD* das vigas do Tipo 1 dos CAARFA. Estas curvas são, normalmente, utilizadas nos cálculos da resistência no limite de proporcionalidade e das resistências residuais dos concretos reforçados com fibras de aço, por isso as mesma apresentam-se somente até o *CMOD* de 4 mm.

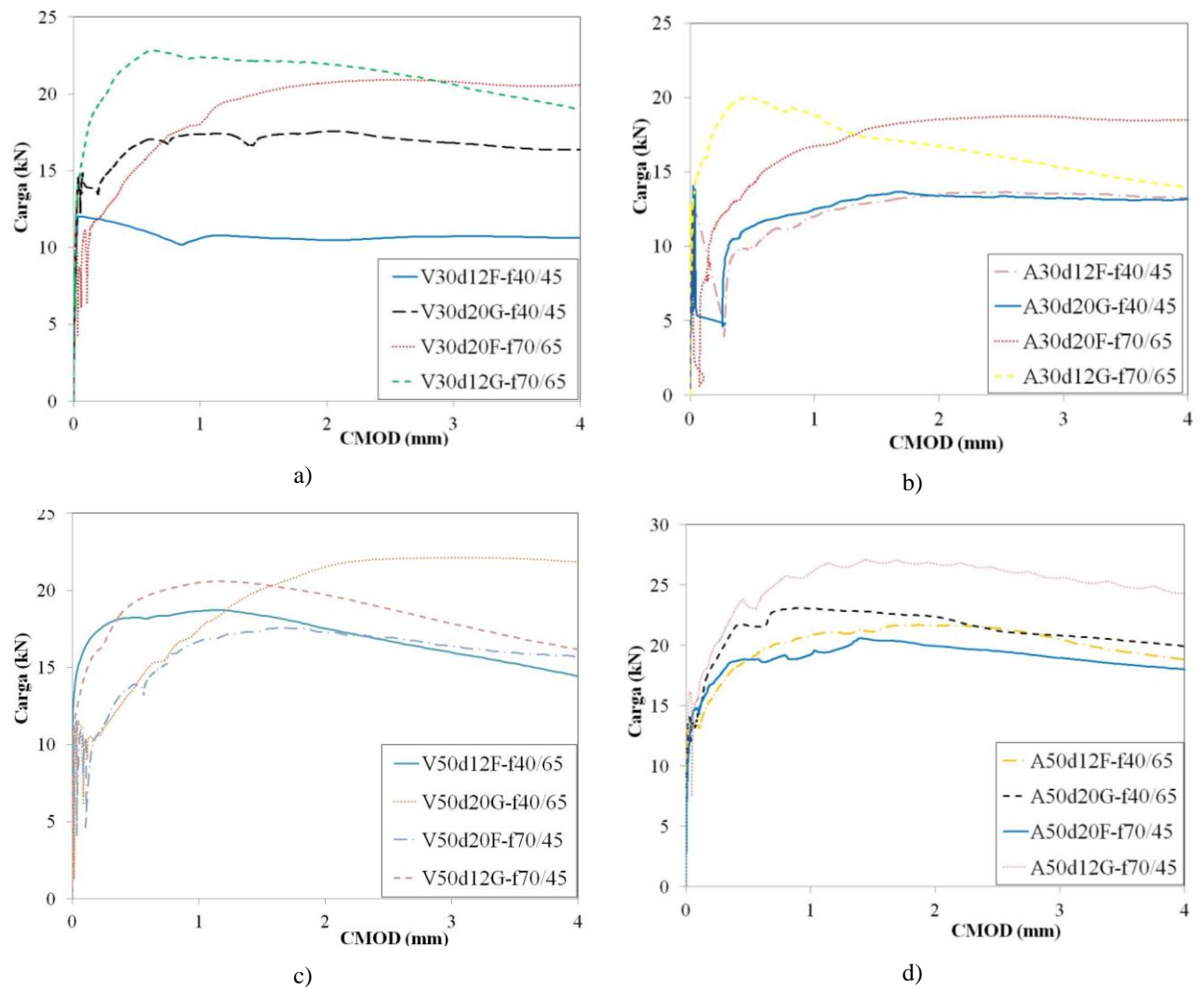


Figura 4.54. (a) Curva carga-*CMOD* das vigas Tipo 1 dos CCVRFA com resistência à compressão de 30 MPa (b) Curva carga-*CMOD* das vigas Tipo 1 dos CAARFA com resistência à compressão de 30 MPa (c) Curva carga-*CMOD* das vigas Tipo 1 dos CCVRFA com resistência à compressão de 50 MPa (d) Curva carga-*CMOD* das vigas Tipo 1 dos CAARFA com resistência à compressão de 50 MPa

As resistências residuais foram determinadas a partir das cargas correspondentes aos seguintes valores de abertura da boca da trinca (*CMOD*): 0,5; 1,5; 2,5 e 3,5 mm. A resistência no limite de proporcionalidade foi calculada a partir da carga máxima (F_L)

observada no intervalo de abertura da boca da trinca de 0,00 a 0,05 mm. Nesse intervalo de *CMOD*, observa-se que a carga aumenta com o incremento de *CMOD*. No intervalo de 0,05 a 0,3 mm de *CMOD*, observa-se uma ligeira redução da carga com o incremento de *CMOD* na maioria dos concretos, entretanto, essa redução foi mais significativa nos concretos com resistência à compressão alvo de dosagem de 30 MPa e 40 kg/m³ de fibras, e nos concretos com resistência à compressão alvo de dosagem de 50 MPa e 40 kg/m³ de fibras. Neste estágio, nota-se a formação e o início da propagação da trinca na região à frente do entalhe na matriz de concreto, logo, tem-se a transferência das tensões de tração da matriz de concreto para as fibras de aço. A força transferida para cada fibra aumenta com o aumento da resistência do concreto e diminui com o aumento da quantidade de fibras. Após o estágio de transferência de tensão, um novo estágio inicia-se com o aumento da capacidade de carga; isto ocorre em valores de *CMOD* maiores do que 0,3 mm, devido a uma efetiva contribuição das fibras de aço aos mecanismos de tenacidade da matriz de concreto. Nos concretos V30d12F-f40/45, V30d20G-f40/45, A30d12F-f40/45 e A30d20G-f40/453, o aumento da capacidade de carga foi menor do que nos dos demais concretos. À medida que o *CMOD* se aproximou de 1,0 mm, a carga começou a diminuir gradualmente, na maioria dos concretos. Entretanto, nos concretos V50d12F-f40/65, V30d12G-f70/65, A50d12F-f40/65 e A30d12G-f70/65, que possuem fibras com comprimento de 40 mm, essa diminuição foi mais acentuada. Os concretos reforçados com fibras de aço, cujo comprimento das fibras era de 60 mm, praticamente não apresentaram esta redução gradual da carga após o *CMOD* de 1,0 mm.

As TAB. 4.23 e 4.24 apresentam os valores médios das resistências residuais (f_{Ri}) e a resistência no limite de proporcionalidade ($f_{ct,L}$), obtidos nos ensaios das vigas Tipo 1, dos CCVRFA e dos CAARFA, respectivamente. O desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV) também são apresentados nas TAB. 4.23 e 4.24.

A dispersão observada nos valores do desvio padrão (DP) e do coeficiente de variação (CV) pode ser atribuída à quantidade, orientação e grau de mobilização das fibras ao longo da seção fraturada (RILEM TC 162-TDF, 2002). O tipo de vibração, até mesmo a ausência de vibração, no caso dos concretos autoadensáveis, também pode influenciar nos valores de CV.

Tabela 4.23. Resultados médios de resistência limite de proporcionalidade e resistência residual dos CCVRFA.

Tipo de concreto	Resist. (MPa)	f_{ctL}	f_{R1}	f_{R2}	f_{R3}	f_{R4}
V30d12F-f40/45	Média	3,51	3,09	2,89	2,88	2,87
	DP	0,14	0,32	0,34	0,36	0,38
	CV	4%	10%	12%	12%	13%
V30d20G-f40/45	Média	4,48	4,15	3,93	3,72	3,55
	DP	0,5	0,85	1,23	1,46	1,43
	CV	11%	20%	31%	39%	40%
V50d12F-f40/65	Média	4,14	3,83	4,42	4,2	3,89
	DP	0,5	1,73	1,18	0,9	0,76
	CV	12%	45%	27%	21%	19%
V50d20G-f40/65	Média	2,96	3,17	4,55	4,93	4,96
	DP	0,29	0,41	0,59	0,69	0,59
	CV	10%	13%	13%	14%	12%
V50d20F-f70/45	Média	3,31	4,85	5,12	4,87	4,56
	DP	0,45	0,65	0,51	0,21	0,32
	CV	14%	14%	10%	4%	7%
V50d12G-f70/45	Média	3,82	4,92	5,44	5,35	4,74
	DP	0,31	0,88	0,65	0,34	0,43
	CV	8%	18%	12%	6%	9%
V30d20F-f70/65	Média	2,61	4,43	5,87	6,28	6,24
	DP	0,25	0,3	0,6	0,7	0,75
	CV	10%	7%	10%	11%	12%
V30d12G-f70/65	Média	5,10	6,20	5,99	5,59	5,05
	DP	1,28	0,81	0,72	0,72	0,50
	CV	25%	13%	12%	13%	10%

Nas TAB. 4.23 e 4.24, os coeficientes de variação (CV) referentes aos parâmetros de resistência dos CCVRFA situaram-se no intervalo entre 4 a 45%, enquanto nos CAARFA, os CV ficaram no intervalo de 4 a 27%. Esses valores de CV são coerentes com os valores encontrados por ARANGO (2008) e por CUNHA (2010). O fluxo do concreto autoadensável na fôrma tende a orientar as fibras no sentido perpendicular ao fluxo e paralelo a fôrma. Essa orientação das fibras pode explicar a menor dispersão dos valores de CV dos CAARFA, em relação à dispersão dos CCVRFA.

Tabela 4.24. Resultados médios de resistência limite de proporcionalidade e resistência residual dos CAARFA.

Tipo de concreto	Resist. (MPa)	f_{ctL}	f_{R1}	f_{R2}	f_{R3}	f_{R4}
A30d12F-f40/45	Média	3,26	2,67	3,34	3,43	3,35
	DP	0,44	0,32	0,55	0,67	0,71
	CV	13%	12%	16%	20%	21%
A30d20G-f40/45	Média	4,15	3,32	3,99	3,95	3,91
	DP	0,33	0,3	0,4	0,45	0,5
	CV	8%	9%	10%	11%	13%
A50d12F-f40/65	Média	4,38	5,79	6,11	6,19	5,66
	DP	0,31	0,57	0,67	0,74	0,67
	CV	7%	10%	11%	12%	12%
A50d20G-f40/65	Média	3,90	5,69	6,09	5,63	5,28
	DP	0,39	0,91	0,69	1,04	0,89
	CV	10%	16%	11%	18%	17%
A50d20F-f70/45	Média	4,23	5,59	6,27	5,98	5,55
	DP	0,29	0,3	0,4	0,45	0,5
	CV	7%	5%	6%	8%	9%
A50d12G-f70/45	Média	4,88	7,28	8,18	8,01	7,67
	DP	0,24	0,3	0,4	0,45	0,5
	CV	5%	4%	5%	6%	7%
A30d20F-f70/65	Média	4,13	5,78	6,87	7,12	7,09
	DP	0,16	1,59	1,53	1,51	1,49
	CV	4%	27%	22%	21%	21%
A30d12G-f70/65	Média	4,08	5,42	4,91	4,69	4,37
	DP	0,24	0,51	0,35	0,21	0,15
	CV	6%	9%	7%	4%	4%

Somente serão analisados os valores de f_{R1} e f_{R4} , que correspondem às análises, tendo em vista verificações em relação ao estado limite de utilização e estado limite último, respectivamente, previstas nas normas de projeto com este tipo de concreto, conforme descrito pela TC 162-TDF (2002). As variações dos valores médios de f_{R1} e f_{R4} em relação aos respectivos valores de resistência à compressão, à resistência à tração e ao módulo de elasticidade para cada tipo de concreto, são apresentadas nas FIG. 4.55, 4.57 e 4.58, respectivamente.

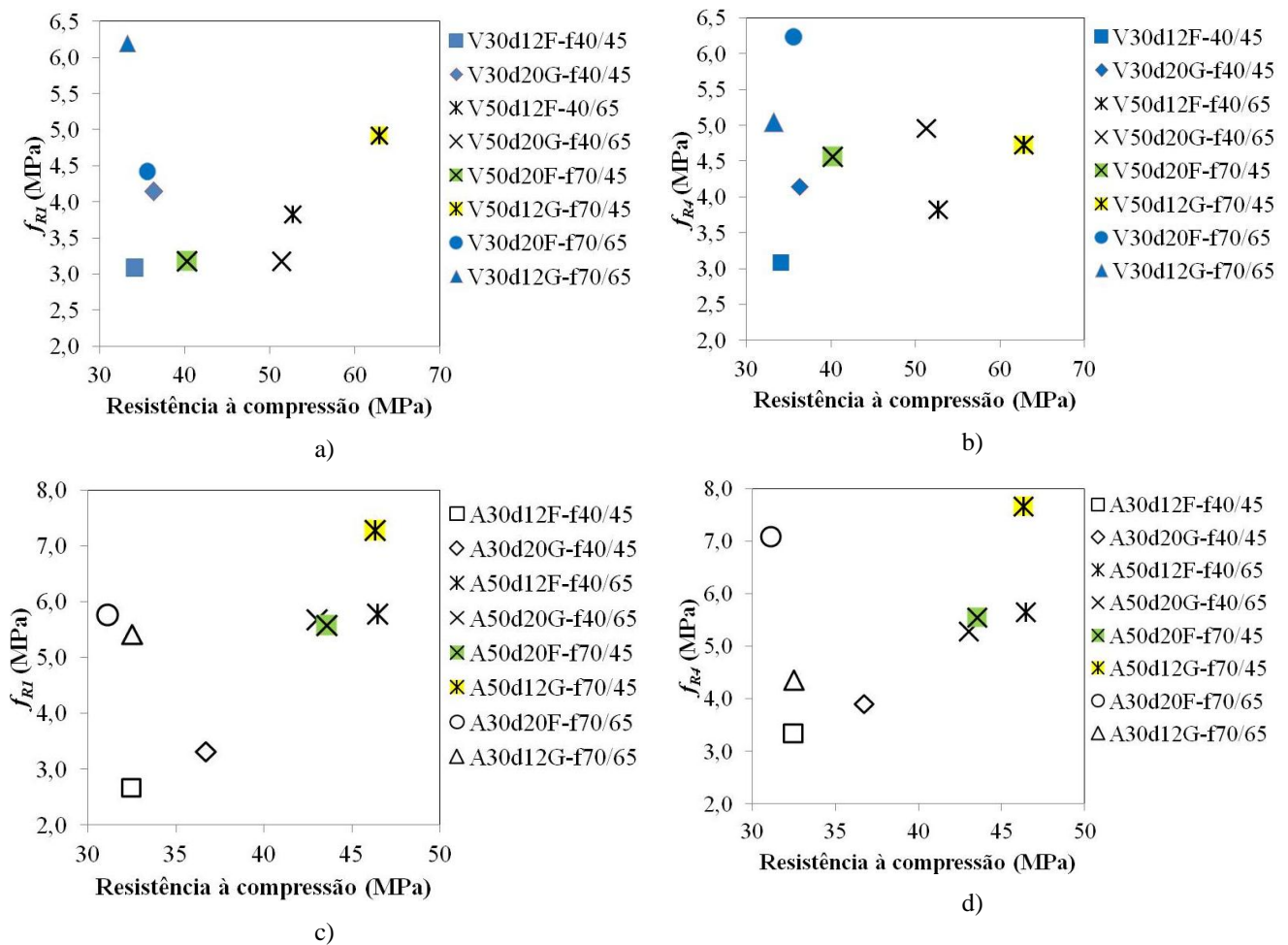


Figura 4.55. Valores médios de f_{RI} e f_{RA} versus resistência à compressão dos CCVRFA (a) f_{RI} versus resistência à compressão (b) f_{RA} versus resistência à compressão dos CCVRFA (c) f_{RI} versus resistência à compressão dos CAARFA (d) f_{RA} versus resistência à compressão dos CAARFA.

Na FIG. 4.55 (a), observa-se que os concretos com quantidade de fibras de 70 kg/m^3 apresentaram valores de f_{RI} maiores do que os concretos com 40 kg/m^3 de fibras. Assim, a quantidade de fibras foi, possivelmente, a variável mais significativa na resistência residual, f_{RI} , dos CCVRFA. O aumento da quantidade de fibras proporcionou maior distribuição de tensão entre as fibras, diminuindo, assim a tensão solicitante em cada fibra, evitando a ruptura das fibras durante a abertura da fissura. CUNHA (2010) observou que as fibras se rompiam durante a propagação da trinca em concretos reforçados com 30 kg/m^3 de fibras, enquanto as fibras eram arrancadas nos concretos reforçados com 45 kg/m^3 de fibras.

Nota-se também na FIG. 4.55 (a), que no V30d12G-f70/65 e no V50d12F-f40/65 foram utilizadas fibras 65/40, que possuem maior superfície de contato do que as fibras 65/60 e 45/50, usadas nos demais concretos. Esta maior superfície de contato pode ter influenciado nos valores da resistência residual, f_{RI} , do V30d12G-f70/65 e do V50d12F-f40/65, que foram maiores do que os valores de f_{RI} do V30d20F-f70/65 e do V50d20G-f40/65, respectivamente. Uma maior superfície de contato entre a fibra e a pasta de cimento produz uma zona de transição mais densa, conseqüentemente, com menos vazios, podendo elevar a sua resistência. A zona de transição mais densa pode ainda contribuir para a melhoria da ancoragem das fibras e do atrito na interface entre a fibra e a pasta de cimento. Durante o processo de arrancamento das fibras, os ganchos de ancoragem das fibras tendem a retificar (FIG. 4.56). Após a perda do gancho de ancoragem, a resistência das fibras ao arrancamento passa a depender apenas do atrito entre as fibras e a pasta de cimento e ao respectivo comprimento de ancoragem das fibras.

A granulometria também pode ter influenciado nos valores de resistência residual. Segundo PONCE (2010), a granulometria mais grossa, com o aumento da quantidade de agregados graúdos, reduz a mobilidade potencial das fibras, provocando o agrupamento e uma maior interação entre as fibras, entretanto, o referido autor afirma que isso tende a diminuir a eficácia das fibras, reduzindo a resistência residual. CUNHA (2010) afirma que uma maior interação entre as fibras pode gerar um processo de “costura” de uma fibra com outra, aumentando a resistência ao arrancamento das fibras, e conseqüentemente, elevando a resistência residual. Na FIG. 4.55 (a), nota-se que em geral os concretos com granulometria grossa, apresentaram valores de f_{RI} maiores do que os concretos com granulometria fina e de mesma quantidade de fibras.

O V30d12G-f70/65 apresentou valor médio de f_{RI} maior do que todos os demais concretos. Isto pode ter ocorrido, devido à associação de fatores, tais como a quantidade de fibras, 70 kg/m³, ao fator de forma das fibras, 65, à maior superfície de contato das fibras, ao diâmetro máximo do agregado de 12 mm e granulometria grossa.

Os CCVRFA com fator a/c de 0,6, apresentaram valores de resistência residual, f_{RI} , equivalentes aos CCVRFA com fator a/c de 0,5. Isso pode ter ocorrido, devido ao aumento

da fragilidade da interface fibra-matriz, observada com a redução do fator a/c de 0,6 para 0,5. Segundo BANTHIA e TROTTIER (1994), a tenacidade diminui com a redução do fator a/c , devido ao aumento da fragilidade da interface entre fibra-matriz.

Na FIG. 4.55 (b), não foi possível estabelecer uma relação entre a resistência à compressão e a resistência residual, f_{R4} . Nota-se também nessa figura, que o concreto V30d20F-f70/65 com fibras 65/60, apresentou resistência residual f_{R4} superior a dos demais concreto, isto pode ter ocorrido devido ao comprimento das fibras utilizadas nesse concreto, ter sido maior do que o comprimento das fibras usadas nos demais concretos. As fibras mais longas possuem maior comprimento de ancoragem, dificultando o arrancamento das fibras durante a propagação da fissura.

A granulometria mais grossa também parece ter influenciado nos valores de f_{R4} . O V30d20G-f40/45, com granulometria mais grossa, apresentou valor médio de f_{R4} 24% superior ao do V30d12F-f40/45, que possui granulometria mais fina, enquanto o V50d12G-f70/45, com granulometria mais grossa, apresentou f_{R4} médio superior em 4% ao do V50d20F-f70/45, que possui granulometria mais fina.

Nos CAARFA, FIG. 4.55 (c), os valores de f_{R1} foram maiores nos concretos com 70 kg/m^3 de fibras. Nos CAARFA, a esbeltez das fibras parece ter influenciado mais do que nos CCVRFA; isto pode ter ocorrido devido à maior densidade da matriz cimentícia dos CAARFA, que pode proporcionar melhor aderência dos ganchos de ancoragem das fibras à matriz cimentícia. CUNHA (2010) observou que as fibras de aço nos concretos autoadensáveis eram totalmente envolvidas pela matriz cimentícia, principalmente, na região dos ganchos, enquanto que, nos concretos convencionais reforçados com fibras de aço, havia vazios na região dos ganchos. Ainda na FIG. 4.55 (c), observa-se a tendência do incremento da resistência residual f_{R1} com o aumento da resistência à compressão.

Na FIG. 4.55 (d), nota-se, que a resistência residual, f_{R4} , foi influenciada pela quantidade de fibras. O concreto A50d12G-f70/45 que possuía maior quantidade de fibras, 70 kg/m^3 , além de resistência à compressão superior à dos demais concretos, isto pode ter

influenciado, para que os valor médio de f_{Rd} para este concreto, fosse superior ao dos demais CAARFA.



Figura 4.56. Superfície fraturada mostrando fibras retificadas por arrancamento.

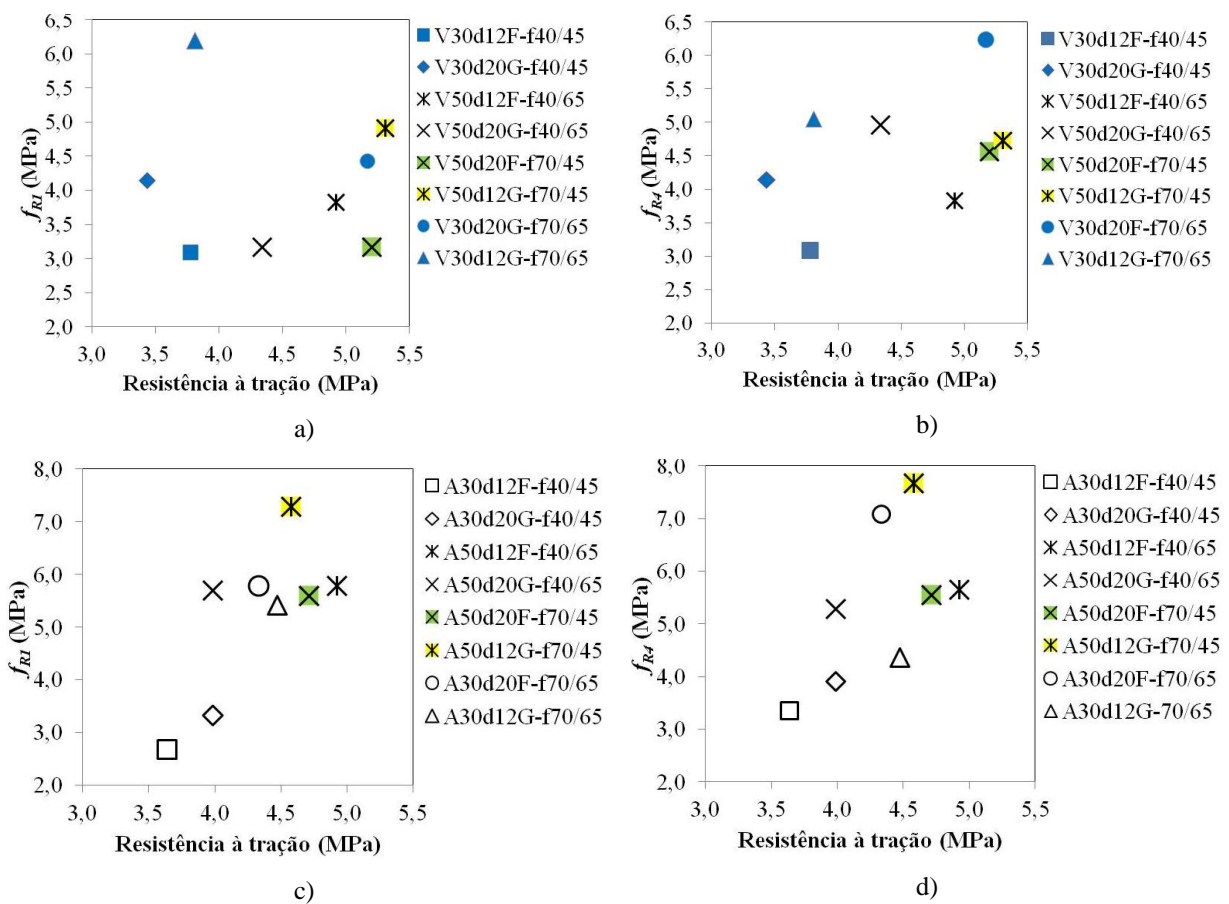


Figura 4.57. (a) f_{Rd} versus resistência à tração dos CCVRFA (b) f_{Rd} versus resistência à tração dos CCVRFA (c) f_{Rd} versus resistência à tração dos CAARFA (d) f_{Rd} versus resistência à tração dos CAARFA.

Na FIG. 4.57 (a) apresentam-se os gráficos de resistência residual f_{RI} e f_{R4} em comparação com a resistência à tração para cada tipo de concreto. Observa-se que a resistência à tração, aparentemente, não influenciou nos valores de f_{RI} dos CCVRFA. A quantidade de fibras foi a variável que mais influenciou na resistência residual, f_{RI} , dos CCVRFA, pois os CCVRFA com 70 kg/m^3 de fibras apresentaram valores de f_{RI} superiores aos dos CCVRFA com 40 kg/m^3 de fibras, exceto o concreto V50d20F-f70/45. O aumento da quantidade de fibras proporciona uma melhor distribuição de tensão entre as fibras, evitando a ruptura das fibras durante a abertura da trinca.

Na FIG. 4.57 (b), observa-se uma ligeira tendência do aumento da resistência residual, f_{R4} , com o incremento da resistência à tração. Isto pode ter ocorrido, devido à resistência à tração contribuir para o aumento da rigidez da matriz cimentícia, melhorando a aderência das fibras e dos ganchos de ancoragem. Quanto maior a resistência à tração, mais difícil será o arrancamento das fibras do concreto, pois não haverá ruptura do concreto, principalmente, na região dos ganchos, fazendo com que as fibras se rompam ou se retifiquem.

Nos CAARFA, FIG. 4.57 (c) e (d), observa-se claramente a tendência do aumento da resistência residual, f_{RI} e f_{R4} , com o incremento da resistência à tração. Conforme mencionado anteriormente, quanto maior a resistência à tração, mais difícil será o arrancamento das fibras do concreto.

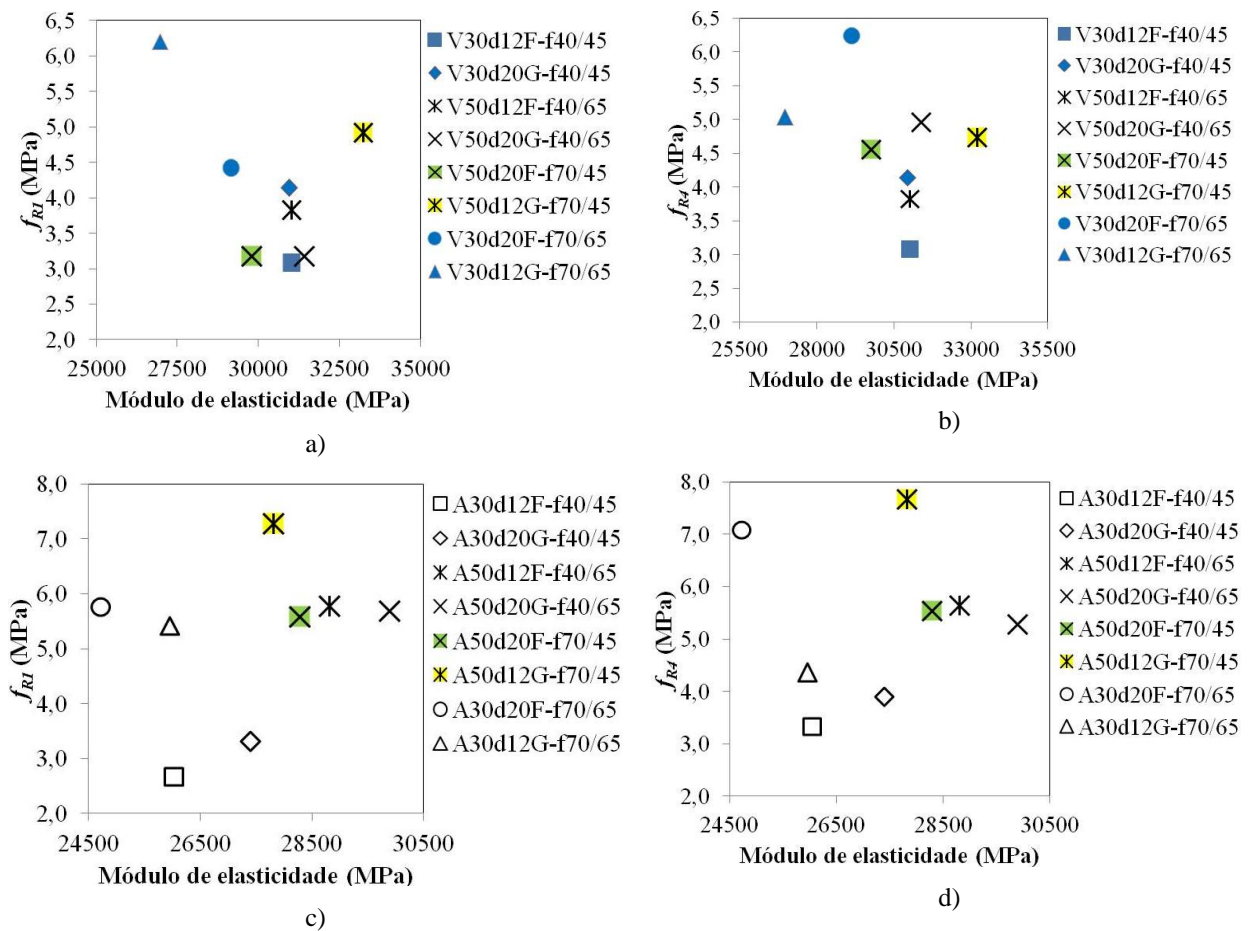


Figura 4.58. (a) f_{RI} versus módulo de elasticidade dos CCVRFA (b) f_{R4} versus módulo de elasticidade dos CCVRFA (c) f_{RI} versus módulo de elasticidade dos CAARFA (d) f_{R4} versus módulo de elasticidade dos CAARFA.

Na FIG. 4.58 (a) e (b) apresenta-se a comparação dos parâmetros de resistência residual, f_{RI} e f_{R4} , com módulo de elasticidade. Não foi possível estabelecer uma relação entre a resistência residual, f_{RI} e f_{R4} , com o módulo de elasticidade. Além disto, nota-se, que os concretos com maior quantidade de fibras, 70 kg/m^3 , apresentaram valores de resistência residual, f_{RI} e f_{R4} , maiores do que os demais concretos, independentemente do valor do módulo de elasticidade. O aumento na quantidade de fibras proporcionou uma melhor distribuição da tensão entre as fibras ao longo da superfície transversal do concreto; conseqüentemente, as deformações ao longo da superfície foram mais distribuídas e menos concentradas em uma única região, surgindo microfissuras distribuídas aleatoriamente. Essas microfissuras tendem a dissipar parte da energia aplicada à estrutura.

Na FIG. 4.58 (c) e (d), observa-se uma ligeira tendência do aumento da resistência residual, f_{RI} e f_{RA} , com o incremento do módulo de elasticidade, diferentemente do observado nos CCVRFA. Provavelmente, isto ocorreu, devido à interface entre as fibras e à matriz cimentícia tender a ser mais rígida nos concretos autoadensáveis do que nos concretos convencionais, melhorando a aderência das fibras à matriz.

Para avaliar a influência das variáveis de interesse nos parâmetros de fratura dos concretos estudados, foi realizada a análise de variância (ANOVA). A TAB. 4.25 apresenta os resultados deste tratamento estatístico para os CCVRFA, baseados nos ensaios de 3 vigas para cada tipo de CCVRFA, considerando-se os valores da resistência no limite de proporcionalidade, f_{ctL} .

Tabela 4.25. Análise de variância (ANOVA) de f_{ctL} para os CCVRFA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Quantidade de fibras	1	0,0155	0,0155	0,0155	0,03	0,874
Fator de forma das fibras	1	0,0222	0,0222	0,0222	0,04	0,849
Resist. compressão	1	0,7957	0,7957	0,7957	1,33	0,263
Diâmetro máx.	1	3,9123	3,9123	3,9123	6,55	0,020
Granulometria	1	2,7948	2,7948	2,7948	4,68	0,044
Erro	18	10,7451	10,7451	0,5969		
Total	23	18,2857				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa da quantidade de fibras, do fator de forma das fibras e da resistência à compressão. Entretanto, o diâmetro máximo do agregado e a granulometria mostraram-se significativos. Como o valor de f_{ctL} representa o limite de proporcionalidade, pode-se considerar que, para o parâmetro f_{ctL} parece não haver influência das fibras no comportamento do concreto. No limite de proporcionalidade, o concreto reforçado com fibras de aço se comporta como se fosse um concreto sem fibras (RILEM TC 162-TDF, 2002). A FIG. 4.59 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{ctL} dos CCVRFA.

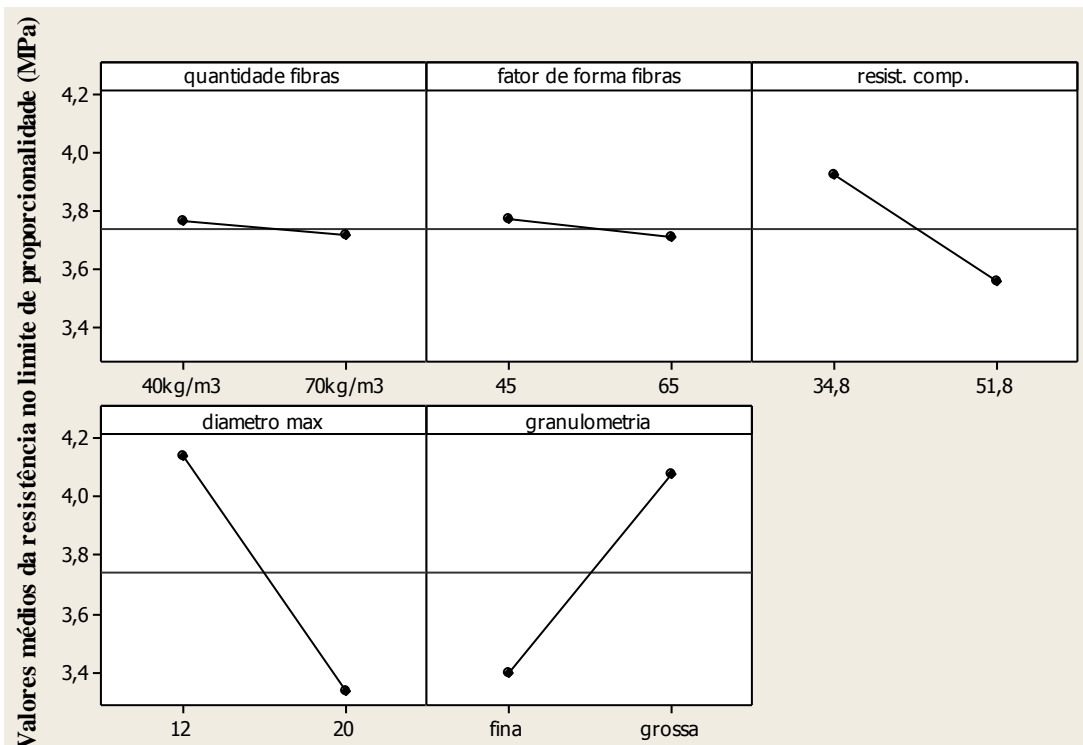


Figura 4.59. f_{ctL} médio dos CCVRFA versus variáveis de interesse.

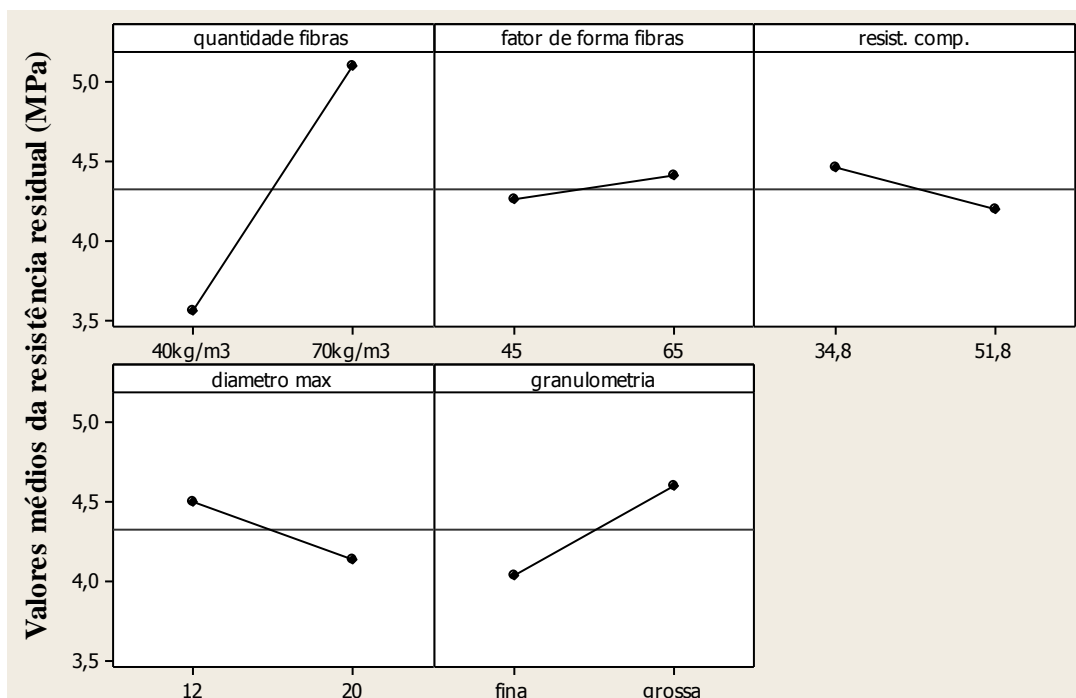
Na FIG. 4.59, observa-se que a granulometria mais grossa contribuiu para o aumento da f_{ctL} . O aumento do diâmetro máximo do agregado de 12 mm para 20 mm levou a uma redução nos valores de f_{ctL} . A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, assim como o processo pode ser considerado sob controle. Entretanto, a padronização normal apresentou uma ligeira dispersão, podendo-se observar alguns pontos *outlier*, denotando uma observação com larga padronização residual.

A TAB. 4.26 apresenta os resultados do tratamento estatístico para os CCVRFA, baseados nos ensaios de 3 vigas para cada tipo de CCVRFA, considerando-se os valores de f_{RI} .

Tabela 4.26. Análise de variância (ANOVA) de f_{RI} para os CCVRFA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P- Δ
Quantidade de fibras	1	14,1374	14,1374	14,1374	17,03	0,001
Fator de forma das fibras	1	0,1380	0,1380	0,1380	0,17	0,688
Resist. compressão	1	0,4428	0,4428	0,4428	0,53	0,475
Diâmetro máx.	1	0,7994	0,7994	0,7994	0,96	0,339
Granulometria	1	1,9154	1,9154	1,9154	2,31	0,146
Erro	18	14,9398	14,9398	0,8300		
Total	23	32,3727				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa do fator de forma das fibras, da resistência à compressão, do diâmetro máximo do agregado e da granulometria nos valores de f_{RI} . A quantidade de fibras foi a única variável significativa. A FIG. 4.60 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{RI} dos CCVRFA.

**Figura 4.60.** f_{RI} médio dos CCVRFA versus variáveis de interesse.

Na FIG. 4.60, observa-se que o aumento da quantidade de fibras contribuiu significativamente para o incremento de f_{R1} . A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, assim como, o processo pode ser considerado sob controle. Entretanto, a padronização normal apresentou uma larga padronização residual, com alguns pontos *outlier*.

A TAB. 4.27 apresenta os resultados do tratamento estatístico para os CCVRFA, baseados nos ensaios de 3 vigas para cada tipo de CCVRFA, considerando-se os valores de f_{R2} .

Tabela 4.27. Análise de variância (ANOVA) de f_{R2} para os CCVRFA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Quantidade de fibras	1	16,4507	16,4507	16,4507	37,68	0,005
Fator de forma das fibras	1	4,4634	4,4634	4,4634	10,22	0,05
Resist. compressão	1	0,2752	0,2752	0,2752	0,63	0,438
Diâmetro máx.	1	0,1926	0,1926	0,1926	0,44	0,515
Granulometria	1	0,9963	0,9963	0,9963	2,28	0,148
Erro	18	7,8593	7,8593	0,4366		
Total	23	30,2376				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa da resistência à compressão, do diâmetro máximo do agregado e da granulometria nos valores de f_{R2} . A quantidade de fibras foi a variável mais significativa, seguida do fator de forma das fibras. A FIG. 4.61 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R2} dos CCVRFA.

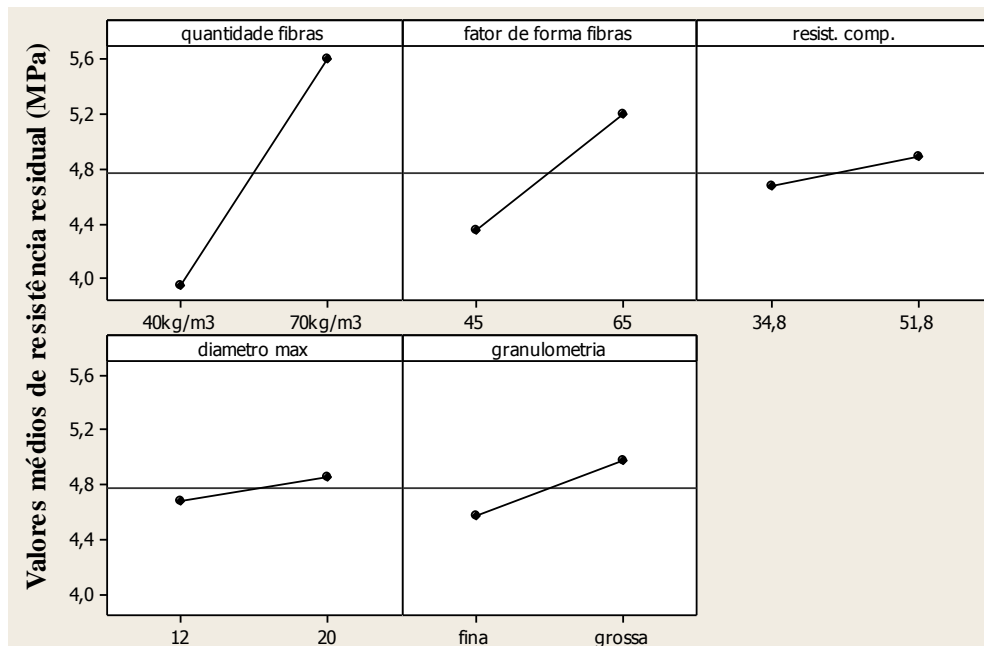


Figura 4.61. f_{R2} médio dos CCVRFA versus variáveis de interesse.

Na FIG. 4.61, observa-se que o aumento da quantidade de fibras contribuiu para o incremento de f_{R2} . As fibras com fator de forma de 65 também elevaram os valores de f_{R2} . A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, assim como o processo pode ser considerado sob controle. Entretanto, a padronização normal apresentou uma larga padronização residual, com alguns pontos *outlier*.

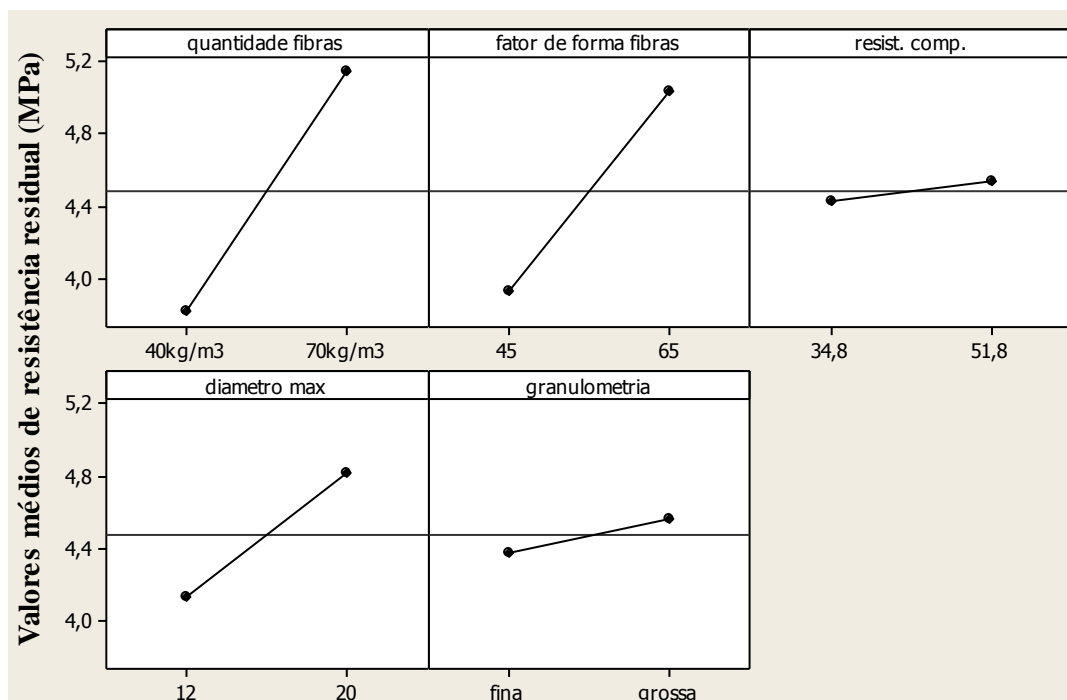
O tratamento estatístico da resistência residual f_{R3} dos CCVRFA, indicou que o comportamento das variáveis de interesse foi equivalente ao comportamento das variáveis do tratamento estatístico da resistência residual, f_{R2} .

A TAB. 4.28 apresenta os resultados da análise de variância (ANOVA) para os CCVRFA, baseados nos ensaios de 3 vigas para cada tipo de CCVRFA, considerando-se os valores de f_{R4} .

Tabela 4.28. Análise de variância (ANOVA) de f_{R4} para os CCVRFA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Quantidade de fibras	1	10,5205	10,5205	10,5205	24,61	0,0005
Fator de forma das fibras	1	7,2710	7,2710	7,2710	17,01	0,001
Resist. compressão	1	0,0805	0,0805	0,0805	0,19	0,669
Diâmetro máx.	1	2,8359	2,8359	2,8359	6,63	0,019
Granulometria	1	0,2147	0,2147	0,2147	0,50	0,488
Erro	18	7,6940	7,6940	0,4274		
Total	23	28,6167				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa da resistência à compressão e da granulometria. A quantidade de fibras foi a variável mais significativa, seguida do fator de forma das fibras e do diâmetro máximo do agregado. A FIG. 4.62 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R4} para os CCVRFA.

**Figura 4.62.** f_{R4} médio dos CCVRFA versus variáveis de interesse.

Na FIG. 4.62, observa-se que a maior quantidade de fibras contribuiu de forma significativa para o incremento de f_{R4} . As fibras com fator de forma de 65 também implicaram em tendência de elevação dos valores de f_{R4} , assim como, o aumento do diâmetro máximo do agregado de 12 mm para 20 mm. A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, assim como o processo pode ser considerado sob controle. Entretanto, a padronização normal apresentou uma larga padronização residual, com alguns pontos *outlier*.

A influência das variáveis de interesse nos parâmetros de fratura dos CAARFA foi analisada estatisticamente, por meio da análise da variância (ANOVA). A TAB. 4.29 apresenta os resultados deste tratamento estatístico para os CAARFA, baseados nos ensaios de 3 vigas para cada tipo de CAARFA, considerando-se os valores da resistência correspondente ao limite de proporcionalidade, f_{ctL} .

Tabela 4.29. Análise de variância (ANOVA) de f_{ctL} para os CAARFA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Quantidade de fibras	1	1,0292	1,0292	1,0292	3,75	0,067
Fator de forma das fibras	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,987
Resist. compressão	1	1,2105	1,2105	1,2105	9,07	0,008
Diâmetro máx.	1	0,0210	0,0210	0,0210	0,16	0,696
Granulometria	1	0,3876	0,3876	0,3876	2,90	0,106
Erro	18	2,4035	2,4035	0,1335		
Total	23	5,0519				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa da quantidade de fibras, do fator de forma das fibras, da granulometria e do diâmetro máximo do agregado. A resistência à compressão mostrou-se significativa. A FIG. 4.63 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram no valor do parâmetro f_{ctL} dos CAARFA.

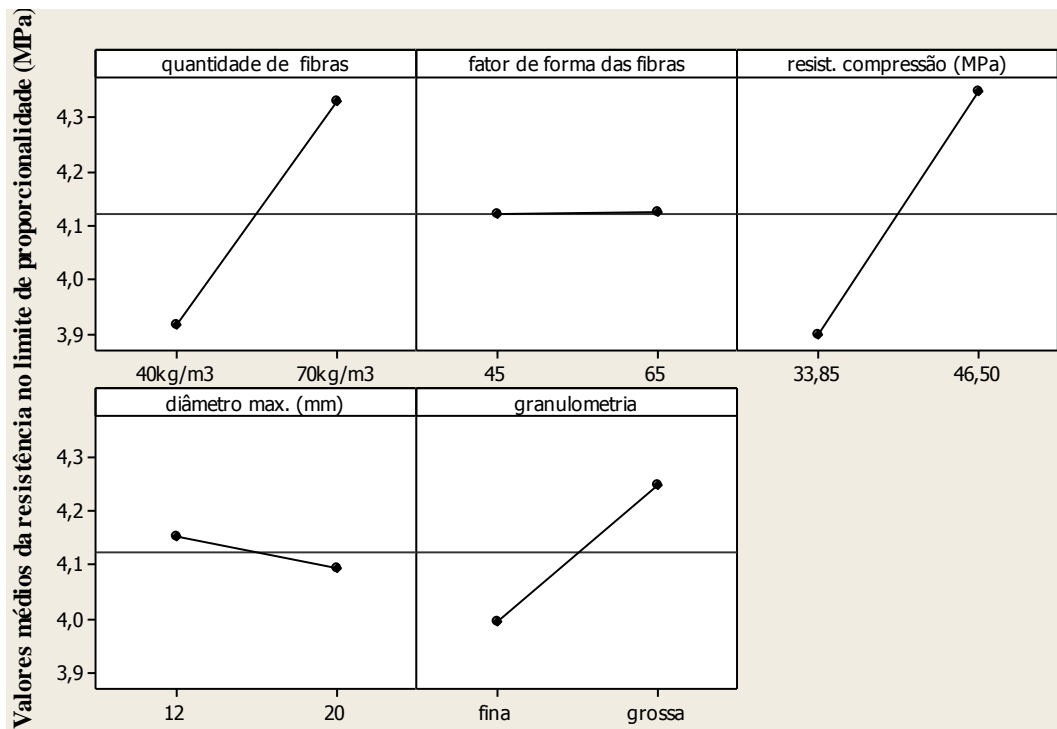


Figura 4.63. f_{ctL} médio dos CAARFA versus variáveis de interesse.

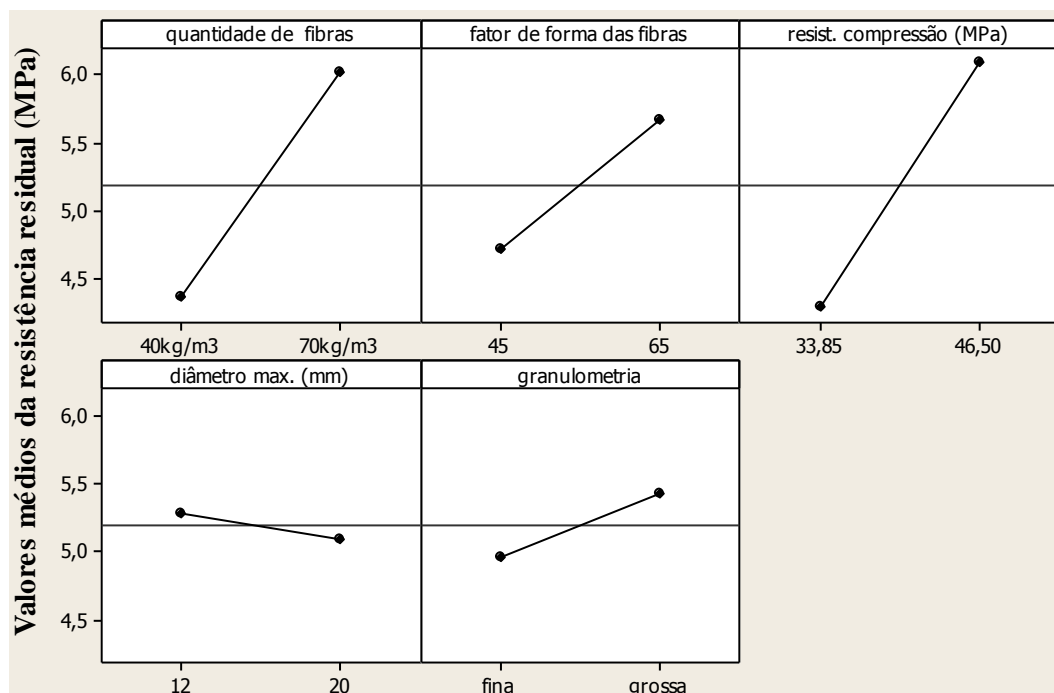
Na FIG. 4.63, observa-se que o incremento de resistência à compressão levou a um aumento nos valores de f_{ctL} . A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, assim como o processo pode ser considerado sob controle. Entretanto, a padronização normal apresentou uma larga padronização residual, com alguns pontos *outlier*.

A TAB. 4.30 apresenta os resultados da análise de variância (ANOVA) de f_{RI} para os CAARFA, com base nos ensaios de 3 vigas para cada tipo de CAARFA, em relação às variáveis de interesse da pesquisa.

Tabela 4.30. Análise de variância (ANOVA) de f_{RI} para os CAARFA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Quantidade de fibras	1	16,4176	16,4176	16,4176	26,82	0,0005
Fator de forma das fibras	1	5,4626	5,4626	5,4626	8,92	0,008
Resist. compressão	1	19,4220	19,4220	19,4220	31,73	0,0005
Diâmetro máx.	1	0,2380	0,2380	0,2380	0,39	0,541
Granulometria	1	1,3207	1,3207	1,3207	2,16	0,159
Erro	18	11,0182	11,0182	0,6121		
Total	23	53,8792				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa do diâmetro máximo do agregado e da granulometria. A resistência à compressão e a quantidade de fibras foram as variáveis mais significativas e o fator de forma das fibras também se mostrou significativo. A FIG. 4.64 apresenta graficamente como as variáveis de interesse influenciaram no parâmetro f_{RI} dos CAARFA.

**Figura 4.64.** f_{RI} médio dos CAARFA versus variáveis de interesse.

Na FIG. 4.64, observa-se que o aumento da quantidade de fibras e da resistência à compressão contribuíram de maneira significativa para o incremento de f_{R1} . O uso de fibras com fator de forma igual a 65 também levou a um aumento nos valores de f_{R1} . A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, assim como o processo pode ser considerado sob controle. Entretanto, a padronização normal apresentou uma larga padronização residual, com alguns pontos *outlier*.

A TAB. 4.31 apresenta os resultados do tratamento estatístico ANOVA para os CAARFA, baseados nos ensaios de 3 vigas para cada tipo de CAARFA, considerando-se os valores de f_{R2} .

Tabela 4.31. Análise de variância (ANOVA) de f_{R2} para os CAARFA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Quantidade de fibras	1	16,9008	16,9008	16,9008	17,02	0,001
Fator de forma das fibras	1	1,9267	1,9267	1,9267	1,94	0,181
Resist. compressão	1	21,4326	21,4326	21,4326	21,59	0,0005
Diâmetro máx.	1	0,1803	0,1803	0,1803	0,18	0,675
Granulometria	1	0,0864	0,0864	0,0864	0,09	0,771
Erro	18	17,8694	17,8694	0,9927		
Total	23	58,3962				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa do fator de forma das fibras, do diâmetro máximo do agregado e da granulometria. A resistência à compressão e a quantidade de fibras foram as variáveis mais significativas. A FIG. 4.65 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram no parâmetro f_{R2} dos CAARFA.

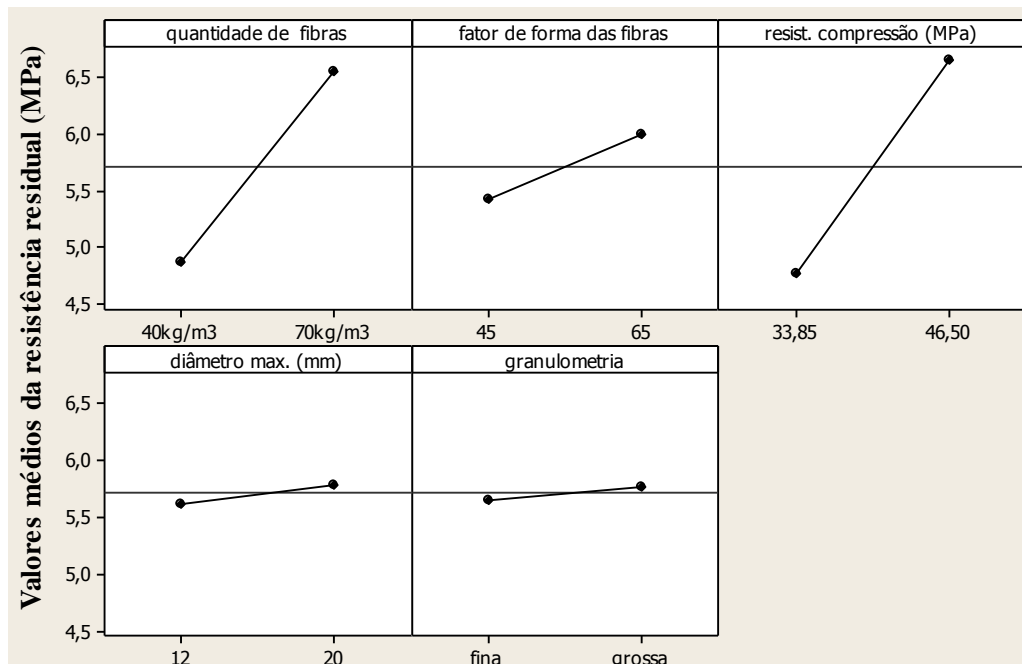


Figura 4.65. f_{R2} médio dos CAARFA versus variáveis de interesse.

Na FIG. 4.65, observa-se que a maior quantidade de fibras contribuiu de forma significativa para o incremento de f_{R2} , bem como o aumento da resistência à compressão.

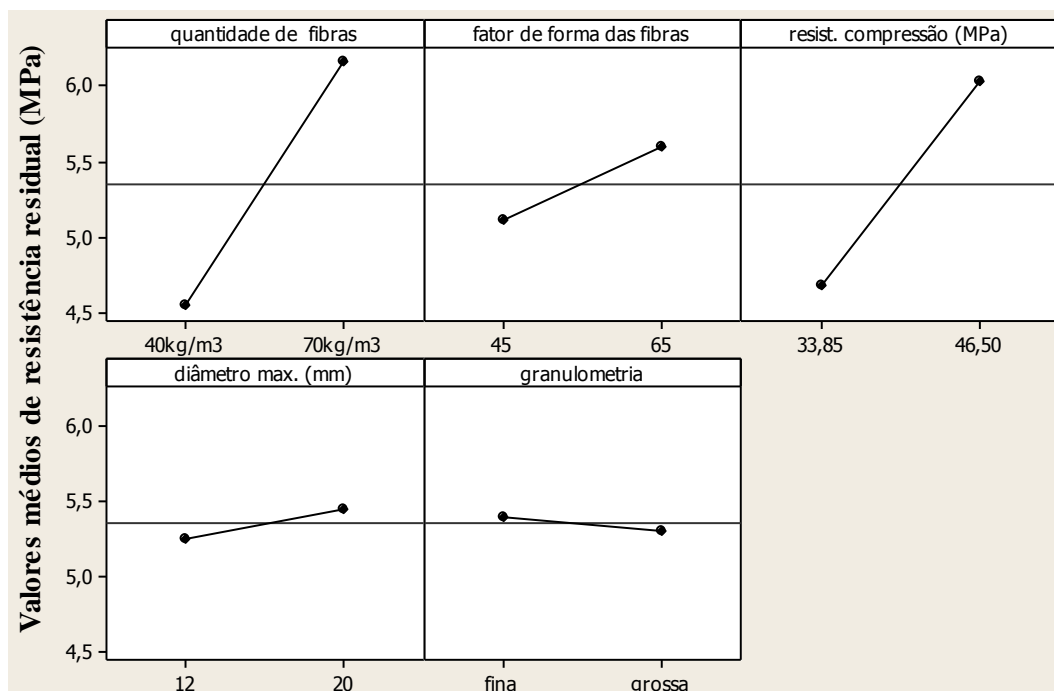
O tratamento estatístico ANOVA para os CAARFA indicou que o comportamento da resistência residual f_{R3} em relação às variáveis de interesse foi equivalente ao comportamento destas variáveis de interesse no comportamento do parâmetro de resistência residual, f_{R2} . A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, assim como o processo pode ser considerado sob controle. Entretanto, a padronização normal apresentou uma larga padronização residual, com alguns pontos *outlier*.

A TAB. 4.32 apresenta os resultados do tratamento estatístico ANOVA para o parâmetro f_{R4} dos CAARFA, baseados nos ensaios de 3 vigas para cada tipo de CAARFA, em relação às variáveis de interesse desta pesquisa.

Tabela 4.32. Análise de variância (ANOVA) de f_{R4} para os CAARFA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Quantidade de fibras	1	15,585	15,585	15,585	10,89	0,004
Fator de forma das fibras	1	1,450	1,450	1,450	1,01	0,327
Resist. compressão	1	10,989	10,989	10,989	7,68	0,013
Diâmetro máx.	1	0,220	0,220	0,220	0,15	0,699
Granulometria	1	0,060	0,060	0,060	0,04	0,840
Erro	18	25,748	25,748	1,430		
Total	23	54,053				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa do fator de forma das fibras, do diâmetro máximo do agregado e da granulometria. A quantidade de fibras foi a variável mais significativa, seguida da resistência à compressão. A FIG. 4.66 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R4} dos CAARFA.

**Figura 4.66.** f_{R4} médio dos CAARFA versus variáveis de interesse.

Na FIG. 4.66, observa-se que a quantidade de fibras contribuiu significativamente para o incremento de f_{R4} , bem como o incremento de resistência à compressão. A análise dos resíduos indica que não há qualquer suspeita de problemas com a normalidade dos dados e de sua independência, assim como o processo pode ser considerado sob controle. Entretanto, a padronização normal apresentou uma larga padronização residual, com alguns pontos *outlier*.

A partir da análise estatística, pode se inferir que a quantidade de fibras influencia de modo significativo a resistência residual dos CCVRFA e dos CAARFA. O fator de forma das fibras mostrou-se mais significativo nos CCVRFA do que nos CAARFA. Isto pode ter ocorrido, pois nos CAARFA a presença dos finos melhora a aderência das fibras à pasta de cimento, independente do fator de forma da fibra. A resistência à compressão mostrou-se mais significativa nos CAARFA do que nos CCVRFA. O incremento da resistência à compressão levou a um aumento da resistência residual dos CAARFA, e a uma redução na resistência residual dos CCVRFA. Tanto a granulometria, quanto o diâmetro máximo do agregado não foram significativos nos valores da resistência residual dos CCVRFA e dos CAARFA.

4.2.2.2 Correlação de imagem digital e emissão acústica

A face lateral da viga foi filmada durante os ensaios, obtendo-se imagens da propagação da fratura durante a aplicação da carga nas vigas de concreto reforçado com fibras de aço. A correlação das medidas em milímetros pelo tamanho da imagem, medida em pixel, foi determinada a partir de pontos marcados na face lateral de cada uma das vigas. A FIG. 4.67 apresenta a entrada das distâncias no programa de correlação de imagem, juntamente com as distâncias em centímetros de pontos marcados na lateral da viga. A partir da seleção de quatro pontos na face da viga e da informação de suas respectivas distâncias, o programa de correlação de imagem digital calcula a relação mm/pixel. Em média, o valor da correlação mm/pixel foi de 0,175 mm/pixel, com um erro médio inferior à 10%. O erro foi estimado a partir das diferenças observadas entre os resultados do *CMOD* medidos pelo transdutor de deslocamento e pela correlação da imagem.



Figura 4.67. Correlação entre pixel e milímetros.

A FIG. 4.68 apresenta as curvas carga-*CMOD*, feitas a partir dos resultados de *CMOD*, obtidos pelo transdutor de deslocamento (DT) e pela correlação de imagem digital, medida pelos deslocamentos relativos entre os pontos 1 - 4 e 2 - 3, indicados em vermelho na face da viga (FIG. 4.68).

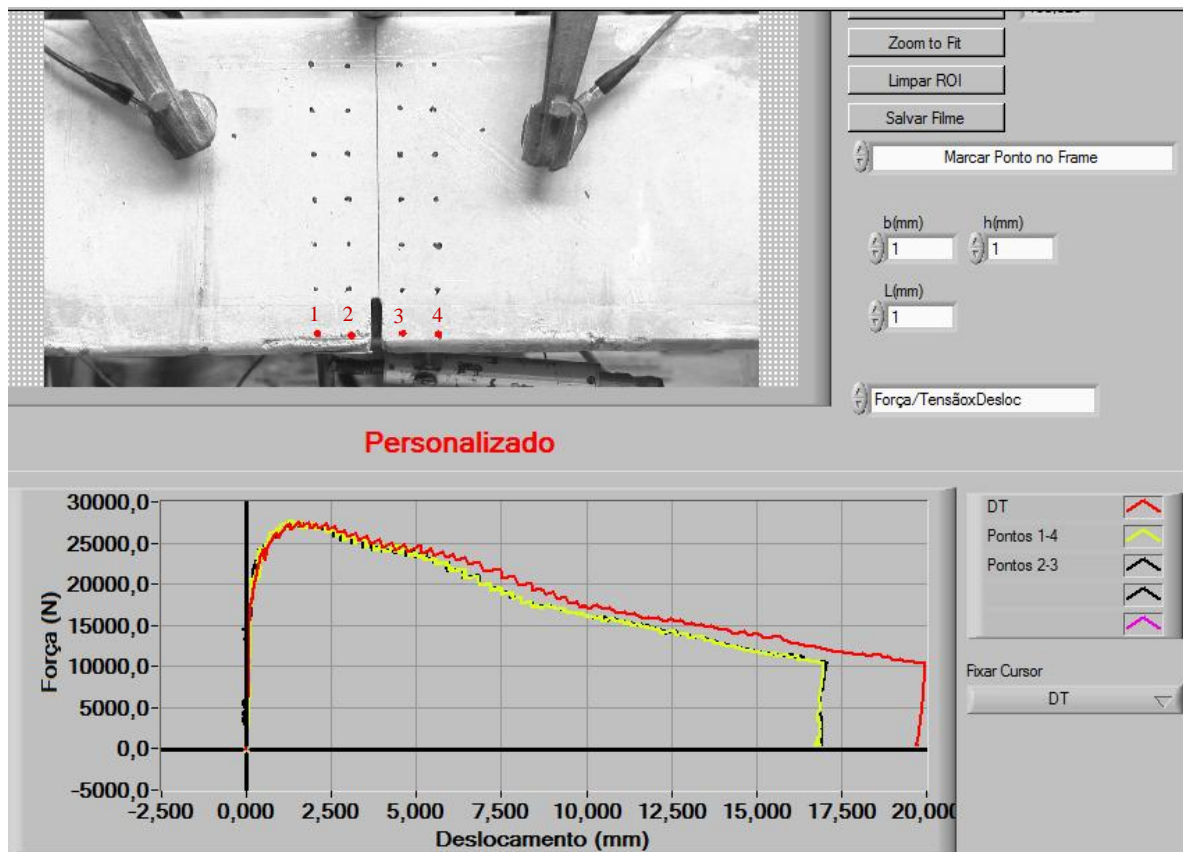
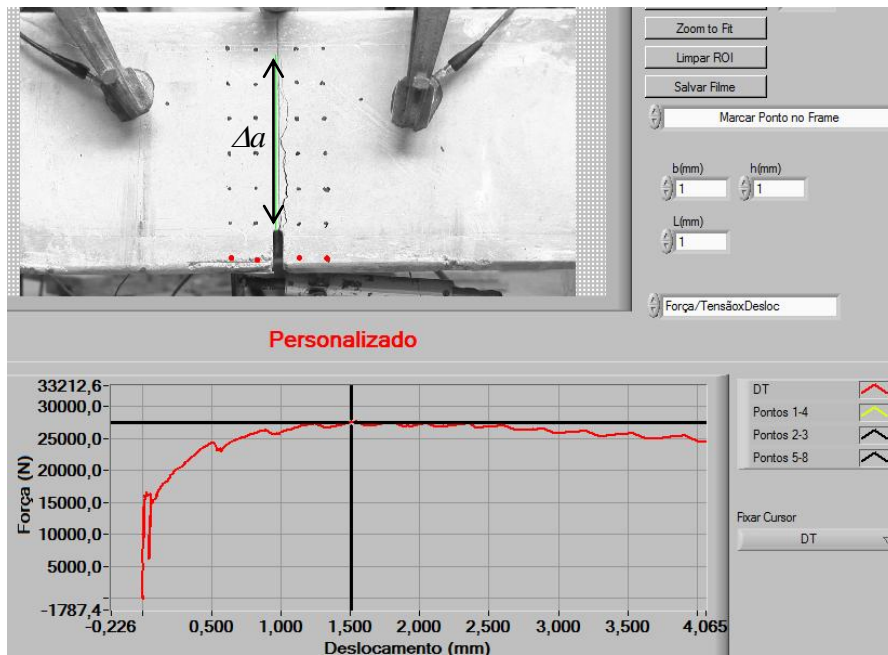
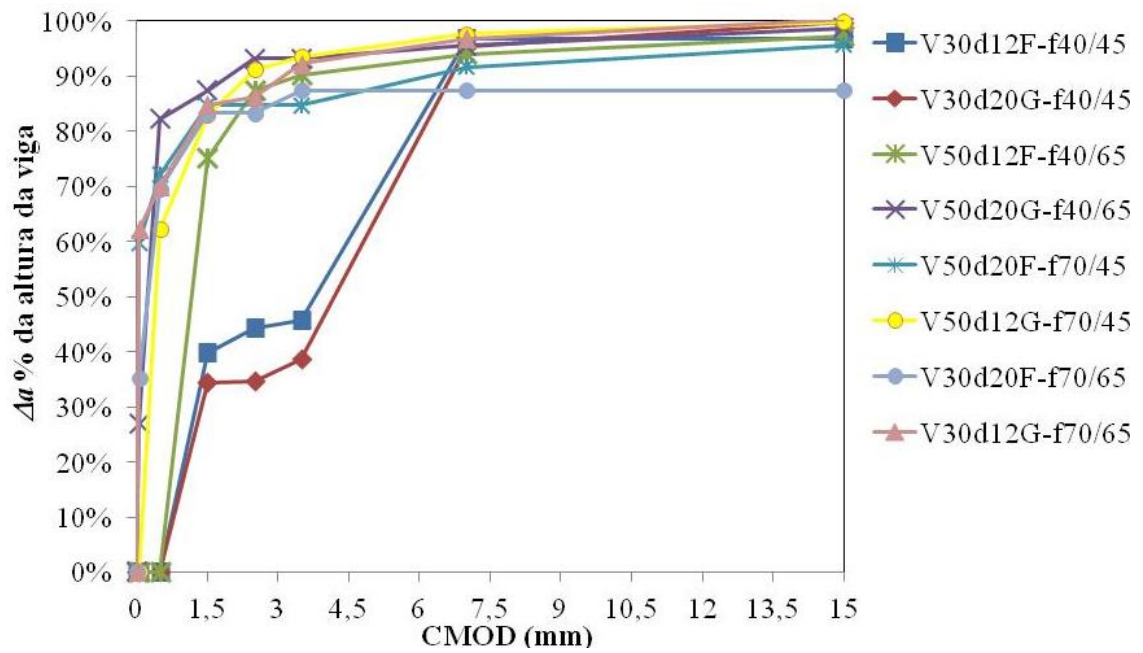


Figura 4.68. Curva carga-*CMOD*.

A partir da correlação das imagens digitais, foi medido nos CCVRFA e nos CAARFA, o comprimento de propagação da trinca, Δa , correspondente aos seguintes valores de *CMOD*: 0,05 mm; 0,5 mm; 1,5 mm; 2,5 mm; 3,5 mm; 7,0 mm e 15 mm (FIG. 4.69 e 4.70). Os valores de *CMOD* foram medidos com o transdutor de deslocamento (DT). Durante a propagação da trinca, podem-se observar na face lateral das vigas os mecanismos da ZPF, como por exemplo, a costura das faces da trinca pelas fibras (FIG. 4.71).



a)



b)

Figura 4.69. (a) Correlação da imagem digital, determinação do valor de Δa (b) Gráfico $CMOD$ versus Δa dos CCVREA.

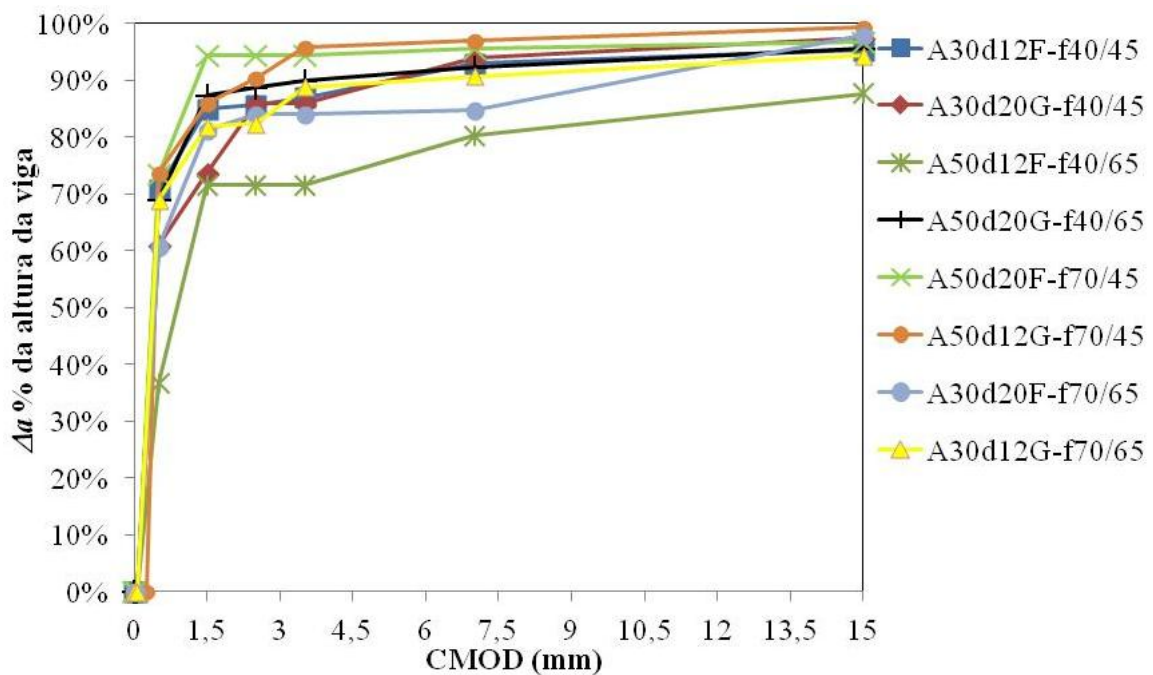


Figura 4.70. Gráfico *CMOD* versus Δa dos CAARFA.

Na FIG. 4.69 (b), nota-se que a propagação da trinca, Δa , correspondente aos valores de *CMOD* igual a 0,5 mm, foi igual a zero no V30d12F-f40/45, no V30d20G-f40/45 e no V50d12F-f40/65, enquanto nos demais concretos, o valor de Δa foi maior do que zero, para o mesmo *CMOD* de 0,5 mm. Isto pode ser um indício de que o V30d12F-f40/45, o V30d20G-f40/45 e o V50d12F-f40/65 apresentaram um comportamento mais frágil do que os demais concretos. Este comportamento pode estar associado ao fator de forma e à quantidade de fibras utilizadas no V30d12F-f40/45 e no V30d20G-f40/45, e ao menor comprimento aliado à maior superfície de contato das fibras usadas no V50D12F-F40/65. O V30d12F-f40/45 e o V30d20G-f40/45 apresentaram valores de Δa menores do que o dos demais concretos para *CMOD* de 3,5 mm. Isto pode ser um indício de que o processo de microfissuração na região à frente do entalhe foi menor nesses concretos do que o processo de microfissuração nos demais concretos; conseqüentemente, o comprimento da ZPF também foi menor, indicando o comportamento mais frágil do V30d12F-f40/45 e do V30d20G-f40/45. Os dados de emissão acústica (EA) comprovam isso; observa-se um número de eventos acumulados no V30d12F-f40/45 e no V30d20G-f40/45 de cerca de 550 *hits* (FIG. 4.72 a), no intervalo de *CMOD* de 0 a 0,5 mm, enquanto nos demais CCVRFA o número de eventos acumulados foi, em média, de aproximadamente 1600 *hits*

(FIG. 4.72 b), para *CMOD* variando de 0 a 0,5 mm. Além disto, a energia elástica de EA liberada na ruptura do concreto foi maior no V30d12F-f40/45 e no V30d20G-f40/45 (FIG. 4.72 c), do que nos demais CCVRFA (FIG 4.72 d), indicando que o dano sofrido na matriz do V30d12F-f40/45 e do V30d20G-f40/45 foi menor do que o dano na matriz dos demais concretos, até o momento da ruptura, sendo necessária uma maior quantidade de energia para a trinca se propagar. A propagação da fratura no V50d12F-f40/65, no V50d20G-f40/65, no V50d20F-f70/45, no V50d12G-f70/45, no V30d20F-f70/65 e no V30d12G-f70/65 foi de aproximadamente 90% da altura da viga, para valores de *CMOD* iguais 3,5 mm. O maior número de *hits* acumulados (FIG. 4.72 b) nesses concretos, para valores de *CMOD* menores do que 0,5 mm pode indicar que a região microfissurada, à frente da ponta da trinca, foi maior nesses concretos do que no V30d12F-f40/45 e no V30d20G-f40/45. Possivelmente, isto se deve à maior ação das fibras durante a sollicitação dos corpos-de-prova. O processo de formação da ZPF inicia-se antes da propagação da fratura, desta forma, as fibras podem ter contribuído para uma maior dispersão das microtrincas ao longo da altura das vigas, aumentando o tamanho da ZPF; conseqüentemente, ao se propagar, a fratura tenderá a crescer mais nestes concretos do que nos V30d12F-f40/45 e V30d20G-f40/45. O V30d12F-f40/45 e o V30d20G-f40/45 possuíam 40 kg/m^3 de fibras e fator *a/c* igual a 0,6. Apesar do V50d12F-f40/65 ter apresentado valores de Δa semelhante aos do V30d12F-f40/45 e do V30d20G-f40/45 para *CMOD* de 0,5 mm, o V50d12F-f40/65 apresentou valores de Δa equivalentes aos dos demais concretos para *CMOD* de 1,5 mm, e superiores aos valores de Δa do V30d12F-f40/45 e do V30d20G-f40/45. Isto pode ter ocorrido devido à quantidade de fibras de 40 kg/m^3 e ao menor comprimento das fibras utilizadas nos V50d12F-f40/65. Outro fator que pode ter influenciado foi a galvanização de zinco das fibras 65/40 utilizadas nesse concreto. A galvanização de zinco pode ter diminuído o atrito entre as fibras e a matriz de concreto, facilitando o arrancamento das fibras durante a abertura da boca da trinca; entretanto, é necessário um estudo mais profundo da influência da galvanização de zinco na aderência das fibras na matriz de concreto para se chegar a uma conclusão. O número de eventos acumulados de EA no V50d12F-f40/65 foi equivalente ao número de eventos do concreto V50d20G-f40/65, do V50d20F-f70/45, do V50d12G-f70/45, do V30d20F-f70/65 e do V30d12G-f70/65. Isto pode ter ocorrido devido à maior superfície de contato entre as fibras e a matriz, o que aumentou a superfície

microfissurada ao redor das fibras. Na FIG. 4.53, nota-se que tanto o V30d12F-f40/45 e o V30d20G-f40/45 apresentaram valores médios de carga máxima menores do que os dos demais concretos. O V50d12F-f40/45 também apresentou valor médio de carga máxima inferior aos dos demais concretos, principalmente para valores de *CMOD* maiores que 2,0 mm.

A propagação da fratura nos CAARFA foi em média 75% da altura da viga, para um *CMOD* de 0,5 mm, e de 90% para um *CMOD* de 3,5 mm. O número de eventos acumulados foi em média 800 *hits* (FIG. 4.73 a). Os resultados de EA obtidos durante os ensaios das vigas Tipo 1 para os CAARFA (FIG. 4.73 e 4.74) demonstram que os CAARFA se comportaram de modo equivalente durante a formação das microtrincas e da propagação da fratura. Os CAARFA apresentaram comportamento equivalente, isto pode ter ocorrido devido à presença de fíler em alguns CAARFA, aumentando a densidade da matriz e melhorado a mobilização dos ganchos de ancoragem. Apesar do comportamento equivalente dos CAARFA, nota-se na FIG. 4.70 que o A50d12F-f40/65 apresentou valores inferiores de Δa em comparação aos dos demais CAARFA para um mesmo valor de *CMOD*, indicando um comportamento mais frágil desse concreto dentre os demais CAARFA. Provavelmente, o comprimento e a superfície de contato das fibras utilizadas no A50d12F-f40/65 foram os principais responsáveis por esse comportamento mais frágil, semelhantemente ao ocorrido com o V50d12F-f40/65. Na FIG. 4.53, nota-se que tanto o A30d12F-f40/45 e o A30d20G-f40/45 apresentaram valores médios de carga máxima menores que os dos demais concretos. O A50d12F-f40/45 também apresentou valores médio de carga máxima inferior aos dos demais concretos, principalmente para valores de *CMOD* maiores que 3 mm. O A30d12G-f70/65 apresentou valores médios de carga menores do que o A30d20F-f70/65, considerando-se valores de *CMOD* maiores que 1,5 mm.

Observa-se nos CAARFA um menor número de eventos acumulados (*hits*) até a propagação da fratura (FIG. 4.74 a) em comparação com os CCVRFA (FIG. 4.72 a e FIG. 4.72 b). Isto pode ter ocorrido, devido à superfície da matriz em contato com as fibras, ser mais lisa nos CAARFA do que nos CCVRFA; logo, o atrito entre as fibras e a matriz tende a ser menor nos CAARFA do que nos CCVRFA. Segundo CUNHA (2010) a

maior densidade da matriz do CAARFA em relação ao CCVRFA, favorece a maior mobilização dos ganchos de ancoragem e a formação de uma superfície de contato mais lisa, entre a matriz e as fibras. Essa superfície mais lisa diminui o atrito da fibra com a matriz.

Segundo CHEN et al. (2007), o número de *hits* pode representar o tamanho da ZPF e a energia consumida durante a propagação da trinca: quanto maior o número de *hits*, mais tortuoso o caminho percorrido pela trinca, e conseqüentemente, maior o tamanho da ZPF.

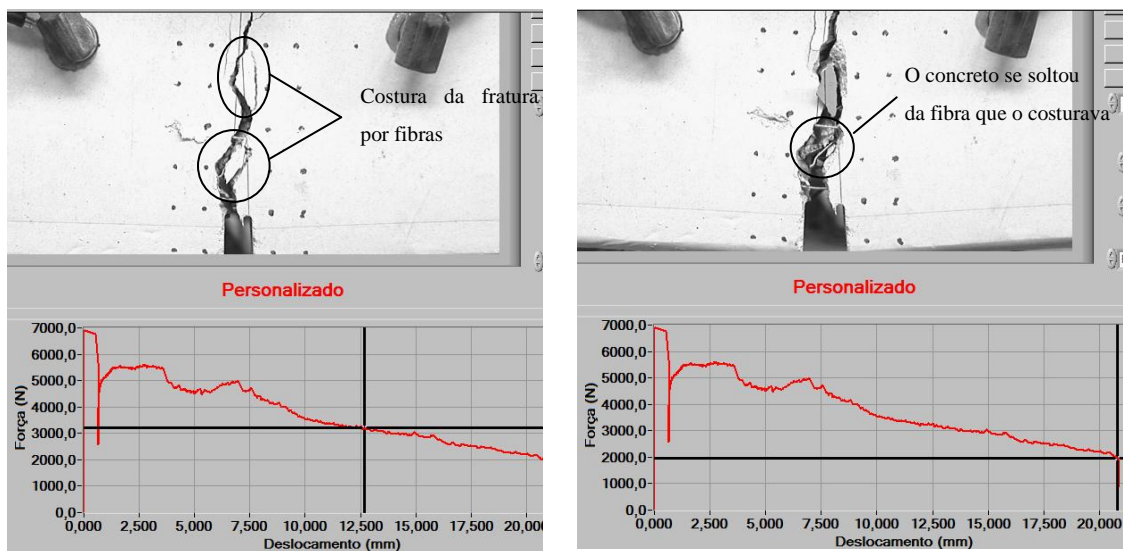


Figura 4.71. Mecanismo da ZPF atuando durante a propagação da trinca versus costura da trinca pelas fibras.

Os principais sinais de EA utilizados para se detectar a formação de microtrincas e a propagação de macrotrincas são: a amplitude máxima de cada evento, a energia, a duração do evento, e o número de eventos (*hits*). Nos concretos reforçados com fibras de aço, podem-se utilizar outros dois parâmetros, o *RA*, que é a relação entre o tempo até a amplitude máxima (*rise time*), pela amplitude máxima; e a frequência média, que é calculada pela contagem dos eventos (*counts*), dividida pela duração do evento. A curva de *RA* acumulado versus tempo possui um comportamento semelhante ao da curva de *hits* versus tempo, possibilitando a visualização dos pontos de fratura do concreto. A partir da curva de frequência média versus *RA* pode se identificar o modo de ruptura dos concretos reforçados com fibras de aço. Os eventos com elevada frequência e baixo *RA* são típicos de

ruptura por tração, já os eventos de baixa frequência e com elevados valores de *RA* são típicos de ruptura por tração e cisalhamento (modo misto). Segundo AGGELIS (2011), transdutores com frequência de ressonância de 150 kHz captam valores de frequência média no momento da ruptura do concreto de cerca de 60 kHz e valores de *RA* de 2000 $\mu\text{s/V}$. Os transdutores de EA utilizados possuíam frequência de ressonância de 150 kHz, conseqüentemente, os valores de frequência média foram baixos, variando entre 0 e 600 kHz, enquanto os valores de *RA* foram elevados, variando de 0 a 5000 $\mu\text{s/V}$ (FIG. 4.76). Provavelmente, a utilização destes transdutores inviabilizou a avaliação da influência do comprimento das fibras, da quantidade de fibras e do fator de forma das fibras no modo de ruptura do concreto, pois todos os concretos apresentaram comportamento semelhante ao mostrado na FIG. 4.76.

Assim como nos concretos sem fibras, antes da propagação da trinca principal, ocorreram, na matriz, pequenos eventos (*hits*), indicando a formação de microtrincas. Durante a propagação da trinca principal, ocorre uma taxa elevada de *hits*. A energia liberada durante a microfissuração e a propagação das trincas, ocorreu de modo mais gradual nos concretos reforçados com fibras de aço, do que o observado nos concretos sem fibras (FIG. 4.52, 4.72 e 4.74). Nos concretos reforçados com fibras de aço, grandes quantidades de energia foram liberadas no momento da ruptura do concreto e no momento em que as fibras foram arrancadas da matriz de concreto.

Nos concretos reforçados com fibras de aço, observa-se uma grande quantidade de eventos com amplitudes acima da amplitude limite, 40 db, (*threshold*), embora esses eventos sejam de curta duração (FIG. 4.73 e 4.75). Isto pode indicar, no pré-pico de carga, um processo de microfissuração maior e mais aleatório do que o observado nos concretos sem fibras, ou seja, ocorre uma maior distribuição da tensão ao longo da seção transversal devido à presença das fibras. Na fase pós-pico de carga, a grande quantidade de picos de amplitude indica o processo de arrancamento das fibras.

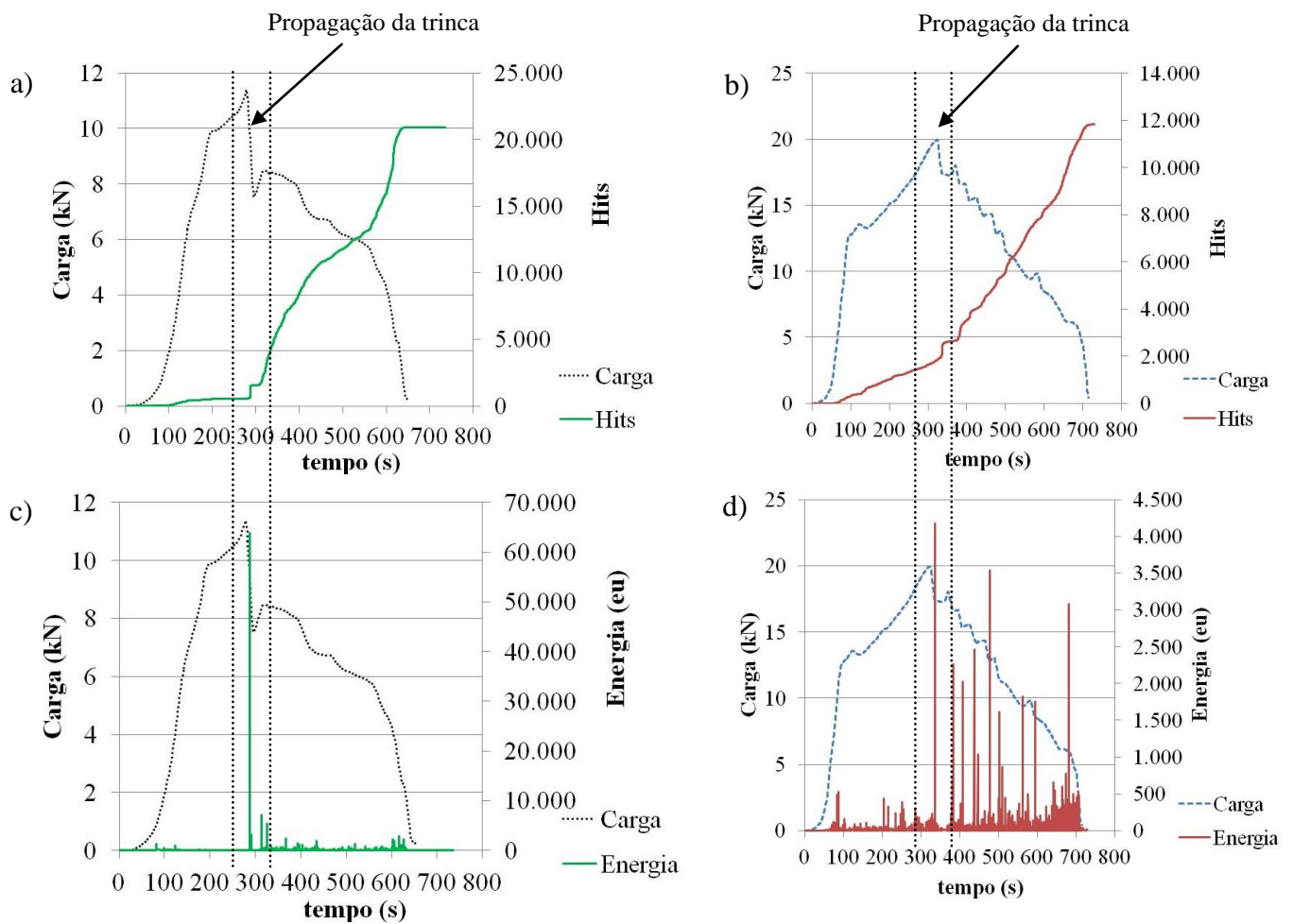


Figura 4.72. Resultado dos ensaios de EA dos CCVRFA (a) Gráfico de carga-hits-tempo do V30d20G-f40/45 (b) Gráfico carga-hits-tempo do V50d20F-f70/45 (c) Gráfico carga-energia-tempo do V30d20G-f40/45 (d) Gráfico carga-energia-tempo do V50d20F-f70/45.

Propagação da trinca

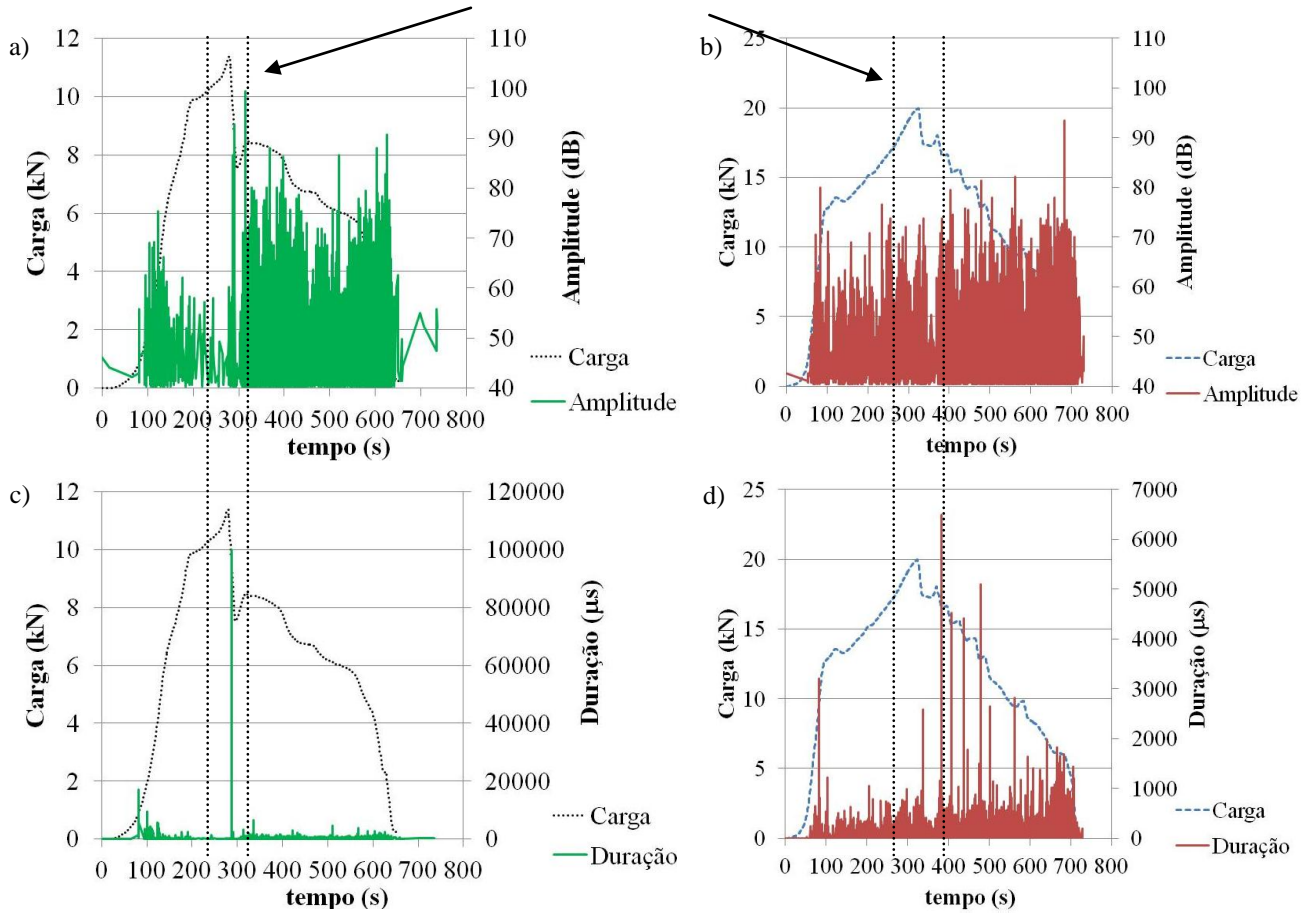


Figura 4.73. Resultado dos ensaios de EA dos CCVRFA (a) Gráfico carga-amplitude-tempo do V30d20G-f40/45 (b) Gráfico carga-amplitude-tempo do V50d20F-f70/45 (c) Gráfico carga-duração-tempo do V30d20G-f40/45 (d) Gráfico carga-duração-tempo do V50d20F-f70/45.

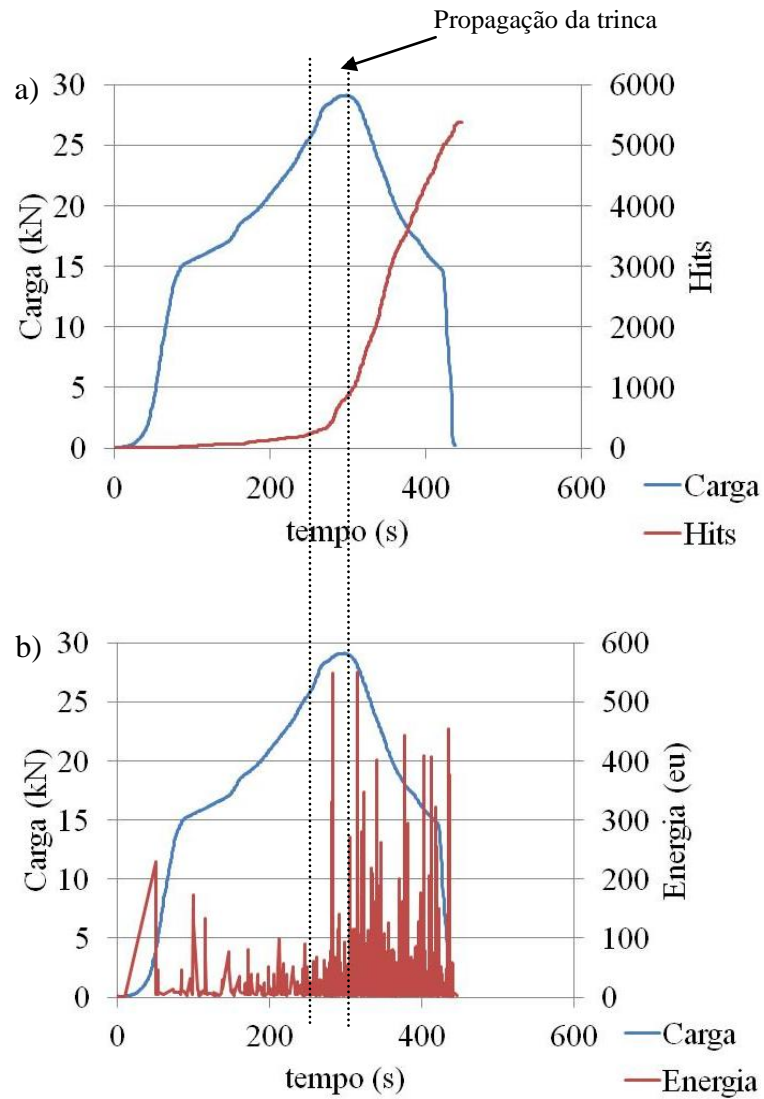


Figura 4.74. Resultado dos ensaios de EA dos CAARFA (a) Gráfico de carga-hits-tempo do A50d20F-f70/45 (b) Gráfico carga-energia-tempo do A50d20F-f70/45.

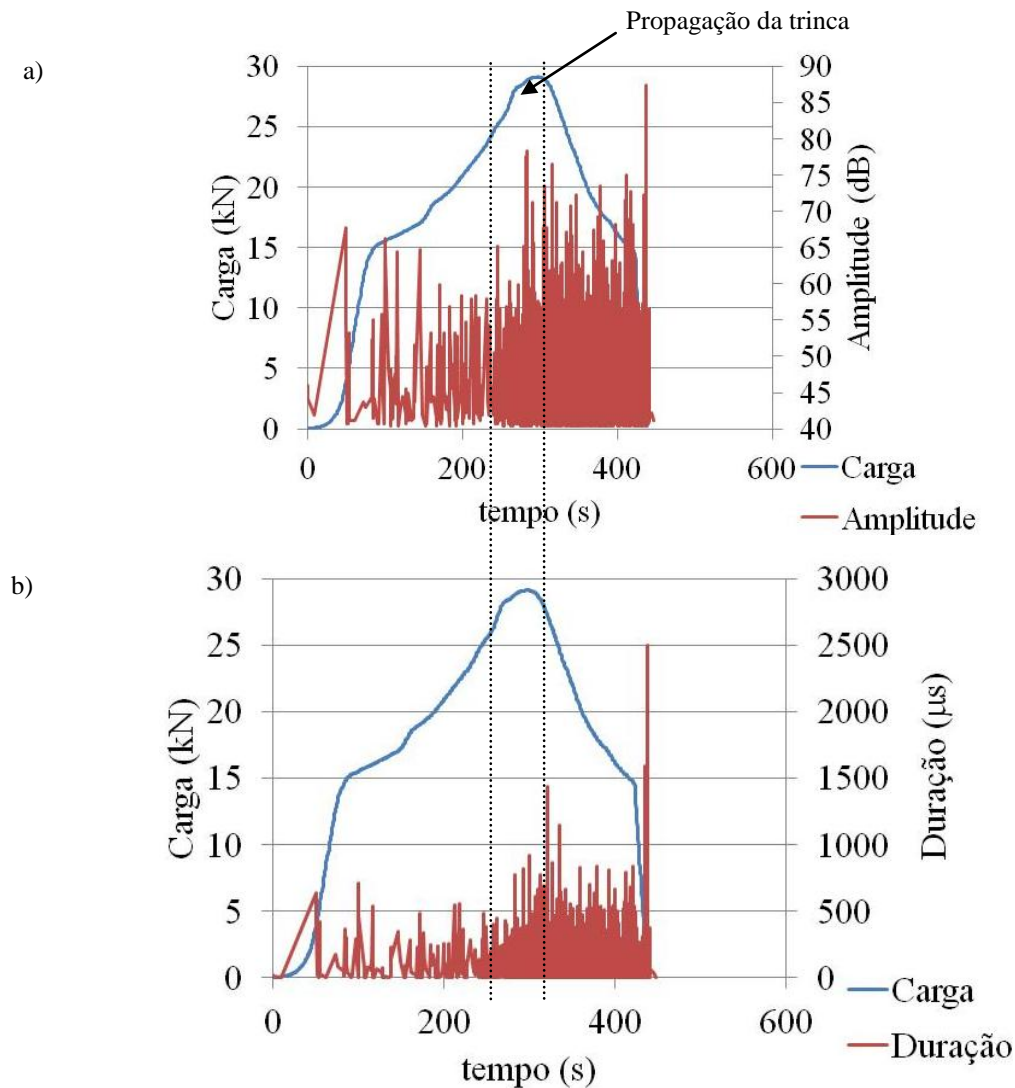


Figura 4.75. Resultado dos ensaios de EA dos CAARFA (a) Gráfico carga-amplitude-tempo do A50d20F-f70/45 (b) Gráfico carga-duração-tempo do A50d20F-f70/45.

As FIG. 4.72, 4.73, 4.74 e 4.75 apresentam o comportamento típico dos dados de EA captados durante ensaios de flexão de três pontos em vigas com entalhe dos CCVRFA e dos CAARFA, respectivamente. No momento em que ocorre a fratura do concreto, somente as fibras passam a trabalhar, impedindo a propagação da trinca (RILEM TC 162-TDF, 2002).

Nas FIG. 4.72, 4.73, 4.74 e 4.75, a ocorrência de uma elevada taxa de *hits/s*, associada a picos de amplitude e a picos de duração, indica que a estrutura interna do material está sendo danificada. Observa-se também que a liberação de energia durante o ensaio é muito

baixa, entretanto no instante de ruptura há uma grande liberação de energia, caracterizando a ruptura do concreto. Após a ruptura do concreto, muitos picos de amplitude e energia podem ser observados, caracterizando o arrancamento das fibras.

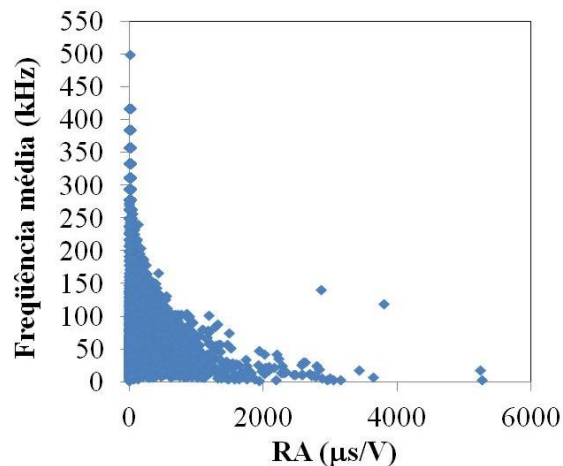


Figura 4.76. Curva frequência média versus RA do V30d12F-f40/45.

Os resultados obtidos nos CCVRFA e nos CAARFA parecem indicar tendências importantes para a compreensão do comportamento desses concretos quando submetidos a um processo de fissuração. Dentre essas tendências, destaca-se:

- a) Considerando as curvas carga-CMOD dos CCVRFA e dos CAARFA, com valores de CMOD variando de 0 a 20 mm, notou-se que os comportamentos dos CCVRFA e dos CAARFA foram equivalentes. Observou-se também, que o comprimento das fibras influencia diretamente na ductilidade dos concretos; quanto maior o comprimento da fibra, mais dúctil será o comportamento do concreto, para uma mesma resistência. A quantidade de fibras parece influenciar somente até valores de CMOD de 5 mm, após este valor de abertura, o comprimento da fibra passa a influenciar mais significativamente que a quantidade de fibras. O diâmetro máximo do agregado parece influenciar na ductilidade dos concretos com fibras de mesmo comprimento; quanto maior o diâmetro máximo do agregado, mais dúctil será o comportamento do concreto.
- b) Os parâmetros de resistência residual dos CAARFA apresentaram, em geral, valores de coeficiente de variação menores do que os dos CCVRFA. Isto pode ter ocorrido devido à orientação das fibras durante a concretagem e o efeito parede.

- c) O fator de forma das fibras parece ter influenciado de modo mais significativo a resistência residual, f_{R1} , nos CAARFA do que nos CCVRFA. Isto pode ter ocorrido devido à maior mobilização das fibras, principalmente dos ganchos de ancoragem, nos CAARFA do que nos CCVRFA.
- d) A quantidade de fibras influenciou de modo significativo os valores de resistência residual, tanto nos CAARFA quanto nos CCVRFA.
- e) Os ganchos das fibras foram retificados durante o arrancamento das fibras, nos CCVRFA e nos CAARFA, tanto para 40 quanto para 70 kg/m³ de fibras.
- f) Nos CCVRFA, os valores da resistência no limite de proporcionalidade, foram influenciados, significativamente, pela granulometria e pelo diâmetro máximo do agregado. Observou-se um aumento nos valores de f_{ctL} ao se utilizar uma granulometria mais grossa e diâmetros máximos do agregado menores. Na resistência residual f_{R1} , a quantidade de fibras foi o fator mais significativo, um aumento na quantidade de fibras provocou um incremento em f_{R1} . Além disto, um aumento na quantidade de fibras também elevou os valores de f_{R2} e f_{R3} , como também a utilização de fibras com fator de forma de 65. Por outro lado, o parâmetro f_{R4} foi influenciado pela quantidade de fibras, pelo fator de forma das fibras e pelo diâmetro máximo do agregado. O aumento na quantidade de fibras, a utilização de fibras com fator de forma de 65 e o aumento do diâmetro máximo do agregado proporcionaram elevação nos valores de f_{R4} .
- g) Nos CAARFA, os valores do parâmetro f_{ctL} correspondem ao limite de proporcionalidade foram influenciados significativamente pela resistência à compressão do concreto, tendo sido observado, um aumento nos valores de f_{ctL} ao se aumentar a resistência à compressão. No parâmetro de resistência residual f_{R1} , a quantidade de fibras, o fator de forma das fibras e a resistência à compressão foram as variáveis que apresentaram influências mais significativas. Um aumento na quantidade de fibras ou um aumento na resistência à compressão proporcionou um incremento de f_{R1} , assim como a utilização das fibras com fator de forma igual a 65. O aumento na quantidade de fibras e na resistência à compressão pode elevar os valores de f_{R2} e f_{R3} . A resistência residual, f_{R4} , foi influenciada pela quantidade de fibras e pela resistência à compressão. Um aumento na quantidade de fibras, ou um aumento na resistência à compressão provocaram elevação nos valores de f_{R4} .

h) A emissão acústica, juntamente com a correlação de imagem digital possibilitou a análise do tamanho da ZPF dos CCVRFA e dos CAARFA. Os concretos tipo V30d12F-f40/45 e V30d20G-f40/45 foram os que apresentaram menor número de eventos de EA até a propagação da fratura, indicando que a ZPF formada à frente da ponta da trinca nesses concretos, foi menor do que nos demais. Todos os CAARFA apresentaram um comportamento semelhante em termos de EA. A atividade de EA registrada nos CAARFA foi superior à observada nos concretos tipo V30d12F-f40/45 e V30d20G-f40/45, indicando que possivelmente a ZPF dos CAARFA foi maior do que a ZPF destes. Os concretos tipo V50d12F-f40/65, V50d20G-f40/65, V50d20F-f70/45, V30d20F-f70/65 e V30d12G-f70/65 apresentaram maior quantidade de eventos até o momento da propagação da fratura que os demais concretos, indicando que nestes concretos o comprimento da ZPF foi maior do que o dos demais concretos.

4.2.2.3 Resistência residual em vigas com tamanhos diferentes.

A resistência residual f_{Ri} , e a resistência no limite de proporcionalidade, f_{ctL} , também foram determinadas nas vigas Tipo 4, 5 e 6 (conforme TAB. 3.17 Cap. 3), para os CCVRFA e para os CAARFA. As curvas carga-CMOD das vigas Tipo 4, 5 e 6 do V30d20G-f40/45 e do A30d20G-f40/45 são apresentadas na FIG. 4.77.

As vigas Tipo 4, 5 e 6 possuem dimensões similares, ou seja, possuem a mesma largura e a mesma relação entre o vão e a altura da viga. Na FIG. 4.77, observa-se o efeito de tamanho nos concretos reforçados com fibras de aço, que tende a influenciar no comportamento mecânico das vigas de concreto. As vigas de dimensões menores (vigas Tipo 4 - 160x100x770 mm³ e viga Tipo 5 - 80x100x410 mm³) apresentaram comportamento mais dúctil, do que as vigas de dimensões maiores (viga Tipo 6 - 320x100x1500 mm³).

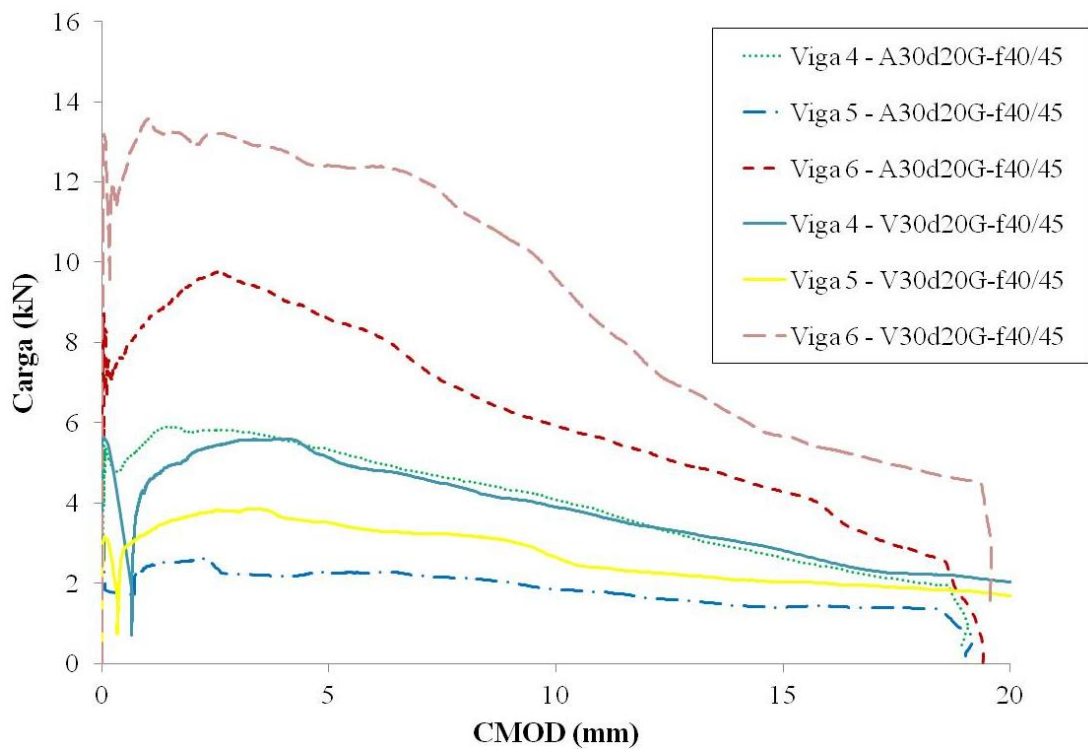


Figura 4.77. Curva carga-*CMOD* das vigas Tipo 4, 5 e 6 do V30d20G-f40/45 e do A30d20G-f40/45.

A FIG. 4.78 (a) apresenta as curvas carga-*CMOD*, para valores de *CMOD* até 4 mm, para os concretos tipo V50d12F-f40/65 e V30d12G-f70/65 e na FIG. 4.78 (b) para os tipos A50d20G-f40/65 e A30d12G-f70/65. Com base nessas curvas foram calculados os parâmetros de resistência no limite de proporcionalidade e os relativos às resistências residuais destes concretos.

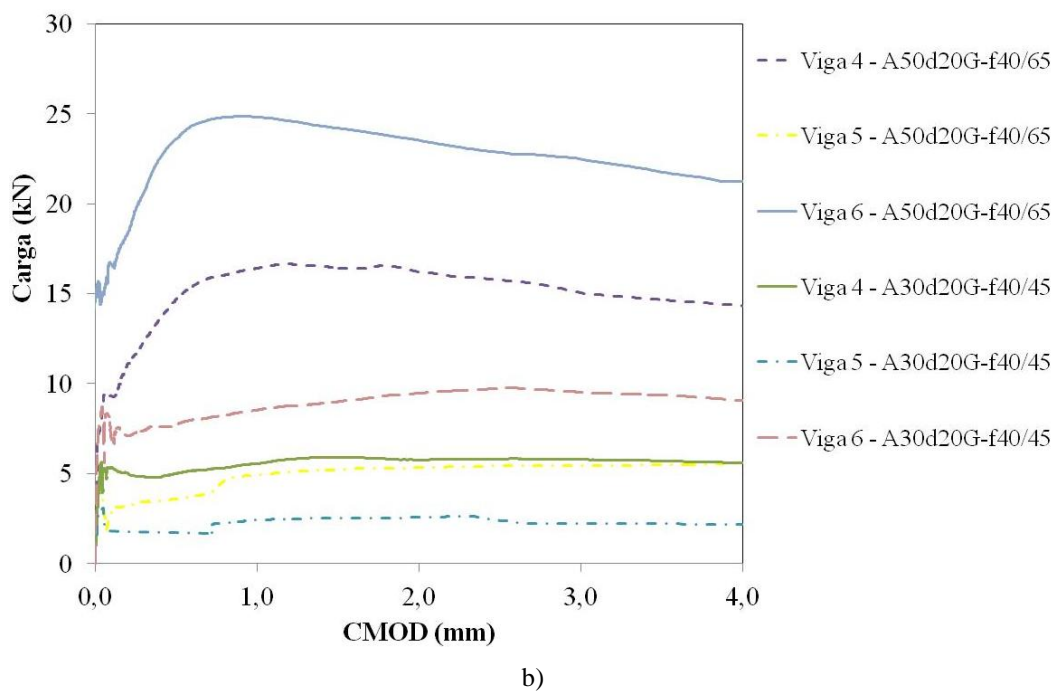
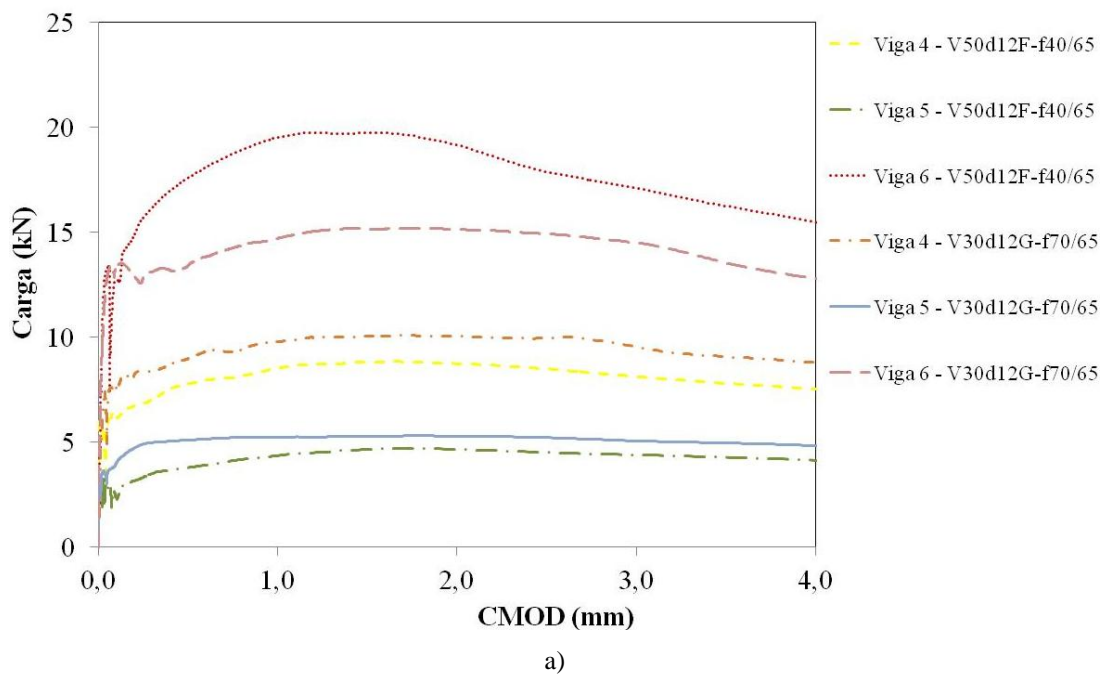


Figura 4.78. (a) Curva carga-CMOD das vigas 4, 5 e 6 do V50d12F-f40/65 e do V30d12G-f70/65 (b) Curva carga-CMOD das vigas 4, 5 e 6 do A50d20G-f40/65 e do A30d20G-f40/45.

As TAB. 4.33 e 4.34 apresentam os resultados dos parâmetros da resistência para os CCVRFA e para os CAARFA, respectivamente, considerando as vigas Tipo 4, 5 e 6.

Tabela 4.33. Resultados médios dos parâmetros de resistência no limite de proporcionalidade e residuais obtidos nos ensaios de flexão em três pontos para os CCVRFA.

Tipo	Resist. (MPa)	Viga 4/7	DP	CV	Viga 5/8	DP	CV	Viga 6/9	DP	CV
V30d12F- f40/45	f_{cL}	2,53	0,03	1%	3,34	0,28	8%	2,86	0,33	11%
	f_{R1}	2,62	0,03	1%	2,99	0,36	12%	2,35	0,11	5%
	f_{R2}	3,03	0,04	1%	2,28	0,53	23%	2,76	0,23	8%
	f_{R3}	3,04	0,05	2%	1,53	0,74	48%	2,68	0,25	9%
	f_{R4}	2,75	0,35	13%	1,21	0,34	28%	2,73	0,18	7%
V30d20G- f40/45	f_{cL}	3,48	0,04	1%	4,05	0,66	16%	3,67	0,18	5%
	f_{R1}	2,89	0,15	5%	3,51	0,75	21%	3,18	0,48	15%
	f_{R2}	2,70	0,30	11%	4,39	0,84	19%	2,94	1,23	42%
	f_{R3}	2,80	0,62	22%	4,80	0,85	18%	2,93	1,24	42%
	f_{R4}	2,61	0,93	36%	4,92	0,92	19%	2,85	1,19	42%
V50d12F- f40/65	f_{cL}	3,47	0,24	7%	3,65	0,35	10%	3,06	0,88	29%
	f_{R1}	4,43	0,25	6%	5,14	0,51	10%	4,02	1,22	30%
	f_{R2}	4,94	0,40	8%	6,01	0,49	8%	4,53	1,25	28%
	f_{R3}	4,58	0,53	12%	5,98	1,24	21%	4,23	0,84	20%
	f_{R4}	4,19	0,62	15%	5,10	1,06	21%	3,87	0,68	18%
V50d20G- f40/65	f_{cL}	3,66	0,10	10%	4,64	1,34	29%	3,09	0,18	6%
	f_{R1}	4,28	2,25	53%	5,08	0,17	3%	2,40	0,79	33%
	f_{R2}	4,08	4,18	103%	5,01	1,51	30%	2,54	1,43	56%
	f_{R3}	4,23	4,04	95%	4,37	2,38	54%	2,64	1,43	54%
	f_{R4}	4,16	3,86	93%	4,21	2,59	61%	2,53	1,28	51%
V50d20F- f70/45	f_{cL}	3,61	1,51	42%	3,59	0,40	11%	3,47	0,48	14%
	f_{R1}	4,35	3,03	70%	4,10	0,22	5%	5,50	1,52	28%
	f_{R2}	4,02	2,43	61%	4,81	0,63	13%	6,26	2,08	33%
	f_{R3}	3,55	2,18	62%	4,92	0,59	12%	5,83	1,97	34%
	f_{R4}	3,31	1,85	56%	4,89	0,64	13%	5,33	1,86	35%
V50d12G- f70/45	f_{cL}	3,75	0,31	8%	4,08	0,38	9%	3,47	0,45	13%
	f_{R1}	6,28	0,57	9%	4,07	0,89	22%	4,82	0,70	15%
	f_{R2}	6,94	0,92	13%	4,07	2,37	58%	5,18	0,85	16%
	f_{R3}	6,59	0,79	12%	3,52	3,27	93%	5,00	0,88	18%
	f_{R4}	6,19	0,68	11%	3,48	3,07	88%	4,55	0,55	12%
V30d20F- f70/65	f_{cL}	2,83	1,10	39%	4,83	0,32	7%	3,57	0,09	2%
	f_{R1}	7,71	0,99	13%	7,76	0,59	8%	4,54	0,21	5%
	f_{R2}	8,17	1,42	17%	8,86	0,91	10%	5,35	0,13	2%
	f_{R3}	7,46	0,70	9%	8,72	0,96	11%	5,33	0,17	3%
	f_{R4}	6,88	0,18	3%	8,72	1,04	12%	5,17	0,08	2%
V30d12G- f70/65	f_{cL}	4,29	0,25	6%	4,06	0,23	6%	3,56	0,05	1%
	f_{R1}	5,05	0,08	2%	5,68	0,71	12%	4,38	1,00	23%
	f_{R2}	5,50	0,09	2%	5,82	1,02	17%	4,92	1,20	24%
	f_{R3}	5,22	0,25	5%	5,51	1,00	18%	4,92	1,20	24%
	f_{R4}	4,69	0,23	5%	5,21	0,93	18%	4,92	1,20	24%

Tabela 4.34. Resultados médios parâmetros de resistência no limite de proporcionalidade e residuais obtidos nos ensaios de flexão em três pontos para os CAARFA.

Tipo	Resist. (MPa)	Viga 4/7	DP	CV	Viga 5/8	DP	CV	Viga 6/9	DP	CV
A30d12F-f40/45	f_{cl}	3,53	0,25	7%	3,85	0,05	1%	2,57	0,21	8%
	f_{R1}	2,35	0,89	38%	3,42	0,34	10%	2,40	1,89	79%
	f_{R2}	3,06	0,56	18%	3,03	1,59	53%	2,98	2,26	76%
	f_{R3}	3,07	0,53	17%	2,68	1,40	52%	2,82	1,81	64%
	f_{R4}	2,79	0,75	27%	2,59	1,16	45%	2,81	1,82	65%
A30d20G-f40/45	f_{cl}	2,93	0,26	9%	4,51	0,33	7%	2,30	0,09	4%
	f_{R1}	2,71	0,42	15%	4,40	2,60	59%	1,85	0,53	29%
	f_{R2}	2,42	1,49	61%	4,54	1,38	30%	2,04	0,79	39%
	f_{R3}	2,44	1,46	60%	4,19	1,28	30%	2,12	0,93	44%
	f_{R4}	2,46	1,44	59%	3,84	1,01	26%	2,04	0,85	42%
A50d12F-f40/65	f_{cl}	3,43	0,95	28%	3,86	0,58	15%	3,08	0,29	10%
	f_{R1}	3,38	1,42	42%	4,89	0,22	4%	5,24	1,83	35%
	f_{R2}	3,89	1,70	44%	5,46	0,32	6%	5,82	2,00	34%
	f_{R3}	3,71	1,45	39%	5,04	0,20	4%	5,60	2,04	36%
	f_{R4}	3,41	1,39	41%	4,69	0,29	6%	5,21	1,85	36%
A50d20G-f40/65	f_{cl}	3,81	0,73	19%	6,35	0,49	8%	3,24	0,34	10%
	f_{R1}	6,75	0,31	5%	9,73	0,88	9%	5,07	0,52	10%
	f_{R2}	7,42	0,27	4%	8,15	0,64	8%	5,24	0,62	12%
	f_{R3}	7,19	0,22	3%	7,99	0,83	10%	4,94	1,19	24%
	f_{R4}	6,62	0,14	2%	7,56	1,07	14%	4,70	1,27	27%
A50d20F-f70/45	f_{cl}	3,59	0,36	10%	3,64	0,34	9%	3,32	0,12	3%
	f_{R1}	3,61	1,00	28%	3,92	0,62	16%	6,62	0,46	7%
	f_{R2}	4,21	0,95	23%	4,57	0,61	13%	7,19	0,18	2%
	f_{R3}	3,58	1,26	35%	4,46	0,79	18%	6,92	0,31	4%
	f_{R4}	3,05	1,86	61%	4,32	0,74	17%	6,57	0,37	6%
A50d12G-f70/45	f_{cl}	5,07	0,56	11%	5,45	0,42	8%	3,31	0,26	8%
	f_{R1}	7,34	0,96	13%	6,00	0,71	12%	4,79	0,29	6%
	f_{R2}	7,67	1,01	13%	4,71	0,71	15%	5,50	0,16	3%
	f_{R3}	6,74	0,46	7%	3,34	0,48	14%	5,27	0,53	10%
	f_{R4}	6,17	0,48	8%	2,50	0,42	17%	4,97	0,53	11%
A30d20F-f70/65	f_{cl}	3,77	0,43	11%	3,58	0,48	13%	2,93	0,63	21%
	f_{R1}	4,76	1,30	27%	4,94	0,06	1%	3,99	1,03	26%
	f_{R2}	5,71	1,07	19%	5,52	1,62	29%	4,36	0,50	12%
	f_{R3}	5,46	0,74	13%	5,10	1,35	26%	4,22	0,28	7%
	f_{R4}	5,20	0,88	17%	4,80	1,13	24%	3,88	0,34	9%
A30d12G-f70/65	f_{cl}	3,37	0,48	14%	6,72	1,57	23%	3,73	0,21	6%
	f_{R1}	5,76	0,64	11%	8,33	5,12	62%	8,21	0,28	3%
	f_{R2}	6,00	0,60	10%	8,29	5,04	61%	7,80	0,12	2%
	f_{R3}	5,94	0,65	11%	7,60	4,73	62%	6,89	0,50	7%
	f_{R4}	5,58	0,55	10%	6,65	4,31	65%	5,91	0,46	8%

Os valores de resistência residual foram calculados a partir da carga correspondente ao $CMOD$ na face inferior das vigas. Para se considerar as medidas de $CMOD$ na face inferior da viga, foi feita uma correlação entre os valores de $CMOD$ medidos pelo transdutor de deslocamento ($CMOD_{DT}$). Este transdutor se encontrava a 25 mm da face inferior da viga, e considerou-se uma variação linear do $CMOD$ ao longo do comprimento a_0 do entalhe, de modo que os valores de $CMOD$ fossem obtidos nessa face inferior da viga (FIG. 4.79). Esta correlação se baseou na hipótese da seção plana permanecer plana após a deformação, levando a um valor de $CMOD$ dado por:

$$CMOD = \left(\frac{h}{h + 2,5} \right) CMOD_{DT}$$

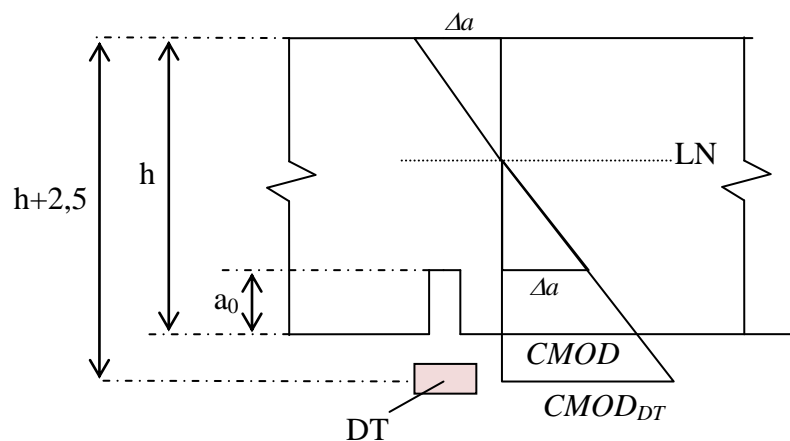


Figura 4.79. Correlação do $CMOD_{DT}$ medido pelo DT para o $CMOD$ na face inferior da viga.

Para se avaliar a influência do efeito de tamanho na resistência residual dos CCVRFA e dos CAARFA, foram traçadas as curvas de tensão versus $CMOD$ (σ - $CMOD$). A FIG. 4.80 apresenta as curvas σ - $CMOD$ para o concreto tipo V30d12G-f70/65 e para o A50d12G-f70/45, considerando um $CMOD$ máximo de 0,5 mm (FIG. 4.80 a e 4.80 c) e um $CMOD$ máximo de 3,5 mm (FIG. 4.80 b e 4.80 d). A tensão foi determinada segundo critério de resistência dos materiais:

$$\sigma = \frac{6M}{(bh)^2} \quad (4.4)$$

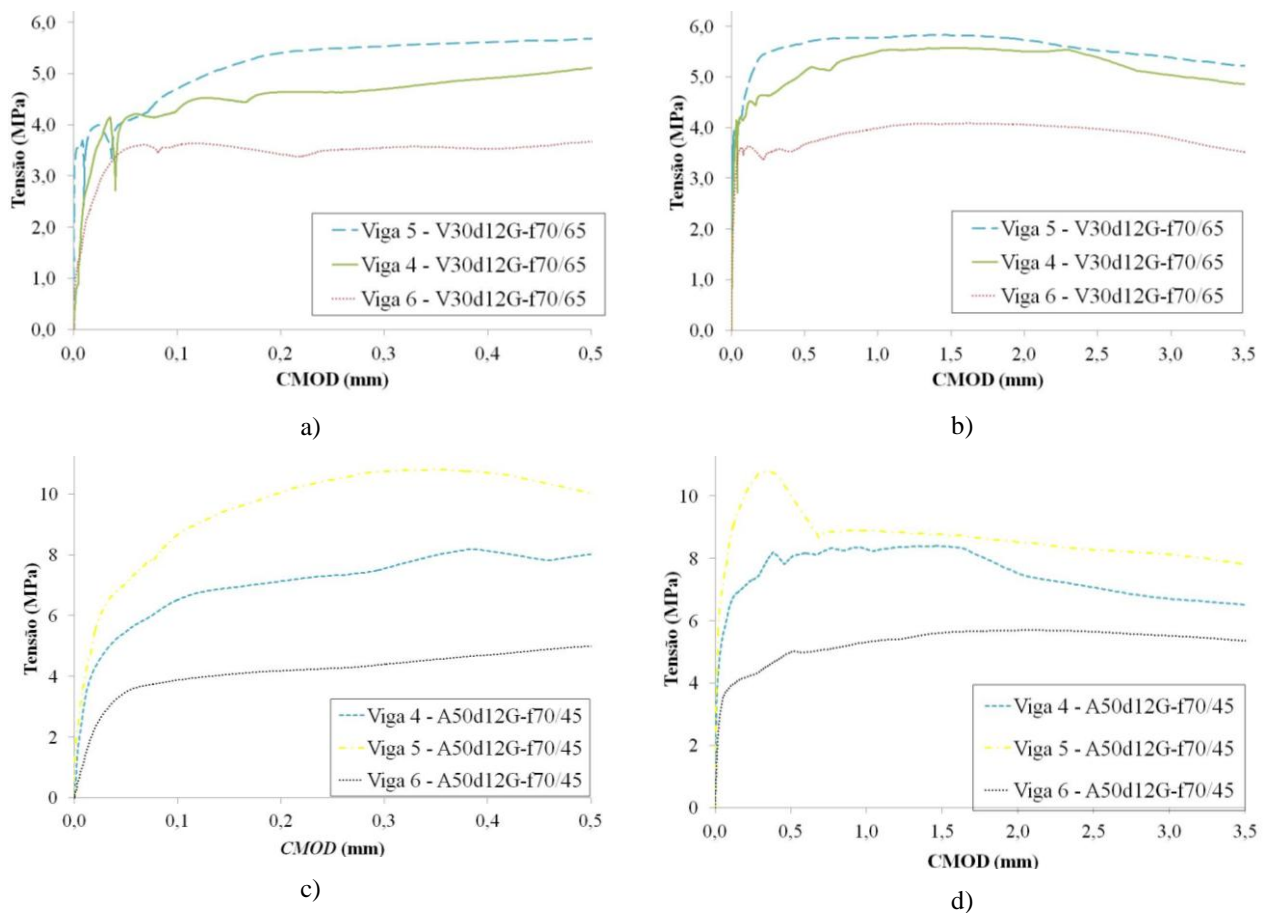


Figura 4.80. (a) Curva σ - $CMOD$ do V30d12G-f70/65, para $CMOD$ máximo igual a 0,5 mm (b) Curva σ - $CMOD$ do V30d12G-f70/65, para $CMOD$ máximo igual a 3,5 mm (c) Curva σ - $CMOD$ do A50d12G-f70/45, para $CMOD$ máximo igual a 0,5 mm (d) Curva σ - $CMOD$ do A50d12G-f70/45, para $CMOD$ máximo igual a 3,5 mm.

Na FIG. 4.80, nota-se que as vigas com dimensões menores apresentaram valores de tensão superiores aos valores de tensão de vigas com dimensões maiores para uma mesma abertura da boca da trinca, tanto nos CCVRFA quanto nos CAARFA. Observa-se também na FIG. 4.80, que há pontos em que as curvas se cruzam, ou se aproximam, isso pode ter ocorrido devido à quantidade de fibras e à orientação das fibras ao longo da seção de ruptura.

A seguir, são apresentados os resultados do tratamento estatístico dos valores de resistência no limite de proporcionalidade e de resistência residual obtidos por meio dos ensaios de flexão em três pontos, buscando verificar a influência das variáveis de interesse nos resultados obtidos para cada um dos tipos de viga de concreto (TAB. 4.35 e 4.36). As

tabelas e as figuras contendo a análise estatística completa para cada um dos tipos de viga, assim como a análise dos resíduos, encontram-se dispostos no ANEXO B.

Tabela 4.35. Valores de $P-\Delta$ da análise de variância (ANOVA) para os CCVRFA.

Tipo de viga	Resistência	Valores de $P-\Delta$ das variáveis de interesse na resistência				
		Quantida de fibras	Fator de forma das fibras	Resist. compressão	Diâmetro max.	Granulometria
Viga 4	f_{cl}	0,276	0,419	0,010	0,841	0,079
	f_{R1}	0,0005	0,024	0,628	0,700	0,783
	f_{R2}	0,002	0,041	0,840	0,604	0,734
	f_{R3}	0,005	0,044	0,863	0,594	0,931
	f_{R4}	0,007	0,05	0,709	0,731	0,827
Viga 5	f_{cl}	0,023	0,003	0,002	0,216	0,085
	f_{R1}	0,0005	0,0005	0,120	0,014	0,099
	f_{R2}	0,005	0,0005	0,442	0,016	0,165
	f_{R3}	0,027	0,001	0,487	0,021	0,250
	f_{R4}	0,011	0,002	0,344	0,005	0,403
Viga 6	f_{cl}	0,019	0,858	0,356	0,623	0,002
	f_{R1}	0,0005	0,690	0,086	0,978	0,216
	f_{R2}	0,0005	0,902	0,112	0,840	0,042
	f_{R3}	0,0005	0,630	0,205	0,941	0,084
	f_{R4}	0,0005	0,426	0,632	0,875	0,089

Observa-se na TAB. 4.35, que a quantidade de fibras influenciou de modo significativo a resistência residual dos CCVRFA, em todos os Tipos de vigas. Nota-se também que o fator de forma das fibras foi significativo na resistência residual das vigas Tipo 4 e 5. Um aumento na quantidade de fibras ou a utilização de fibras com fator de forma de 65, provocou o incremento nos valores das resistências residuais. Ainda nas vigas Tipo 4 e 5, a resistência à compressão influenciou significativamente nos valores da resistência no limite de proporcionalidade, sendo que um aumento na resistência à compressão elevou os valores da resistência no limite de proporcionalidade.

Tabela 4.36. Valores de $P-\Delta$ da análise de variância (ANOVA) para os CAARFA.

Tipo de viga	Resistência	Valores de $P-\Delta$ das variáveis de interesse na resistência				
		Quantidade de fibras	Fator de forma das fibras	Resist. compressão	Diâmetro max.	Granulometria
Viga 4	f_{cl}	0,296	0,338	0,0005	0,891	0,371
	f_{R1}	0,002	0,013	0,004	0,557	0,0005
	f_{R2}	0,004	0,014	0,010	0,680	0,005
	f_{R3}	0,013	0,003	0,037	0,690	0,003
	f_{R4}	0,022	0,004	0,104	0,742	0,003
Viga 5	f_{cl}	0,561	0,003	0,098	0,783	0,0005
	f_{R1}	0,780	0,001	0,210	0,899	0,0005
	f_{R2}	0,445	0,0005	0,548	0,602	0,009
	f_{R3}	0,807	0,0005	0,617	0,226	0,029
	f_{R4}	0,867	0,0005	0,615	0,095	0,090
Viga 6	f_{cl}	0,0005	0,304	0,0005	0,001	0,036
	f_{R1}	0,001	0,009	0,036	0,197	0,481
	f_{R2}	0,001	0,018	0,006	0,141	0,915
	f_{R3}	0,001	0,029	0,002	0,229	0,860
	f_{R4}	0,001	0,069	0,001	0,325	0,625

Na TAB. 4.36 nota-se, que a quantidade de fibras e a resistência à compressão influenciaram de modo significativo a resistência residual dos CAARFA, principalmente nas vigas Tipo 4 e 6. Observa-se também, que o fator de forma das fibras e a granulometria foram significativos na resistência residual nas vigas Tipo 4 e 5. Um aumento na quantidade de fibras, a utilização de fibras com fator de forma de 65, o aumento da resistência à compressão e a variação da granulometria fina para grossa, provoca o incremento nos valores das resistências residuais. Nos valores da resistência no limite de proporcionalidade a resistência à compressão mostrou-se mais significativa nas vigas Tipo 4 e 6, e a granulometria foi mais significativa nas vigas do Tipo 5.

A análise dos resíduos dos valores médios da resistência no limite de proporcionalidade das vigas Tipo 4, 5 e 6 dos CCVRFA e dos CAARFA indicou uma ligeira dispersão dos dados, com alguns pontos *outlier*, denotando uma observação com larga padronização residual. A presença de pontos *outlier* na curva de probabilidade de distribuição normal

indica que algo pode ter ocorrido durante a execução do ensaio. Provavelmente a aplicação da carga não ocorreu do mesmo modo durante os ensaios das vigas no intervalo do *CMOD* de 0,03 a 0,06 mm. A carga variou devido ao controle manual de sua aplicação e ao início da propagação da trinca, para se tentar manter a estabilidade do ensaio.

Na análise de resíduos da resistência residual foi observado, em alguns resultados, um ponto *outlier*, denotando uma observação com larga padronização residual. Isto pode ser considerado normal, devido à elevada dispersão dos resultados que normalmente são encontrados nos ensaios em concretos reforçados com fibras de aço.

Os resultados dos CCVRFA indicaram que a quantidade de fibras contribuiu de modo semelhante nas vigas Tipo 4, 5 e 6. Entretanto, o fator de forma mostrou-se mais significativo nas vigas Tipo 4 e 5, possivelmente devido à maior solitação das fibras durante a propagação da fratura, pois a seção transversal das vigas Tipo 4 e 5 eram menores do que a das vigas tipo 6. Nas vigas Tipo 5, o diâmetro máximo também foi significativo nos valores da resistência residual, entretanto para valores de *CMOD* maiores que 0,5 mm, o concreto já se apresentava fissurado pouco contribuindo na resistência residual. Logo pode-se supor que o diâmetro máximo do agregado possa ter influenciado por meio do comprimento das fibras utilizadas e da interação com os diâmetros máximo dos agregados de 12 e 20 mm.

A análise dos resultados dos CAARFA indicaram que a quantidade de fibras, o fator de forma das fibras e a resistência à compressão contribuíram de modo semelhante nas vigas Tipo 4, 5 e 6. Diferentemente do observado nos CCVRFA, nos CAARFA, a granulometria influenciou nos resultados da resistência residual. Imagina-se que granulometria mais grossa, provavelmente, possa ter proporcionado um maior atrito entre o concreto e as fibras do que a granulometria mais fina, elevando os valores da resistência residual.

Tal como nos ensaios das vigas Tipo 1, também foram filmadas as faces laterais destas vigas (Tipo 4, 5 e 6) durante a realização dos ensaios de flexão em três pontos, obtendo-se imagens da propagação da fratura durante a aplicação de carga. A partir da correlação das imagens digitais com a emissão acústica, tentou-se analisar o processo de formação da ZPF

e estimar o seu tamanho. Para isso, fez-se uma análise conjunta da propagação da trinca, Δa , com o $CMOD$, juntamente com a emissão acústica e a correlação das imagens digitais, permitindo a visualização de deslocamentos relativos na superfície das vigas. Durante a análise de correlação de imagens digitais, pode-se perceber na superfície das vigas dos diferentes tipos de concretos reforçados com fibras de aço, a formação do caminho previo da trinca, pouco antes de sua propagação (FIG. 4.81). Pode-se notar também que esse caminho foi influenciado pelos mecanismos que compõem a ZPF, pois apresenta-se tortuoso, e com ramificações.

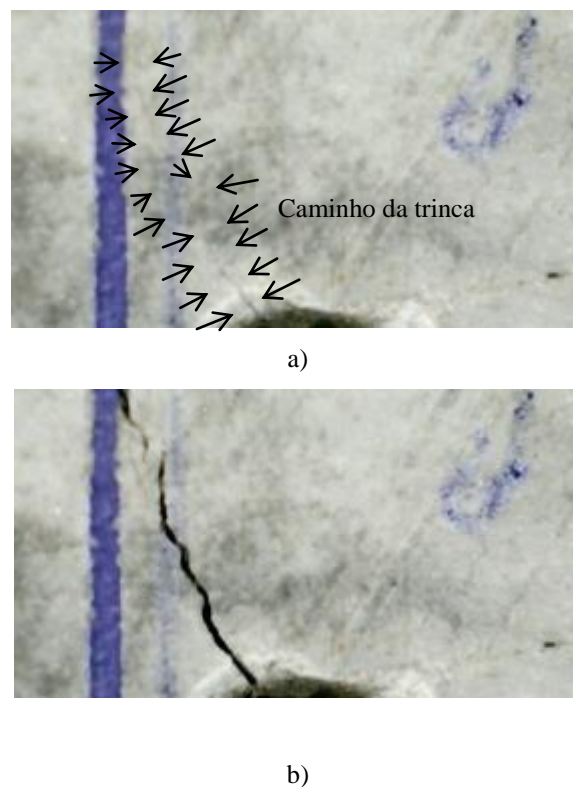


Figura 4.81. (a) Indicação previa do caminho da trinca (b) trinca já propagada.

A indicação previa do caminho da trinca foi notada principalmente nos ensaios das vigas com largura de 100 mm (viga Tipo 4, 5 e 6). Isto pode ter ocorrido devido às deformações na superfície dessas vigas serem maiores do que as deformações na superfície das vigas com largura de 150 mm. Esse caminho foi formado, provavelmente, pelo processo de microfissuração e pela coalescência das microtrincas na matriz de concreto, ou pela ruptura

da camada de pasta de cimento na superfície da viga. A camada de pasta de cimento pode ter rompido antes da trinca se propagar na matriz de concreto, pois a pasta de cimento tende a ser mais frágil do que a matriz de concreto. A camada de pasta de cimento na superfície das vigas pode ter sido formada devido o efeito parede. A utilização de câmeras de vídeo de maior resolução e a aproximação dessas câmeras à superfície do corpo-de-prova, poderão possibilitar uma melhor visualização da indicação previa do caminho da trinca.

A emissão acústica permitiu determinar o momento da ruptura do concreto e a ação de arrancamento das fibras (FIG. 4.82).

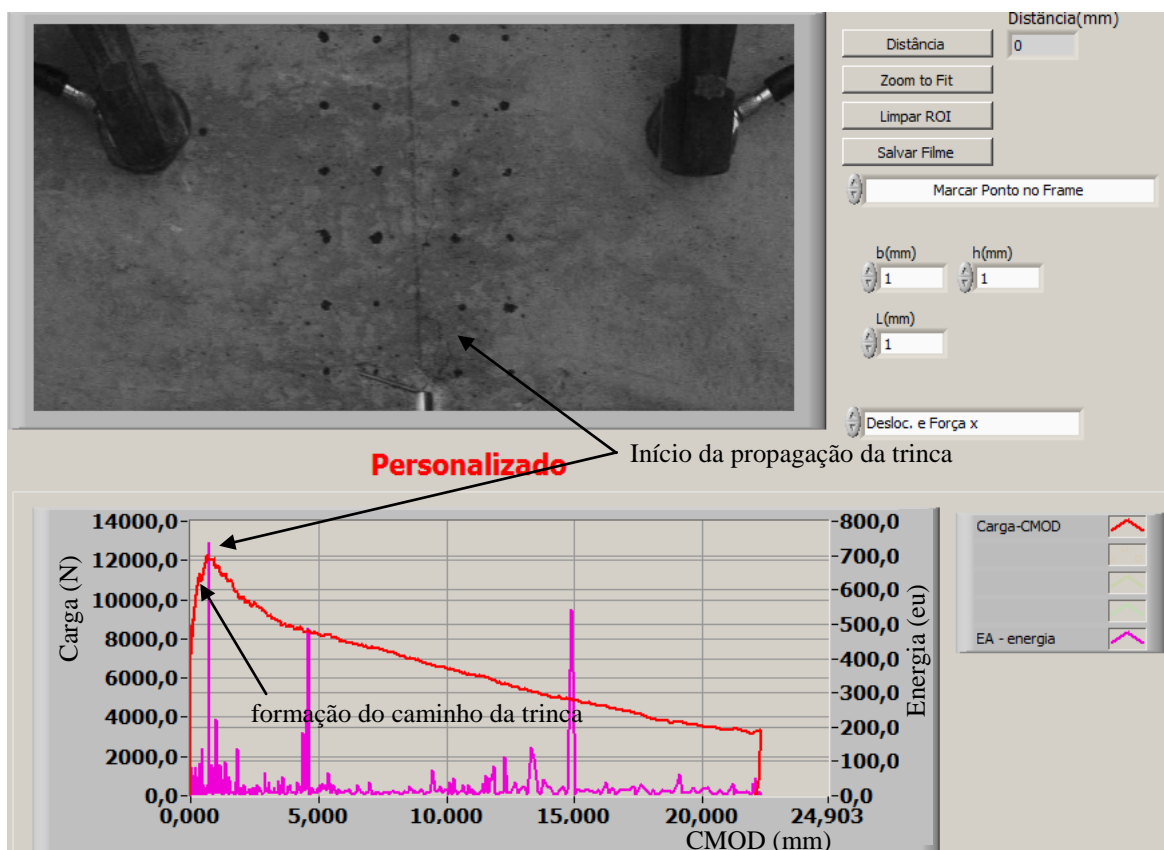


Figura 4.82. Análise conjunta da correlação de imagem digital, emissão acústica e a curva carga-*CMOD*.

A análise da propagação da trinca permitiu visualizar a sua propagação durante o deslocamento de abertura da boca da trinca. Isso foi importante, pois segundo

MURALIDHARA et al. (2010), a trinca se propaga cada vez menos à medida que se aproxima do comprimento da ZPF. Fato esse que pode ser visualizado na FIG. 4.83.

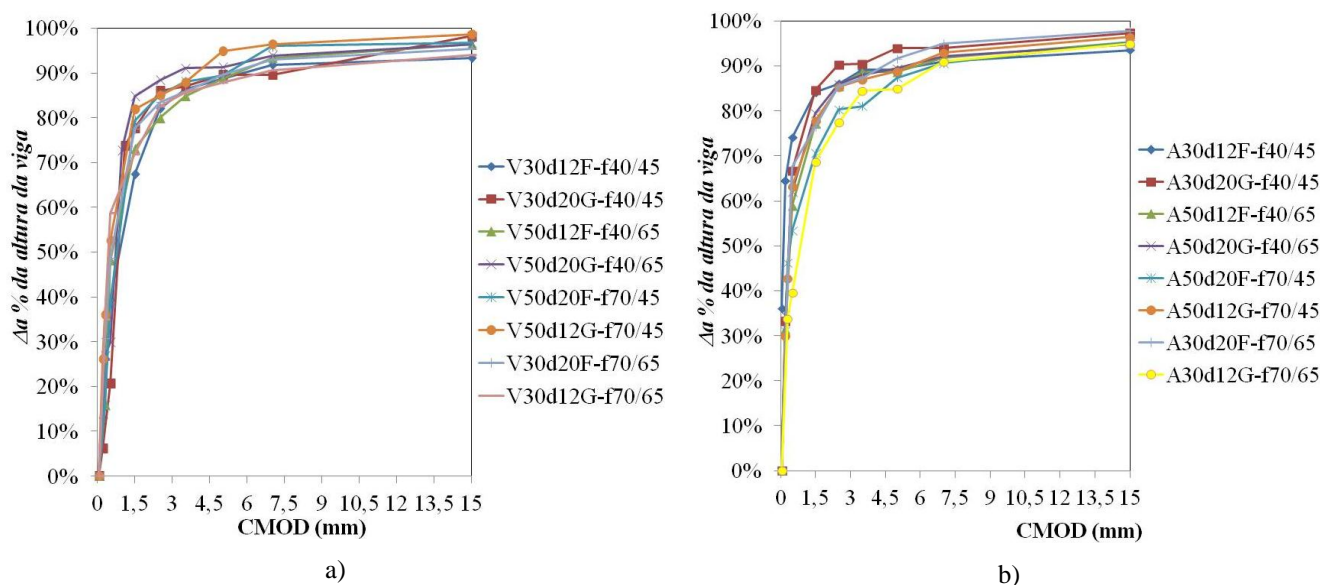


Figura 4.83. (a) Curva Δa versus $CMOD$ dos CCVRFA (b) Curva Δa versus $CMOD$ dos CAARFA.

Na FIG. 4.83 apresenta-se a propagação da trinca em função do deslocamento de abertura da boca da trinca obtida nos ensaios da viga Tipo 6 dos CCVRFA e dos CAARFA. Nota-se na FIG. 4.83, que a propagação da trinca tende a se estabilizar em cerca de 90% da altura da viga no $CMOD$ de 3,5 mm. Comportamento parecido pode ser observado nas vigas Tipo 4 e 5, entretanto, o caminho da propagação da trinca indicou que 100% da superfície da viga acima da região do entalhe, já havia microfissurado. Nas vigas Tipo 6, o caminho de propagação da trinca chegou à aproximadamente 90% da superfície da viga acima da região do entalhe. Assim, pode-se supor que o comprimento da ZPF foi maior ou igual à altura das vigas Tipo 4 e 5, e menor do que a altura da viga Tipo 6. Mesmo a viga estando totalmente microfissurada, os mecanismos da ZPF continuaram atuando, consumindo parte da energia, evitando com que a trinca não se propagasse de maneira frágil.

O comprimento da ZPF foi estimado a partir da medida do caminho de propagação da trinca na superfície das vigas por meio da correlação das imagens digitais (FIG. 4.69). O comprimento da ZPF foi estimado entre o $CMOD$ de 0 a 0,4 mm. A TAB. 4.37 apresenta o comprimento médio da ZPF dos CCVRFA e dos CAARFA.

Tabela 4.37. Comprimento médio da ZPF dos CCVRFA e dos CAARFA.

Tipo de concreto	Comprimento médio da ZPF (mm)
V30d12F-f40/45	236,12
V30d20G-f40/45	209,78
V50d12F-f40/65	247,36
V50d20G-f40/65	333,77
V50d20F-f70/45	255,34
V50d12G-f70/45	270,89
V30d20F-f70/65	336,78
V30d12G-f70/65	262,76
A30d12F-f40/45	250,71
A30d20G-f40/45	254,39
A50d12F-f40/65	252,49
A50d20G-f40/65	340,29
A50d20F-f70/45	252,92
A50d12G-f70/45	267,89
A30d20F-f70/65	331,85
A30d12G-f70/65	267,32

Para avaliar a influência das variáveis de interesse no comprimento da ZPF dos concretos estudados, foi realizada análise de variância (ANOVA) destes dados em relação às variáveis de interesse da pesquisa. A TAB. 4.38 apresenta os resultados deste tratamento estatístico para os CCVRFA, baseados nos ensaios de 3 vigas para cada tipo de CCVRFA, considerando-se os valores médios do comprimento da ZPF.

Tabela 4.38. Análise de variância (ANOVA) do comprimento da ZPF dos CCVRFA.

Fatores	GL	Seq. SQ	Adj. SQ	Adj. MQ	F	P-Δ
Quantidade de fibras	1	3559,5	3559,5	3559,5	3,89	0,064
Fator de forma das fibras	1	16514,4	16514,4	16514,4	18,04	0,0005
Resist. compressão	1	1375,9	1375,9	1375,9	1,50	0,236
Diâmetro máx.	1	5153,3	5153,3	5153,3	5,36	0,029
Granulometria	1	3,3	3,3	3,3	0,00	0,953
Erro	18	16477,6	16477,6	915,4		
Total	23	43083,9				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa da quantidade de fibras, da resistência à compressão e da granulometria. Entretanto, o fator de forma das fibras e o diâmetro máximo do agregado mostraram-se

significativos. A FIG. 4.84 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram no comprimento da ZPF dos CCVRFA.

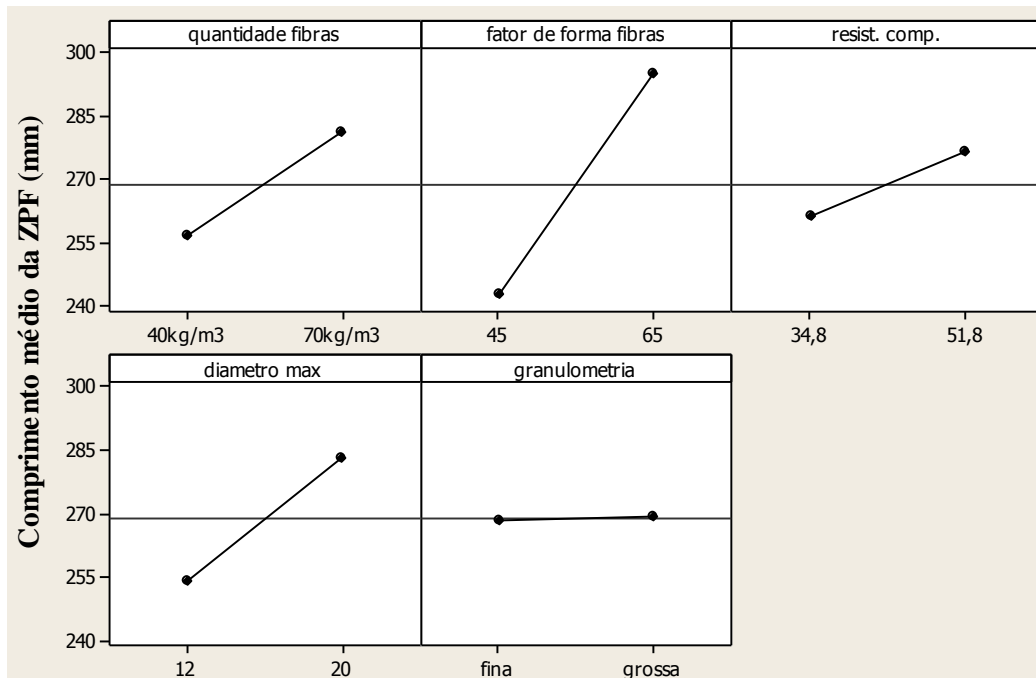


Figura 4.84. Comprimento médio da ZPF dos CCVRFA versus variáveis de interesse.

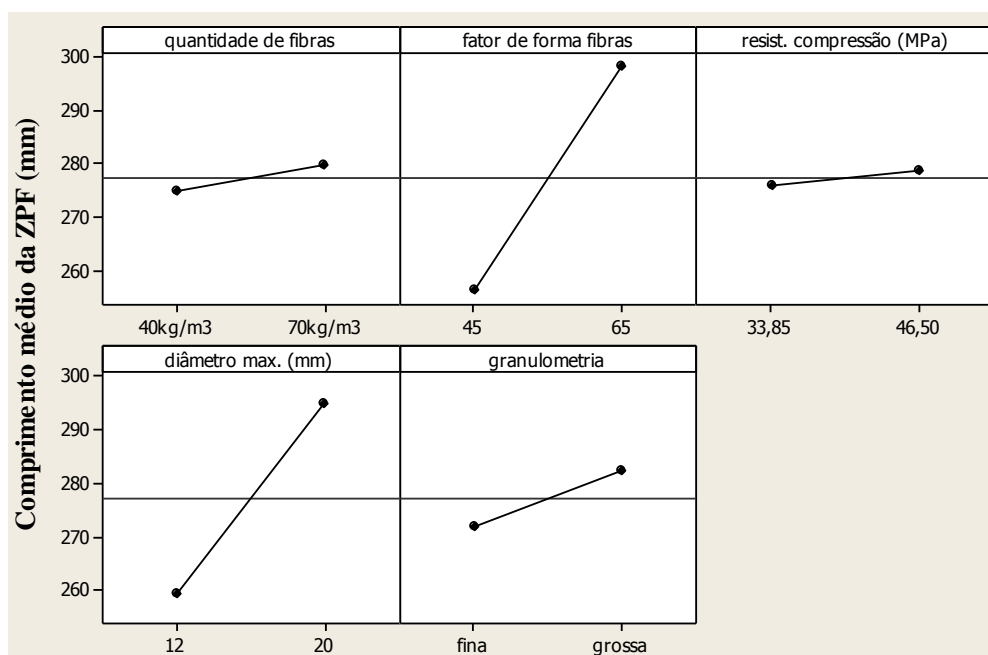
Na FIG. 4.84, observa-se que o aumento do fator de forma de 45 para 65 e o aumento do diâmetro máximo do agregado de 12 para 20 mm contribuíram para o aumento do comprimento da ZPF. Provavelmente o fator de forma das fibras pode ter contribuído para melhorar o atrito entre a matriz de concreto e as fibras, dificultando o arrancamento destas, pois, uma fibra com fator de forma maior, tenderá a consumir mais energia durante a propagação da fissura

De maneira análoga, para avaliar a influência das variáveis de interesse no comprimento da ZPF dos concretos estudados, realizou-se a análise de variância (ANOVA) a partir dos dados disponíveis. A TAB. 4.39 apresenta os resultados da ANOVA para os CAARFA, baseados nos ensaios de 3 vigas para cada tipo de CAARFA, considerando-se os valores médios de comprimento da ZPF.

Tabela 4.39. Análise de variância (ANOVA) do comprimento da ZPF dos CAARFA.

Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Quantidade de fibras	1	160,9	160,9	160,9	0,28	0,606
Fator de forma das fibras	1	10511,5	10511,5	10511,5	18,05	0,0005
Resist. compressão	1	38,3	38,3	38,3	0,07	0,800
Diâmetro máx.	1	7607,4	7607,4	7607,4	13,06	0,002
Granulometria	1	683,8	683,8	683,8	1,17	0,293
Erro	18	10485,1	10485,1	582,5		
Total	23	29487,0				

Os resultados indicam que não houve dados suficientes ou não houve influência significativa da quantidade de fibras, do fator de forma das fibras e da resistência à compressão. Entretanto o diâmetro máximo do agregado e a granulometria mostraram-se significativas. A FIG. 4.85 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram no comprimento da ZPF dos CAARFA.

**Figura 4.85.** Comprimento médio da ZPF dos CAARFA versus variáveis de interesse.

Na FIG. 4.85, observa-se que o aumento do fator de forma de 45 para 65 e o aumento do diâmetro máximo do agregado de 12 para 20 mm contribuíram para o aumento do

comprimento da ZPF. Provavelmente, o fator de forma das fibras pode ter contribuído para aumentar o atrito entre a matriz de concreto e as fibras, dificultando o arrancamento das fibras. Assim uma fibra com fator de forma maior tenderá a consumir mais energia durante a propagação da fissura. O diâmetro máximo do agregado pode ter contribuído devido à variação do comprimento das fibras utilizadas quando se tratava de concretos com agregados de diâmetro máximo de 12 ou 20 mm.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

Os resultados obtidos pela correlação de imagem digital indicaram a possibilidade de se fazer um sistema de baixo custo e fácil aplicação, que se demonstrou eficiente para medição dos deslocamentos na superfície dos corpos-de-prova, tratando-se de uma ferramenta de grande potencial para avaliação da propagação de trincas nos elementos estruturais de concreto. Durante a análise dos resultados das imagens obtidas, observou-se que a precisão das medidas está diretamente relacionada à distância da superfície filmada à lente câmera, bem como à resolução da câmera, isto é, para a análise de superfícies de grandes dimensões será necessário o uso de câmeras de altíssima resolução e elevado custo. Entretanto, para a análise de áreas de dimensões reduzidas, como no caso de ensaios de flexão de três pontos em vigas, onde a área em foco consiste de uma faixa estreita adiante do entalhe ao longo da altura da viga, podem ser utilizadas câmeras mais simples e de baixo custo, tais como as câmeras USB (*webcams*), ou ainda microscópios USB. Esta é uma metodologia aplicável não só ao ensaio acima mencionado, mas aos demais testes experimentais em corpos-de-prova no ambiente de laboratório, visando à caracterização de materiais, como por exemplo, na determinação de módulo de elasticidade.

Dentre os ensaios realizados para se determinar os parâmetros de fratura dos CCV e dos CAA, o método da TC 89-FMT, Método do Efeito de Tamanho, mostrou-se como o mais adequado, pois envolve um sistema de aplicação de carga simples, necessitando apenas da obtenção da carga máxima, sem a necessidade de utilização de máquina servo-controlada. Além disto, os resultados obtidos no trabalho por meio deste método mostraram-se totalmente coerentes com os resultados correspondentes dos ensaios de emissão acústica.

Os CAA estudados em geral apresentaram valores mais baixos de energia de fratura que os CCV correspondentes, o que foi comprovado tanto pelos resultados do Método dos Dois Parâmetros quanto pelo Método do Efeito de Tamanho. Além disto, os resultados da dos testes de emissão acústica também confirmaram esta tendência. Provavelmente, esse comportamento mais frágil está relacionado à melhoria das propriedades da interface, devido à utilização de uma composição granulométrica com mais finos no caso dos CAA do que no caso dos CCV.

A associação da técnica de emissão acústica com a técnica de correlação de imagem digital possibilitou a análise do tamanho da ZPF nos CCVRFA e nos CAARFA. A análise das imagens indicou uma pré-trinca na camada superficial de pasta de cimento, no momento em que a técnica de emissão acústica ainda não indicava a propagação da fratura. Em seguida, após um pequeno incremento da carga, a propagação de fato ocorreu conforme mostrou a imagem, seguindo o caminho indicado pela pré-trinca, fato confirmado também pela propagação acústica. O uso do tamanho da pré-trinca, captado pelas imagens, como uma estimativa do tamanho da ZPF trata-se de uma proposta de grande relevância para o estudo da propagação de trincas nos elementos estruturais de concreto, ressaltando-se que este é um parâmetro de fácil obtenção por meio da técnica de correlação de imagem.

A utilização da areia artificial na confecção dos CAA e dos CAARFA, visando aumentar a quantidade de finos, demonstrou ser bastante eficaz, possibilitando a redução do custo de produção destes dois tipos de concreto.

Os CCV e os CAA apresentaram comportamentos equivalentes, considerando-se a resistência à compressão, que foi influenciada significativamente pela granulometria. O uso de granulometria mais fina proporcionou incremento dos valores de resistência à compressão. O módulo de elasticidade dos CAA estudados foi ligeiramente menor do que o módulo de elasticidade dos CCV de referência, para um mesmo nível de resistência à compressão. Entretanto, esta ligeira redução observada para o módulo de elasticidade pode ser recompensada pelo aumento da produtividade dos CAA e pela melhoria do processo construtivo, comprovada por menores valores dos coeficientes de variação nos resultados obtidos para os CAA em comparação aos resultados dos CCV.

A resistência à compressão dos CAARFA e dos CCVRFA de referência estudados foi influenciada significativamente pela granulometria e pelo diâmetro máximo do agregado. Os valores do módulo de elasticidade dos CAARFA foram ligeiramente inferiores aos dos CCVRFA de referência, para um mesmo nível de resistência à compressão. Esta ligeira do módulo de elasticidade dos CAARFA deve-se principalmente à redução da quantidade de agregados graúdos dos CAARFA em relação aos CCVRFA, além da não utilização de adições minerais reativas nos CAARFA. Tal como na comparação entre os CAA e os CCV, esta ligeira redução no módulo de elasticidade pode ser recompensada pelo aumento da produtividade dos CAARFA e pela melhoria do processo construtivo, também comprovada por menores valores dos coeficientes de variação nos resultados obtidos para os CAARFA em comparação aos resultados dos CCVRFA.

Com base na análise estatística dos resultados, obteve-se uma equação correlacionando valores médios do módulo de elasticidade do CAA (Eq. 4.2) com os respectivos valores médios de resistência à compressão, bem como para a correlação entre módulo de elasticidade dos CAARFA com sua resistência à compressão. Esta equação apresentou boa correlação para os valores de módulo dos CAARFA estudados. Entretanto, para a proposição desta equação para uso geral para estimativas dos módulos de elasticidade do CAA e do CAARFA seriam necessários testes adicionais com outras misturas, envolvendo estudo da variação de tipos de agregado e adições.

A análise estatística de variância (ANOVA) dos resultados obtidos pelo Método de Dois Parâmetros nos CCV indicou como as variáveis de interesse influenciaram os parâmetros de fratura deste concreto, isto é, a tenacidade crítica à fratura (K_{IC}), o $CTOD_C$ e o comprimento da ZPF (Q). A tenacidade crítica à fratura e o comprimento da ZPF foram influenciados significativamente pela resistência à compressão, enquanto a granulometria influenciou significativamente nos valores de $CTOD_C$ e do comprimento da ZPF. A variação do diâmetro máximo do agregado somente mostrou-se significativo nos valores do comprimento da ZPF.

Com base na análise estatística (ANOVA) da influência das variáveis de interesse nos CAA, para os resultados do Método de Dois Parâmetros, conclui-se que a variação do diâmetro máximo do agregado foi significativa nos valores de K_{IC} e de $CTOD_C$. Por outro lado, a granulometria mostrou-se significativa tanto nos valores de $CTOD_C$, quanto nos valores do comprimento da ZPF (Q).

Considerando-se o Método do Efeito de Tamanho, observa-se que os CAA apresentaram valores de dispersão estatística, w_A , w_C e m , inferiores aos dos CCV, indicando melhor controle tecnológico do CAA durante o processo de concretagem. Além disto, conforme mencionado anteriormente, pode-se concluir com base nas curvas de resistência baseadas no efeito de tamanho que os CAA estudados apresentaram comportamento mais frágil do que os CCV de referência.

De maneira geral, observou-se que a redução do comprimento da ZPF implicou na redução da energia de fratura dos concretos estudados sem adição de fibras (CAA e CCV), entretanto esta redução foi percentualmente menor do que a redução do comprimento da ZPF.

Os CCVRFA e os CAARFA estudados comportaram de modo equivalente, considerando-se as curvas carga- $CMOD$, para valores de $CMOD$ variando de 0 a 20 mm. Ainda com base no comportamento das curvas carga- $CMOD$, concluiu-se, que a quantidade de fibras influenciou de modo significativo, até valores de $CMOD$ da ordem

de 5 mm, acima deste valor de abertura, o comprimento das fibras teve influência mais significativa que as demais variáveis envolvidas.

A emissão acústica, juntamente com a correlação de imagem digital possibilitou a análise do tamanho da ZPF dos CCVRFA e dos CAARFA. O comprimento da ZPF dos CCVRFA foi, em geral, maior do que a dos CAARFA estudados.

5.2 Contribuições originais

Neste trabalho, podem ser apontadas como contribuições originais:

- Estudo e desenvolvimento da metodologia de correlação de imagem digital eficiente, de baixo custo e de fácil aplicação para a caracterização mecânica do concreto, com resultados comprovados pela comparação com os demais métodos utilizados.
- Caracterização dos parâmetros de fratura para os CCV e os CAA, considerando a influência da granulometria, do diâmetro máximo do agregado e da resistência à compressão, bem como a análise de resistência desses concretos com relação ao efeito de tamanho tendo em vista as variáveis de interesse consideradas.
- Caracterização dos parâmetros de fratura para os CCVRFA e os CAARFA, considerando a influência da quantidade de fibras, do fator de forma das fibras, da granulometria, do diâmetro máximo do agregado e da resistência à compressão, bem como a análise de resistência desses concretos com relação ao efeito de tamanho tendo em vista as variáveis de interesse consideradas.
- Metodologia de avaliação da ZPF por meio da correlação de imagens e teste de emissão acústica para os concretos pesquisados, tendo sido evidenciada a correspondência entre o número de *hits* e o comprimento das ZPF.

5.3 Sugestões para trabalhos futuros

Com base nos resultados obtidos, cabe fazer as seguintes sugestões para continuidade e complementação deste trabalho:

- Avaliar a possibilidade de aplicação da equação para estimativa do módulo de elasticidade em função da resistência à compressão para CAA e CAARFA, com outras misturas, envolvendo estudo da variação de tipos de agregado e adições.
- Testar os mesmos CCV e CAA em máquina servo-controlada para se avaliar a influência do sistema de aplicação de carga nos resultados de energia de fratura.
- Obter as curvas de amolecimento dos concretos sem fibra, ensaiados segundo a recomendação RILEM 50-FMC.
- Caracterizar o tamanho da ZPF dos CCV e dos CAA, utilizando a técnica de correlação de imagem digital.
- Avaliar a forma e o tamanho da pré-trinca em relação ao CTOD na ponta da trinca real, medido por meio da metodologia da correlação de imagem digital.

6

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABI-ACKEL, E.; *Adensamento do concreto convencional x concreto autoadensável*. UFMG, 2007.

ACI COMMITTE 212: *Chemical Admixtures for Concrete*. ACI 212.3R-04, American Concrete Institute, Detroit, 2004.

ACI COMMITTE 212: *Guide for the Use of High-Range Water-Reducing Admixtures (Superplasticizers) in Concrete*. ACI 212.4R-04, American Concrete Institute, Detroit, 2004.

ACI COMMITTE 318: *Building code requirements for structural concrete*. ACI 318R-05, American Concrete Institute, Detroit, 2005.

ACI COMMITTE 440: *Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars*. ACI 440.1R-03, American Concrete Institute, Detroit.

ACI COMMITTE 544: *Design considerations for steel fiber reinforced concrete*. ACI 544.4R, American Concrete Institute, Detroit, 1999.

ALEXANDER, M. G. BLIGHT, G. E.; *Behaviour of fracture zones in notched concrete beams*. International Journal of Fracture, Vol. 44, 1990, pp. 71-77.

ALMEIDA FILHO, F.M.; *Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos autoadensável*. tese doutorado, USP, 2006.

ALMEIDA FILHO, F.M. BARRAGÁN, B. E. CASAS, J. R. EL DEBS, A. L. H. C.; *Hardened properties of self-compacting concrete- A statistical approach*. Construction and Building Materials, Vol. 24, 2010, pp. 1608-1615.

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

AGGELIS, D. G. SOULIOTI, D. V. SAPOURIDIS, N. BARKOULA, N. M. PAIPETIS, A. S. MATIKAS, T. E.; *Acoustic emission characterization of the fracture process in fibre reinforced concrete*. Construction and Building Materials, 2011, Vol. 25, pp. 3126-4131.

AGGELIS, D. G.; *Classification of cracking mode in concrete by acoustic emission parameters*. Mechanics Resarch Communications, 2011, Vol. 38, pp. 153-157.

AMPARANO, F. E. XI, Y. ROH. Y-S.; *Experimental study on the effect of aggregate content on fracture behavior of concrete*. Engineering Fracture Mechanics, 2000, Vol. 67, pp. 65-84.

ARANGO, S. E.; *Aproximación a los hormigones reforzados con fibras de acero: caracterización mecánica, efectos del agua de mar y fluencia a flexión*. Dissertação, UPV, 2008.

ARLAN, G.; *Shear strength of reinforced concrete beams with stirrups*, Materials and Structure, 2008, v.41, p.113-122.

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 – Ensaio 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-de-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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “*NBR – 11768: Aditivos para concreto de cimento Portland*”, Rio de Janeiro, ABNT, 1992.

BALENDRAN, R. V. ZHOU, F. P. NADEEM, A. LEUNG, A. Y. T.; *Influence of steel fibres on strength and ductility of normal and lightweight high strength concrete*. Building and Environment, Vol. 37, 2002, pp. 1361-1367.

BANTHIA, N. TROTTIER, J-F.; *Concrete reinforced with deformed steel fibers, Part I: Bond-slip mechanisms. ACI Materials Journal*, Vol. 91 (5), 1994, pp. 435-446.

BANTHIA, N. TROTTIER, J-F.; *Concrete Reinforced with Deformed Steel Fibers - Part II: Toughness Characterization. ACI Materials Journal*, Vol. 92, nº 2, Detroit, USA, mar-abr., 1995. pp 146-154.

BARBOSA, F. R. MOTA, J. M. F. CARNEIRO, M. P.; *A influência do teor de adição metacaulim nas propriedades no estado endurecido: capilaridade e resistência mecânica de argamassas inorgânicas para recuperação de monumentos históricos. ENTAC*, 2006.

BARROS, J. ANTUNES, J. A. B.; *Post-cracking behavior of steel fibre reinforced concrete (RILEM recommendation). Universidade de Minho, Portugal.*

BARROS, J. ANTUNES, J. A. B.; *Experimentaal characterization of the flexural behavior of steel fibre reinforced concrete according to RILEM TC 162-TDF recommendation. Universidade de Minho, Portugal.*

BARROS, J. CRUZ, J. S. ULRIX, E.; *Avaliação da capacidade de absorção de energia de betões reforçados com fibras de aço. Universidade de Minho, Portugal.*

BARROS, J. CUNHA, V. M. C. F. ANTUNES, J. A. B.; *Post-cracking behavior of steel fibre reinforced concrete. Materials and Structure*, 2005, v.38, p.47-56.

BARROS, J. DIAS, S. FORTES, A.; *Near surface mounted technique for the flexural and shear strengthening of concrete beams. Universidade de Minho, Portugal, 2005.*

BARROS, J. GETTU, R. BARRAGÁN, B.; *Material nolinear analysis of steel fibre reinforced concrete beams failing in shear. Universidade de Minho, Portugal, 2004.*

BARROS, J. PEREIRA, E. N. B. SANTOS, S. P. F. LOURENÇO, A. P.; *Possibilidades e desafios do betão auto-compactável reforçado com fibras- do laboratório à aplicação real*. Universidade de Minho, Portugal.

BASSUONI, M. T. NEHDI, M. L.; *Resistance of self-consolidating concrete to sulfuric acid attack wit-h consecutive pH reduction*. Cement and Concrete Research v.37, 2007, p.1070-1084.

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

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

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

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

BENCARDINO.; *Experimental evaluation of SFRC fracture*. Composites: Part B, 2010, Vol. 41 pp. 17-24.

BEHNOOD, A. GHANDEHARI, M.; *Comparison of compressive and slitting tensile strength of high-strength concrete with and without polypropylene fibers heated to high temperatures*. Fire safety journal, 2009, n. 44 pp. 1015-1022.

BENTUR, A. MINDESS, S.; *Fibre reinforced cementitious composites*. Elsevier Applied Science, London, 1990.

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

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.

BORIN, L. A. BAUER, R. J. F. FONSECA, L. P. T. M. D. MARCHI, R. SILVA, R. M. FIGUEIREDO, A. D.; *Risco de rejeição de concretos devido à não conformidade com os parâmetros normalizados para o módulo de elasticidade*. Anais do 52º CBC2012, IBRACON.

BOSILJKOV, V. B.; *SCC mixes with poorly graded aggregate and high volume of limestone filler*. Cement and Concrete Research v.32, 2003, p. 2279-1286.

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

BROUWERS, H. J. H. RADIX, H. J.; *Self-compacting concrete: theoretical and experimental study*. Cement and Concrete Research v.35, 2005, p. 2116-2136.

BUI, V.K, MONTGOMERY, D., HINCZAK, I., TURNER, K.; *Rapid testing method for segregation resistance of self-compacting concrete*. Cement and Concrete Research v.32, 2002.

CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO CIVIL; *Utilização de concreto autoadensável em estruturas de edifícios com custos inferiores ao concreto convencional*. 12º concurso Falcão Bauer, 2005.

CAMPIONE, G. MANGIAVILLANO, M. L.; *Fibrous reinforced concrete beams in flexure: Experimental investigation, analytical modelling and design considerations*. Engineering Structures, Vol. 30, 2008, pp. 2970-2980.

CANAN, T. MEHMET, T. A. FRANK, L.D. BEN B. I. G.; *Effects of silica fume and aggregate size on the brittleness of concrete*. Cement Concrete Res. Vol. 26 (1), 1996, pp. 63-71.

CANOVAS, M. F.; *Hormigón*. Livro, Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 8ª edição, 2007.

CEB-FIP (1993). *CEB-FIP Model Code 1990: Design code*. Ceb bulletin d'information nº. 190, CEB-FIP Comite Euro-International du Beton, Paris, France.

CHANH, N. V.; *Steel fiber reinforced concrete*. Seminaries, Faculty of civil engineering, Ho Chin Minh City University of Technology.

CHEN. B. LIU, J.; *Effect of aggregate on the fracture behavior of high strength concrete*. Construction and Building Materials, 2004, Vol. 18, p.585-590.

CHEN, B. LIU, J.; *Investigation of effects of aggregate size on the fracture behavior of high performance concrete by Acoustic Emission*. Construction and Building Materials, 2007, Vol. 21, p.1696-1701.

CHOI, S. SHAH, S. P.; *Measurement of deformations on concrete subjected to compression using image correlation*. Experimental Mechanics, Vol. 37, nº 3, 1997, pp. 307-313.

CHOULLI, Y. MARÍ, A. R. CLADERA, A.; *Shear behaviour of full-scale prestressed i-beams made with self-compacting concrete*. Materials and Structure, 2008, v.41, p.131-141.

COLOMBO, S. MAIN, I. G. FORDE, M. C.; *Assessing damage of reinforced concrete beam using "b-value" analysis of acoustic emission signals*. J Mater Civil Eng, Vol. 15 (3), 2003, pp. 280-286.

CORR, D. ACCARDI, M. GRAHAM-BRADY, L. SHAH, S. P.; *Digital image correlation analysis of interfacial debonding properties and fracture behavior in concrete*. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 74, 2007, pp. 109-121.

CUNHA, V. M. C. F. BARROS, J. A. O. SENA-CRUZ, J. M.; *Pullout behavior of hooked-end steel fibres in self-compacting concrete*. Report 07, University of Minho, 2006.

CUNHA, V. M. C. F.; *Steel fibre reinforced self-compacting concrete (from micro-mechanics to composite behavior)*. Tese, University of Minho, 2010.

DAL MOLIN, D. C. C.; *Relatório parcial: análise comparativa sílica ativa (silmix) e metacaulim do Brasil*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002.

DAI. X. PU, Q. WANG, L. YUN, H. WANG, Y.; *Measurement on fracture process and prediction fo the load capacity of steel fiber reinforced concrete by electronic speckle pattern interferometry*. Composites: Part B, 2011, Vol. 42, p.1181-1188.

DESHPANDE, Y. OLEK, J.; *Development of rapid-setting, self-consolidating concrete (RSSCC) using small-size aggregate*. 2º International Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, 2006, Quebec-Canada.

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

DEHOUSE, N. M.; *Méthodes d'essais et caractéristiques des bétons armés des fibres métalliques*. Rilem Symposium: Fibre Reinforced Cement and Concrete, Ed. Construction Press, 1975.

DIAMOND S. AND HUANG J.; *The ITZ in concrete - a different view based on image analysis and sem observations*. Cement and Concrete Composites, Vol. 23 (2-3), 2001, pp.179-188.

DING, Y.; *Investigation into the relationship between deflection and crack mouth opening displacement of SFRC beam*. Construction and Building Materials, 2011, Vol. 25, pp. 2432-2440.

DOMONE, P. L.; *A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete*. Cement and Concrete Research v.29, 2007.

DOMONE, P. L.; *Self-compacting concrete: an analysis of 11 years of case studies*. Cement and Concrete Research Vol. 28, 2006, pp. 197-208.

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

DUZGUN, O. A. GÜL, R. AYDIN, A. C.; *Effect of steel fibers on the mechanical properties of natural lightweight aggregate concrete*. Materials Letters, 2005, Vol. 59, pp.3357-3363.

EFNARC; *Especificaciones y directrices para el hormigón autocompactable*. United Kingdom, 2002.

EHE-08; *Instrucción de hormigón estructural*. Espanha, 2008.

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.

ELICES, M. ROCCO, C. G.; *Effect of aggregate on the fracture and mechanical properties of a simple concrete*. Engineering Fracture Mechanics, 2008, Vol. 75, pp. 3839-3851.

ELICES, M. ROCCO, C. G. ROSELLÓ, C.; *Cohesive crack modelling of a simple concrete: Experimental and numerical results*. Engineering Fracture Mechanics, 2009, Vol. 76, pp. 1398-1410.

ENCINA, F. M. BULTÉ, H.C. RICO, M. A.; *Efecto de tamaño y ductilidad en hormigones de baja y alta Resistencia reforzados con fibras de polipropileno*. IV congreso de ACHE, Valencia, 2008.

FELEKOGLU, .; *Effect of water/cement ration on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete*. Building and Environment, Vol. 42, 2007, pp. 1795-1802.

FERRARIS, C. F. OBLA, K. H. HILL, R.; *The influence of mineral admixtures on the rheology of cement paste and concrete*. Cement and Concrete Research v.31, 2001, pp. 245-255.

FERRARA, L. PARK, Y-D. SHAH, S. P.; *A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete*. Cement and Concrete Research v.37, 2007, pp. 957-971.

FERREIRA, M. D. C. VENTURINI, W. S. HILD, F.; *On the analysis of notched concrete beams: from measurement with digital image correlation to identification with boundary element method of a cohesive model*. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 78, 2011, pp. 71-84.

GEIKER, M. R. BRANDL, M. THRANE, L. N. BAGER, D. H. WALLEVIK, O.; *The effect of measuring procedure on the apparent rheological properties of self-compacting concrete*. Cement and Concrete Research v.32, 2002, pp. 1791-1795.

GETTU, R. SALDÍVAR, H.; *Implications of the size effect method for analyzing the fractures of concrete*. Int. J. Solids Structures, Vol. 35, 1998, pp. 4121-4132.

GETTU, R. GARDNER, D. R. SALDÍVAR, H. BARRAGÁN, B.E.; *Study of the distribution and orientation of fibers in sfrc specimens*. Materials and Structures, Vol. 38 (1), 2005, pp. 31-37.

GUETTI, P. C.; *Métodos experimentais para determinação de propriedades do concreto baseados na mecânica da fratura*. Dissertação mestrado, UFMG, 2007.

GUINEA, G. V. EL-SAYED, K. ROCCO, C. G. ELICES, M. PLANAS, J.; *The effect of the bond between the matrix and the aggregates on the cracking mechanism and fracture parameters of concrete*. Cement and Concrete Research, Vol. 32, 2002, pp. 1961-1970.

GOLASZEWSKI, J., SZWABOWSKI, J.; *Influence of superplasticizers on rheological behaviour of fresh cement mortars*. Cement and Concrete Research v.24, 2003.

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

INCE, R.; *Determination of concrete fracture parameters based on 2-parameters and size effect models using split-tension cubes*. Engineering Fractures Mechanics, Vol. 77, 2010, pp. 2233-2250.

IYENGAR, K. T. S. R. RAVIRAJ, S. GUPTA, A. V.; *Graphical method to determine the parameters of the two-parameter fracture model for concrete*. Engineering Fractures Mechanics, Vol. 51, nº. 5, 1995, pp. 851-859.

ISA, M. M. CEA, A. A. RENÓFIO, A.; *Aderência entre concreto autoadensável de alta resistência e armadura*. 2004, Maringá, v.26, nº 2, pp.135-139.

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.

JIN, C. SOLTANI, M. AN. X.; *Experimental and numerical study of cracking behavior of opening in concrete dams*. Computers & Structures, Vol. 83, 2005, pp. 525-535.

KARIHALOO, B.L.; *Fracture Mechanics and Structural Concrete*. Addison Wesley Longman, livro, London, 1995.

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

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

KIM, H. K. LEE, H. K.; *Influence of cement flow and aggregate type on the mechanical and acoustic characteristics of porous concrete*. Applied Acoustics, Vol. 71, 2010, pp. 607-615.

KONSTANTIN, K. ROUSSEL, N.; *Properties of fresh and hardened concrete*. Cement and concrete research, Vol. 41, 2011, pp. 775-792.

KOTSOVOS, M. D. PAVLOVIC, M. N.; *Size effects in structural concrete: a numerical experiment*. Computers & Structures, Vol. 64, No. 1-4, 1997, pp. 285-295.

KUMAR, S. BARAI, S. V.; *Equivalence between stress intensity factor and energy approach based fracture parameters of concrete*. Engineering Fractures Mechanics, Vol. 76, 2009, pp. 1357-1372.

KURUGÖL, S. TANAÇAN, L. ERSOY, H. Y.; *Young's modulus of fiber-reinforced and polymer-modified lightweight concrete composites*. Construction and building materials, Vol. 22, 2008, pp. 1019-1028.

HADJAB, H.; *Fracture process zone in concrete beams: experimental investigation and numerical modeling*. Proceedings of the SEM Annual Conference, June 1-4, 2009, Albuquerque New Mexico, USA, Society for Experimental Mechanics Inc.

HELM, J. KURTZ, S.; *A DIC based testing system for fiber reinforced polymer (FRP) strengthened concrete plates*. Proceeding of the SEM Annual Conference, 2006, Society for Experimental Mechanics Inc.

HILLERBORG, A. MODEER, M. PETERSSON, P.E.; *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*. Cement Concrete Research, Vol. 6, 1976, pp. 773–782.

HO, D. W. S. SHEINN, A. M. M. TAM, C. T.; *The sandwich concept of construction with SCC*. Cement and Concrete Research v.31, 2001, pp. 1377-1381.

HUANG, Y. H. LIU, L. SHAM, F. C. CHAN, Y. S. NG, S. P.; *Optical strain gauge vs traditional strain gauges for concrete elasticity modulus determination*. Optik – International Journal for Light and Electron Optics, Vol. 121, 2010, pp.1635-1641.

HU, X. DUAN, K.; *Influence of fracture process zone height on fracture energy of concrete*. Cement and Concrete Research v.34, 2004, pp. 1321-1330.

LACHEMI, M. HOSSAIN, K. M. A. LAMBROS, V.; *Shear resistance of self-consolidating concrete beams-experimental investigations*. 2005, Canadian Journal of Civil engineering, v.32, n°. 6 pp.1103-1113.

LACHEMI, M. HOSSAIN, K. M. A. LAMBROS, V.; *Self-consolidating concrete incorporating new viscosity modifying admixtures*. Cement and Concrete Research v.34, 2004, pp. 917-926.

LANDIS, E. N.; *Micro-macro fracture relationships and Acoustic Emissions in concrete*. Construction and Building Materials, Vol. 13, 1999, pp. 65-72.

LEEMANN, A. MÜNCH, B. GASSER, P. HOLZER, L.; *Influence of compaction on the interfacial transition zone and the permeability of concrete*. Cement and Concrete Research, Vol. 36, 2006, pp. 1425-1433.

LI V.C. AND STANG H.; *Interface property characterization and strengthening mechanisms in fibre reinforced cement based composites*. Advanced Cement Based Composites, Vol. 6, 1997, pp. 1-20.

LÖFGREN, I. STANG, H. OLESEN, J. F.; *Fracture properties of FRC determined through inverse analysis of wedge splitting and three-point bending test*. Journal of advanced concrete technology, v.3, n°3, pp. 423-434, 2005.

MAIA, L. AZENHA, M. FARIA, R. FIGUEIRAS, J.; *Influence of the cementitious paste composition on E-modulus and heat of hydration evolutions*. Cement and concrete research, v.41, 2011, pp. 799-807.

MALATESTA, S. C. CONTRERAS, M. C.; *Comportamiento al corte de homigones reforzados con fibras de acero*. Revista Ingeniería de construcción, v.24, n°. 1, 2009, pp. 74-94.

MALLICK, P. K.; *Fiber Reinforced Composites: materials, manufacturing and design*. Marcel Decker, Inc., New York, 1993.

MATA, L. A.; *Implementation of Self-Consolidating Concrete (SCC) for Prestressed Concrete Girders*, MS Thesis, North Carolina State University, 2004, November.

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

MIHASHI, H. NOMURA, N. NIISEKI, S.; *Influence of aggregate size on fracture process zone of concrete detected with three dimensional acoustic emission technique.* Cement Concrete Res. Vol. 21, 1991, pp. 737-744.

MIHASHI, H. NOMURA, N.; *Correlation between characteristics of fracture process zone and tension-softenign properties of concrete.* Nuclear Engineering and Design, Vol. 165, 1996, pp. 359-376.

MONTGOMERY, D. C. RUNGER, G. C.; *Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros.* Livro, Ed. LTC, 2º edição, 2004.

MURALIDHARA, S. PRASAD, B. K. R. ESKANDARI, H. KARIHALOO, B. L.; *Fracture process zone size and true fracture energy of concrete using acoustic emission.* Construction and Building Materials, Vol. 24, 2010, pp. 479-486.

NAJIM, K. B. HALL, M. R.; *A review of the fresh/hardened properties and applications for plain-(PRC) and self-compacting rubberized concrete (SCRC).* Construction and Building Materials, Vol. 24, 2010, pp. 2043-2051.

NANTHAGOPALAN, P. SANTHANAM, M.; *Experimental investigations on the influence of paste composition and content on the properties of self-compacting concrete.* Construction and Building Materials, Vol. 23, 2009, pp. 3443-3449.

NANTHAGOPALAN, P. SANTHANAM, M.; *Fresh and hardened properties of self-compacting concrete produced with manufactured sand.* Cement & Concrete Composites, Vol. 33, 2011, pp. 353-358.

NARAYANAN, R.; DARWISH, I. Y. S; *Use of steel fiber as shear reinforcement.* 1987, ACI Structural journal, Detroit, p.216-226.

NEVILLE, A.M.; *Propriedades do concreto.* livro, 1997, Editora Pini.

OHNO, K. OHTSU, M.; *Crack classification in concrete based on acoustic emission*. Construction and Building Materials, Vol. 24, 2010, pp. 2339-2346.

OKAMURA, H.; *Self-compacting high-performance concrete*. Concrete International, Vol.19, 1997, nº 7, pp. 50-54.

OKAMURA, H. OUCHI, M.; *Self-compacting concrete*. Journal of advanced concrete technology, v.1, nº5, pp. 5-15, 2003.

OLIVEIRA, F. L.; *Design-oriented constitutive model for steel fiber reinforced concrete*. tese doutorado, UPC, Espanha, 2010.

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, pp .113-136.

OLIVITO, R. S. ZUCCARELLO, F. A.; *An experimental study on tensile strength of steel fiber reinforced concrete*. Composites: Part B, Vol. 41, 2010, pp. 246-255.

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

OMAR, M. Y. M. REIS, A. P. A. ADORNO, A. L. C. GOMES, R. B.; *Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto autoadensável*. 2005, Anais do II CONPEEX/II Seminário de Pesquisa e Pós-graduação da UFG.

OZBAY, E. GESOGLU, M. GÜNEYISI, E.; *Empirical modeling of fresh and hardened properties of self-compacting concrete by genetic programming*. Construction and Building Materials, v.22, 2008, pp. 1831-1840.

PARK, C.K., NOH, M.H., PARK, T.H.; *Rheological properties of cementitious materials containing mineral admixtures*. Cement and Concrete Research xx, 2004.

PARK, R. PAULAY, T.; *Reinforced concrete structures*, livro, 1975, John Wiley & Sons, New York.

PEREIRA, E. N. B. BARROS, J. CUNHA, V. M. C. F. SANTOS, S. P. F.; *Compression and bending behavior of steel fibre reinforced self-compacting concrete*. Universidade de Minho, Portugal.

PEREIRA, E. N. B. BARROS, J. RIBEIRO, A. F. CAMÕES, A.; *Post-cracking behavior of selfcompacting steel fibre reinforced concrete*. Universidade de Minho, Portugal.

PEREIRA, E. N. B. BARROS, J. RIBEIRO, A. F. CAMÕES, A.; *Steel fiber reinforced concrete-experimental research and numerical simulation*. Universidade de Minho, Portugal, 2008.

PERSSON, B.; *A comparison between mechanical properties of self-compacting concrete and the corresponding properties of normal concrete*. Cement and Concrete Research v.31, 2001, p. 193-198.

PERSSON, B.; *Sulphate resistance of self-compacting concrete*. Cement and Concrete Research v.33, 2003, p. 1933-1938.

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

POON, C. S. HO, D. W. S.; *A feasibility study on the utilization of r-FA in SCC*. Cement and Concrete Research v.34, 2004, p. 2337-2339.

PONCE, D. M.; Hormigón de altas prestaciones: *Hormigón con fibras*. 2010.

RANGARAJU, P. R. OLEK, J. DIAMOND, S.; *An investigation into the influence of inter-aggregate spacing and the extent of the ITZ on properties of portland cement concretes*. Cement and Concrete Research, Vol. 40, 2010, pp. 1601-1608.

RIGUEIRA VICTOR, J.W.; *Estudio de la sensibilidad e influencia de la composición en las propiedades reológicas y mecánicas de los hormigones autocompactantes*. Tesis doctoral, Universidade Politecnica de Valencia, 2008.

RILEM-FIP-CEB; *Bond test for reinforcing steel: 1-Beam test (7-II-28 D). 2-Pullout test (7-II-128): Tentative recommendations*. RILEM Journal Materials and Structures, Vol. 6, 1973, n°. 32, Mar./Apr., p. 96-105.

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

RILEM - “*Draft Recommendation 50-FMC 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*”, libro, 1989, London New York Chapman and Hall.

ROCCO, C. G. ELICES, M.; *Effect of aggregate shape on the mechanical properties of simple concrete*. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 76, 2009, pp. 286-298.

ROSSIGNOLO, J. A. OLIVEIRA, I. L.; *Concreto leve estrutural com metacaulim*. Pesquisa e Tecnologia Minerva, v.3(2), p.177-187.

ROUX, S. RÉTHORÉ, J. HILD, F.; *Digital image correlation and fracture: an advanced technique for estimating stress intensity factors of 2D and 3D cracks*. Journal of Physics D: Applied Physics, 2009.

ROZIÈRE, E. GRANGER, S. TURCRY, Ph. LOUKILI, A.; *Influence of paste volume on shrinkage cracking and fracture properties of self-compacting concrete*. Cement and Concrete Research v.29, 2007, p.626-636.

SAHMARAN, M. YAMAN, I. Ö. TOKYAY, M.; *Transport and mechanical properties of self-compacting concrete with high volume fly ash*. Cement & Concrete Composites, Vol. 31, 2009, pp. 99-106.

SAGAR, R. V. PRASAD, B. K. R.; *An experimental study on acoustic emission energy as a quantitative measure of size independent specific fracture energy of concrete beams*. Construction and Building Materials, Vol. 25, 2011, pp. 2349-2357.

SCOARI, M. R.; *Concretos reforçados com fibras: avaliação das propriedades mecânicas através do método da maturidade*. Dissertação, UNESP-Ilha Solteira, 2005.

SERNA, P., TAENGUA, E.G.; *Líneas básicas del diseño y análisis de experimentos*. Dpto. de Ing. de la Construcción y Proyectos de Ing. Civil Universitat Politècnica de València.

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

SHAH, S.P. FERRARA, L.; *Self consolidating fiber reinforced concrete*. In R. Gettu, editor, Sevnth. Intl. RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Design and Applications, 2008, pp. 641-659. Chennai, India.

SHAH, A. A.; RIBAKOV, Y.; *Recent trends in steel fibered high-strength concrete*. Materials & Design, 2011, v. 32, pp. 4122-4151.

SHARMA, A. K.; *Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams*. 1986, ACI journal, Detroit, p.624-628.

SHKOLNIK, I. E.; *Influence of high strain rates on stress-strain relationship, strength and elastic modulus of concrete*. Cement & Concrete Composites, 2008, v. 30, pp. 1000-1012.

SILVA, R. C.; *Vigas de concreto armado com telas soldadas: análise teórica e experimental da resistência à força cortante e do controle da fissuração*. Tese, USP, 2003

SŁOWIK, M.; *Numerical analysis of the width of fracture process zone in concrete beam*. Computational Materials Science, Vol. 50, 2011, pp. 1347-1352.

SONEBI, M., BARTOS, P.J.M., ZHU, W., GIBBS, A., TAMIMI, A.; *Properties of hardened concrete*. Brite EuRam Program: Rational production and improved working environment through using self compacting concrete. Task 4. Advanced concrete masonry center, University of Paisley, Scotland, United Kingdom, 2000.

SOROUSHIAN, P. LEE, C.D.; *Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete*. ACI Materials Journal, Vol. 87 (5), 1990, pp. 433-439.

SOROUSHIAN, P. ELYAMANY H. TLILI, A. OSTOWARI, K.; *Mixed-mode Fracture Properties of Concrete Reinforced with low volume fractions of steel and polypropylene fibers*. Cement and Concrete Composites, Vol. 20, 1998, pp. 67-78.

SOULIOTI, D. BARKOULA, N. M. PAIPETIS, A. MATIKAS, T. E. SHIOTANI, T. ANGELIS, D. G.; *Acoustic emission behavior of steel fiber reinforced concrete under bending*. Construction and Building, Vol. 23, 2009, pp. 3532-3536.

TOPÇU, I. B. UYGUNOĞLU, T.; *Effect of aggregate type on properties of hardened self-consolidating lightweight concrete (SCLC)*. Construction and Building Materials, Vol. 24, 2010, pp. 1286-1295.

TOPÇU, I. B. UYGUNOĞLU, T.; *Experimental investigation of some fresh and hardened properties of rubberized self-compacting concrete*. Materials and Desing, Vol. 30, 2009, pp. 3056-3065.

TORRIJOS, M. C. BARRAGÁN, B. E. ZERBINO, R. L.; *Physical-mechanical properties and mesostructure of plain and fibre reinforced self-compacting concrete*. Construction and Building Materials, Vol. 22, 2008, pp. 1780-1788.

TUTIKIAN, B. F.; *Método para dosagem de concretos autoadensáveis*. Dissertação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2004.

UNE 83.313: “Ensayos del Hormigón. Medida de la Consistencia del Hormigón Fresco. Método del Cono de Abrams”.

UNE 83.314, “Ensayos del Hormigón. Medida de la Consistencia del Hormigón Fresco. Método VeBe”.

UNE 83.500, “Hormigones con Fibras de Acero y/o Polipropileno. Caracterización y Definiciones”.

UNE 83.501, “Hormigones con Fibras. Toma de Muestras de Hormigón Fresco”.

UNE 83.502, “Hormigones con Fibras. Fabricación en Laboratorio”.

UNE 83.503, “Hormigones con Fibras. Medida de la Docilidad por Medio del Cono Invertido”.

UNE 83.504, “Hormigones con Fibras. Fabricación y Conservación de Probetas para los Ensayos de Laboratorio”.

UNE 83.505, “Hormigones con Fibras. Extracción y Conservación de Probetas Testigo”.

UNE 83.506, “Hormigones con Fibras. Refrentado de Probetas con Mortero de Azufre”.

UNE 83.507, “Hormigones con Fibras. Rotura por Compresión”.

UNE 83.508, “Hormigones con Fibras. Determinación del Índice de Tenacidad a Compresión”.

UNE 83.509, “Hormigones con Fibras. Rotura por Flexotracción”.

UNE 83.510, “Hormigones con Fibras. Determinación del Índice de Tenacidad y Resistencia a Primera Fisura”.

UNE 83.511, “Hormigones con Fibras. Determinación de la Resistencia a Cortante”.

UNE 83.512-1, “Hormigones con Fibras. Determinación del Contenido de Fibras de Acero”.

UNE 83.513, “Hormigones con Fibras. Determinación de la Absorción de Energía. Ensayo de Punzonamiento”.

UNE 83.514, “Hormigones con Fibras. Determinación de la Resistencia a Impacto”.

UNE-EN 933-1, “Ensayos para Determinar las Propiedades Geométricas de los Áridos. Parte 1: Determinación de la Granulometría de las Partículas, Tamices de Ensayo, Tamaño Nominal de las Aberturas”.

UNE-EN 933-2, “Ensayos para Determinar las Propiedades Geométricas de los Áridos. Parte 2: Determinación de la Granulometría de las Partículas, Método del Tamizado”.

UNE-EN 1097-6, “Ensayos para Determinar las Propiedades Geométricas de los Áridos. Parte 6: Determinación de la Densidad de Partículas y la Absorción de Agua”.

UNE-EN 15711:2006, “Pinturas y barnices. Determinación de la resistencia al desprendimiento catódico de recubrimientos expuestos al agua de mar”.

VANDEWALLE, L. et al. - RILEM “*Test and desing methods for steel fibre reinforced concrete - Recommendation 162-TDF – Desing of steel reinforced concrete using the σ -w method: principles and applications*”, Materials and Structure, 2002, v.35, p.262-278.

VANDEWALLE, L. et al. - RILEM “*Test and desing methods for steel fibre reinforced concrete - Recommendation 162-TDF – Bending test-Final recommendation*”, Materials and Structure, 2002, v.35, p.579-582.

VANDEWALLE, L. et al. - RILEM “*Test and desing methods for steel fibre reinforced concrete - Recommendation 162-TDF – σ - ε design method-Final recommendation*”, Materials and Structure, 2003, v.36, p.560-567.

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

VIDAL FILHO, L. S., *Influência da adição de fibras curtas de aço no comportamento e resistência ao esforço cortante em vigas de concreto armado*, Dissertação, UFMG, 1999.

VYDRA, V. TRTÍK, K. VODÁK, F.; *Size independent fracture energy of concrete*. Construction and Building Materials, 2011.

WANG, C.; *Experimental investigation on behavior of SFRC*. Dissertação, University of Canterbury, 2006.

WEI, S. MANDEL, J. SAID S.; *Study of the interface strength of steel fibre reinforced cement based composites*. ACI Journal, Vol. 83, 1986, pp. 597-605.

WU, K. CHEN, B. YAO, W.; *Study on the AE characteristic of fracture process of mortar, concrete and steel-fiber-reinforced concrete beams*. Cement and Concrete Research, Vol. 30, 2000, pp. 1495-1500.

WU, K. CHEN, B. YAO, W.; *Study of the influence of aggregate size distribution on mechanical properties of concrete by Acoustic Emission technique*. Cement and Concrete Research, Vol. 31, 2001, pp. 919-923.

WU, Z. RONG, H. ZHENG, J. XU, F. DONG, W.; *An experimental investigation on the FPZ properties in concrete using digital image correlation technique*. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 78, 2011, pp. 2978-2290.

ZHANG, D. WU, K.; *Fracture process zone of notched three-point-bending concrete beams*. Cement and Concrete Research, Vol. 29, 1999, pp. 1887-1892.

ZHANG, J. LI, V. C.; *Simulation of crack propagation in fiber-reinforced concrete by fracture mechanics*. Cement and Concrete Research, Vol. 34, 2004, pp. 333-339.

ZHU, W. BARTOS, P. J. M.; *Permeation properties of self-compacting*. Cement and Concrete Research v.33, 2003, p. 921-926.

ANEXO

A. DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA DE CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL

O *software* de correlação de imagem digital foi desenvolvido na plataforma *LabVIEW* da *National Instruments*. O *software* foi desenvolvido por meio de uma parceria entre o departamento de estruturas da UFMG e a TECHSTEEL. Essa parceria resultou no trabalho conjunto do Eng. Paulo de Castro Guetti com o estagiário da TECHSTEEL, Paulo Henrique P. de Magalhães. O Eng. Paulo de Castro Guetti trabalhou como analista, enquanto o estagiário Paulo Henrique P. de Magalhães foi o programador. O *software* foi dividido em quatro partes, conforme pode ser visualizado na FIG. A.1.

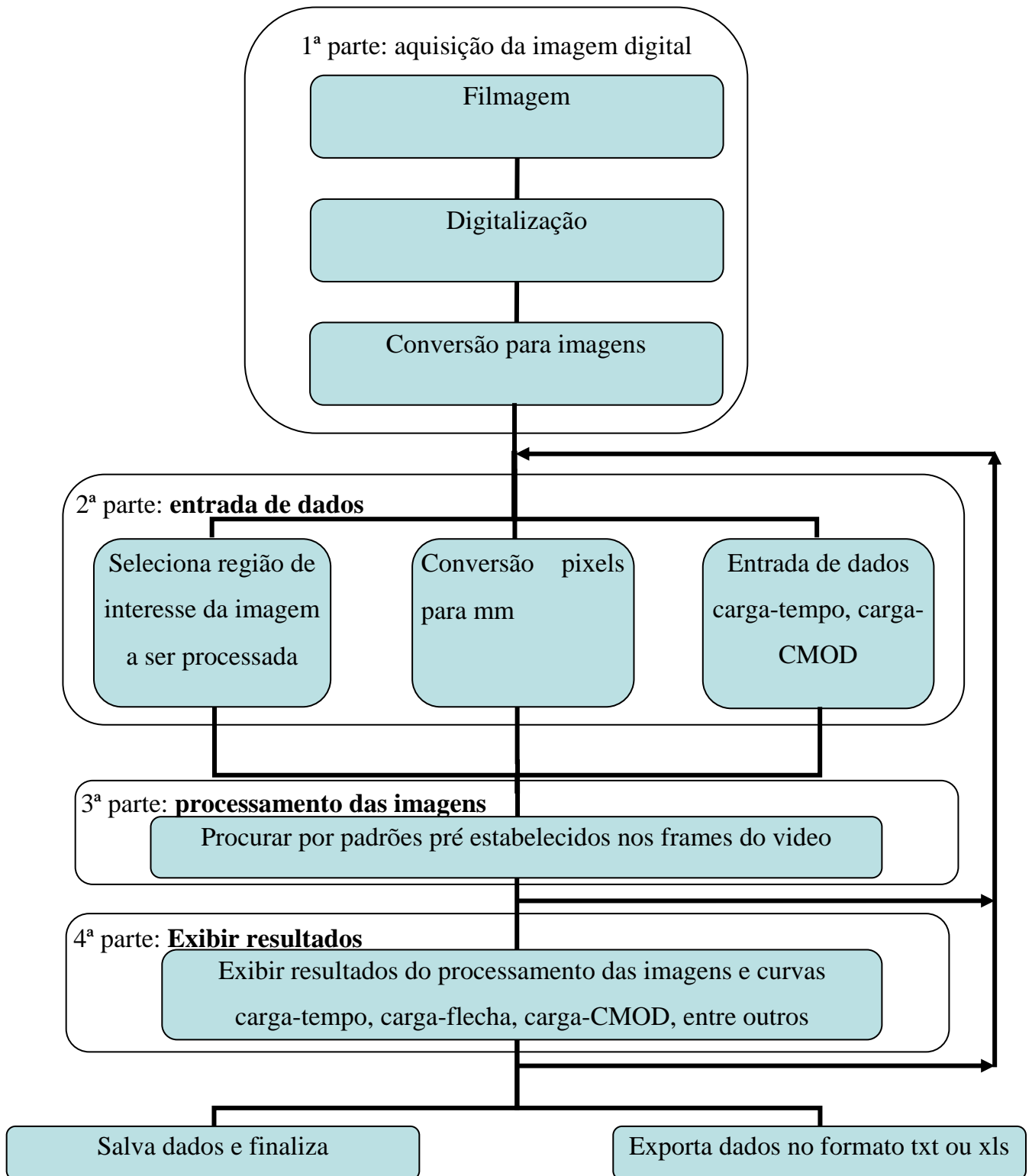


Figura A.1. Fluxograma do *software* de correlação de imagem digital.

A primeira parte corresponde à aquisição das imagens digitais, que foi feita por meio de uma câmera de vídeo Sony HD, que filmou a superfície das vigas (FIG. A.2). Posteriormente o filme da superfície das vigas foi digitalizado e convertido em imagens.

As imagens convertidas correspondem aos *frames* gravados durante a filmagem. Logo o número de imagens por segundo equivale a taxa de *frames* gravados por segundo (*frame rate*).



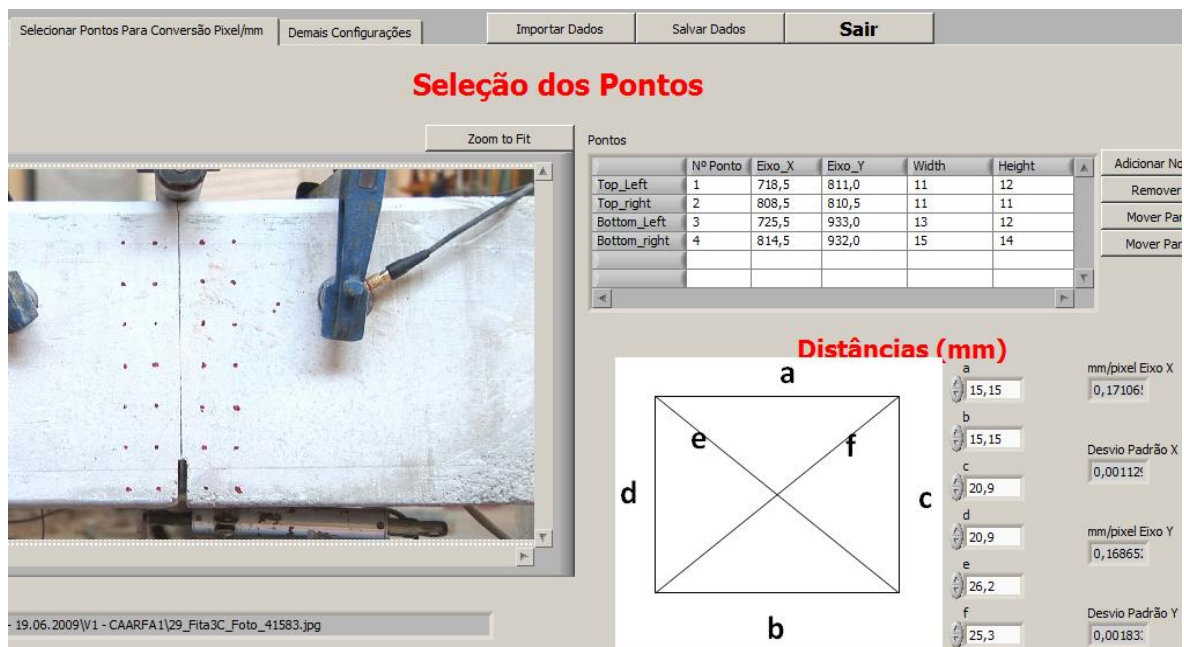
Figura A.2. Filmadora utilizada para filmar a superfície de fratura dos corpos-de-prova.

A segunda parte do *software* (FIG. A3) é responsável pela seleção dos pontos de interesse, pela entrada dos dados captados pela célula de carga e transdutores de deslocamento, e pelos dados relativos às distâncias reais para a conversão da distância em pixel para milímetros. Pontos foram marcados na superfície do corpo-de-prova, esses pontos são chamados de pontos de interesse, pois são utilizados como referência para se determinar o deslocamento relativo ocorrido na superfície dos corpos-de-prova durante o ensaio (FIG. A.4 a). Esses pontos são selecionados por meio da região de interesse, que pode ser definida por meio de uma área retangular (FIG. A.4 b). O centro de massa dessa área é o ponto de referência para as medidas de deslocamento, enquanto os vértices do retângulo da região de interesse são analisados pelas rotinas de processamento, indicando se houve rotação ou não do ponto selecionado na superfície da viga durante o ensaio. A forma do ponto dentro da região de interesse é “aprendida”

pelo *software*, através da variação do contraste dos pixels e de sua distância em relação ao centro de massa da área retangular.



a)



b)

Figura A.3. (a) Segunda parte do *software* de correlação de imagem digital, entrada de dados (b) Correlação mm/pixel. Região de interesse, seleção de ponto na superfície da viga.

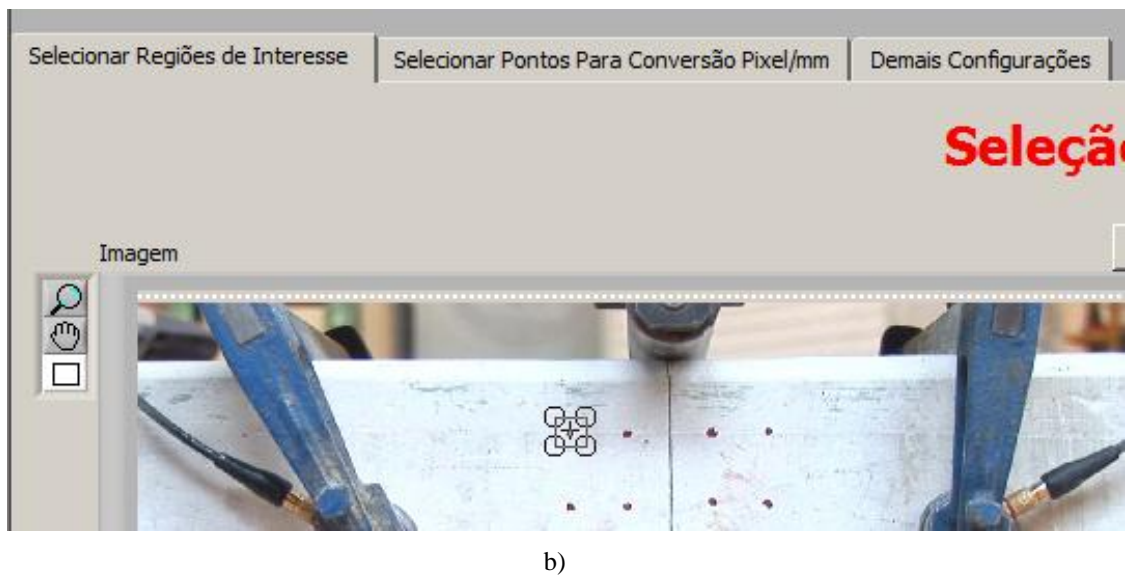
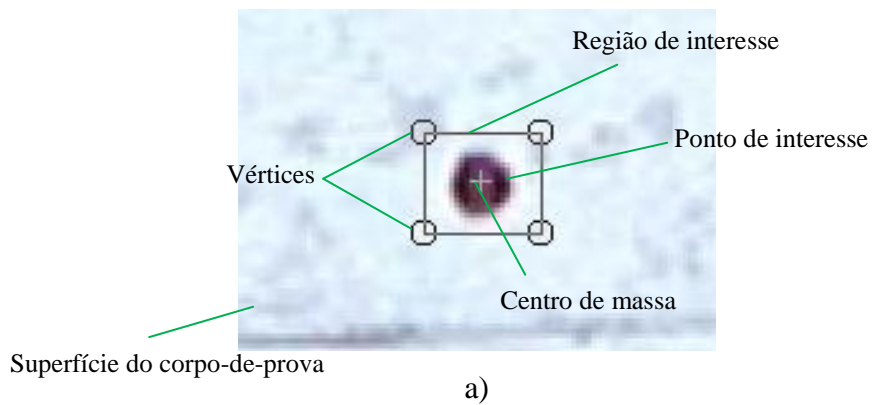


Figura A.4. (a) Detalhe da região de interesse e do ponto de interesse na superfície do corpo-de-prova (b) Região de interesse, seleção de ponto na superfície da viga.

A tabela que aparece na FIG. A.3 (a) apresenta as coordenadas do centro de massa de cada uma das regiões de interesses dos pontos selecionados na superfície do corpo-de-prova ensaiado. Na FIG. A.3 (b) observa-se que foram selecionados quatro pontos e indicadas as suas respectivas distâncias em mm, para se fazer a correlação mm/pixel.

A terceira parte do *software* é responsável por processar as imagens digitais, ou seja, por seguir os pontos de interesse anteriormente selecionados em cada uma das imagens digitalizadas do filme gravado durante a realização do ensaio (FIG. A.5). Após o *software* “aprender” a forma do ponto dentro da região de interesse, inicia-se então, na terceira parte do *software*, a busca desse ponto em cada uma das imagens digitalizadas e processadas durante o ensaio. Foram utilizadas duas técnicas específicas para o

processamento de imagens, sendo elas: *shift invariant*; e *rotation invariant*. A primeira técnica considera que somente ocorrem pequenas rotações da região de interesse durante o processamento das imagens, as rotações são limitadas em até quatro graus. Já a segunda técnica considera que haverá rotações acima de quatro graus da região de interesse. Os resultados do processamento das imagens feito por essas duas técnicas são equivalente, sendo que a técnica do *shift invariant* apresenta um tempo de processamento menor do que a outra técnica. A técnica *rotation invariant* é utilizada principalmente após a ruptura do material, pois são gerados ângulos de rotação maiores do que quatro graus. Após processamento das imagens, são geradas matrizes com as coordenadas (x, y) relativas aos deslocamentos do centro de massa da região de interesse em cada imagem processada. Esses deslocamentos foram medidos em pixels.

ROI's	Nº Poi	Exo_X	Exo_Y	Width	Height	Frames	%
2	927,5	899,5	25,0	25,0	12215	92,771183	
3	1033,5	897,0	21,0	18,0	12215	23,8559115	
4	1107,0	902,0	34	28	12215	100,0000000	
5	853,0	803,0	26,0	22,0	12215	14,318461	
6	922,5	803,5	27,0	27,0	12215	0,0000000	
7	1032,0	809,0	24	34	12215	99,975440	
8	1105,0	813,0	30	30	12215	99,083095	
9	853,5	710,5	21,0	21,0	12215	92,582890	
10	923,5	709,5	21,0	19,0	12215	19,926320	
11	1033,0	716,0	26	24	12215	97,355710	
12	1108,0	717,0	24	30	12215	97,822330	
13	855,0	619,0	30	34	12215	49,1815428	
14	924,0	619,0	32	34	12215	99,836267	
15	1031,5	621,0	25,0	18,0	12215	18,346296	
16	1109,0	620,0	30	28	12215	98,174376	
17	853,0	527,0	30	30	12215	99,557921	
18	925,0	527,0	26	26	12215	99,680720	
19	1033,0	529,0	30	34	12215	99,975440	
20	1104,0	532,0	28	28	12215	96,103152	
21	853,5	434,5	23,0	21,0	12215	100,0000000	
22	926,0	435,5	22,0	19,0	12215	20,057307	
23	1033,0	431,5	24,0	21,0	12215	35,210806	
24	1103,0	435,0	24	34	12215	100,0000000	
25	853,0	341,0	30	38	12215	99,811707	
26	927,0	344,5	28,0	25,0	12215	22,267704	
27	1032,0	343,0	28	30	12215	77,969709	
28	1105,5	343,5	21,0	19,0	12215	27,556283	
29	854,0	255,0	32	34	12215	99,017601	
30	928,0	248,0	28	24	12215	98,731068	
31	1039,0	251,0	26	30	12215	99,991813	

Figura A.5. Terceira parte do *software* de correlação de imagem digital.

Na FIG. A.5 é possível visualizar o deslocamento relativo de cada um dos pontos selecionados após o processamento das imagens.

A última parte do *software* busca essas matrizes e faz a conversão das distâncias em pixels para milímetros a partir da correlação anteriormente informada. A partir dessas

matrizes e dos dados de célula de carga e dos transdutores de deslocamento são gerados os gráficos e a sua correlação com as imagens digitalizadas do ensaio (FIG. A.6).

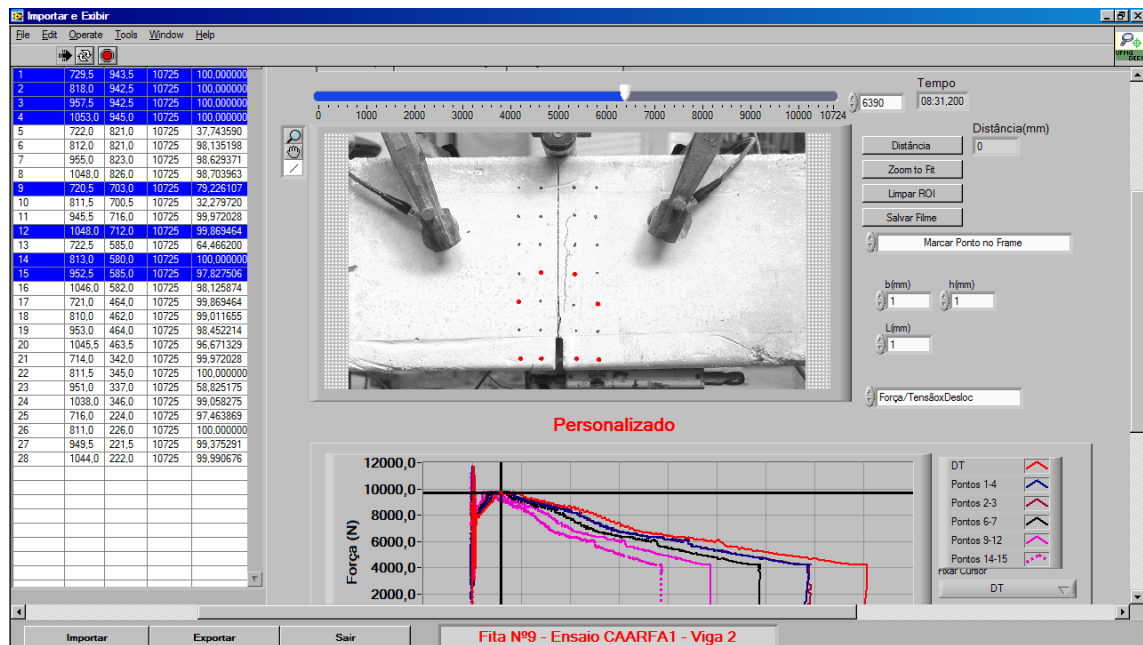


Figura A.6. Software de correlação de imagem digital parte 4 – apresentação dos resultados.

Posteriormente buscou-se melhorar a resolução das imagens digitalizadas, assim como facilitar o seu tratamento, evitando-se o processo de digitalização e conversão do filme em imagens. Para isso, passou-se a utilizar câmeras USB e câmeras digitais, que filmam no formato AVI. Assim, ao invés de se processar as imagens digitalizadas, o filme passou a ser processado diretamente pelo programa. As ferramentas utilizadas nessa nova versão do *software* foram praticamente as mesmas.

O filme no formato AVI não possui compactação ou perda de resolução, mantendo-se a qualidade do filme de acordo com a filmadora utilizada. Na parte de aquisição de imagens por câmeras USB desenvolvida no *software*, registra-se a hora e a data da realização do ensaio, facilitando a correlação das imagens com os dados captados pela célula de carga e transdutor de deslocamento (FIG. A7).



Figura A.7. *Software* de correlação de imagem digital – aquisição de imagens.

O número de imagens captadas por segundo (*frame rate*) depende diretamente da resolução da câmera utilizada e da capacidade de processamento do computador na qual a câmera esta conectada.

B. ANÁLISE DOS RESÍDUOS DO TRATAMENTO ESTATÍSTICOS

B.1. ANÁLISE DOS RESÍDUOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A análise de resíduos da resistência à compressão dos CAA é apresentada na FIG. B.1, indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

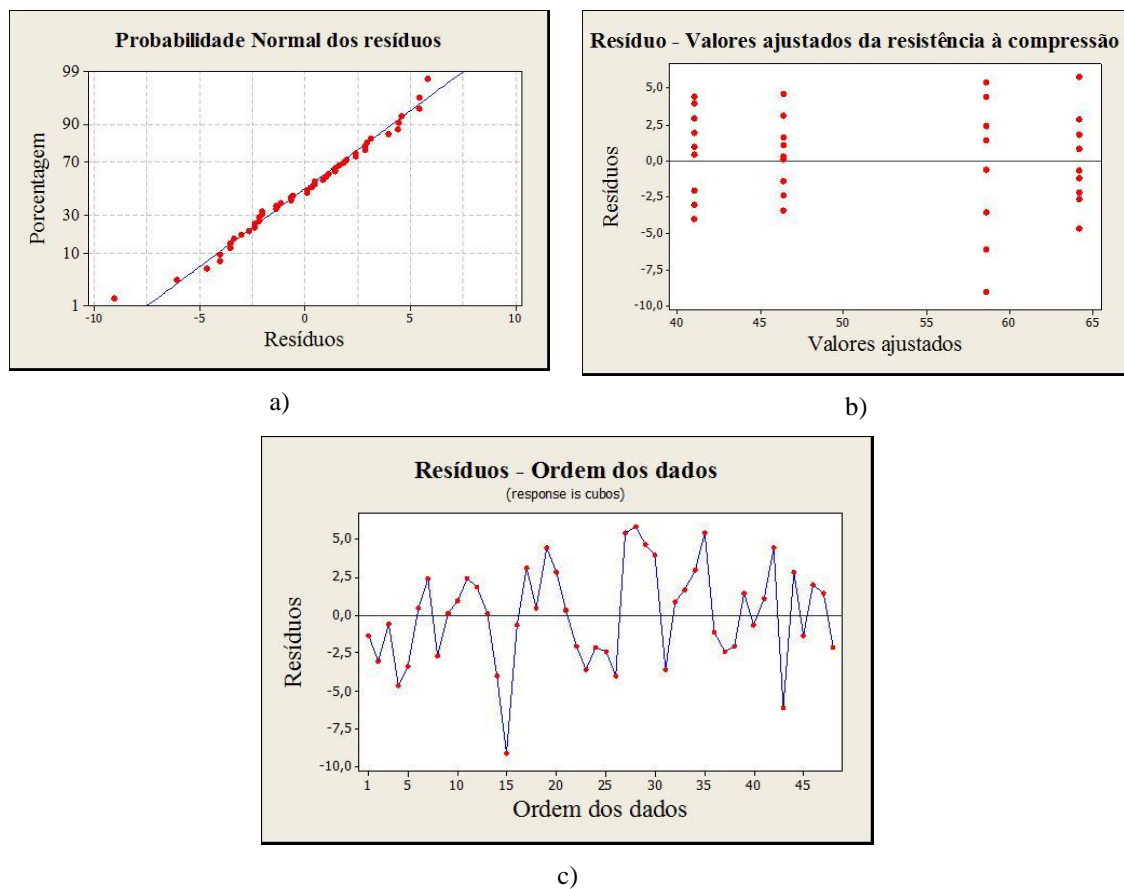


Figura B.1. Análise dos resíduos da resistência à compressão dos CAA. (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos da resistência à compressão dos CCVRFA é apresentada na FIG.B.2. Esta análise indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

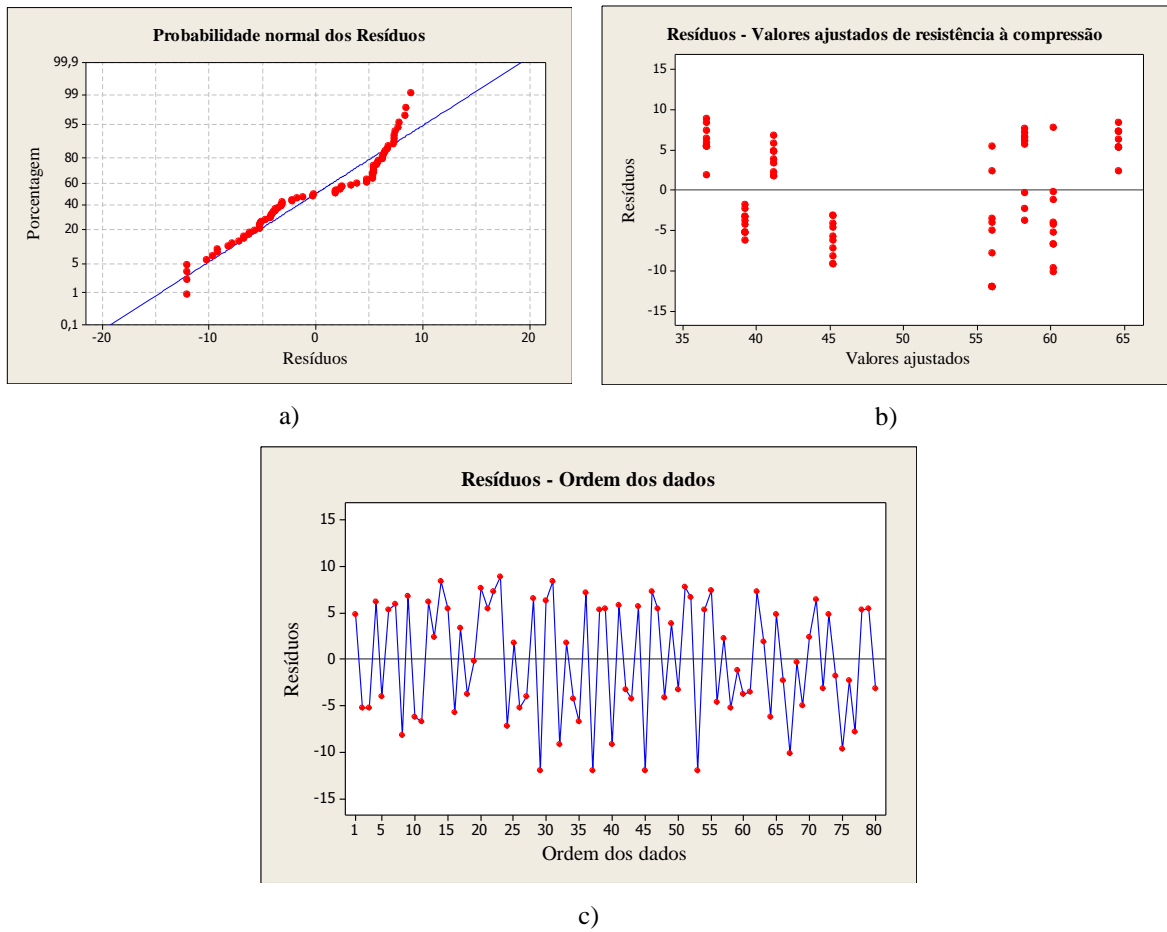


Figura B.2. Análise dos resíduos da resistência à compressão dos CCVRFA. (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos do CAARFA é mostrada na FIG. B.3, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

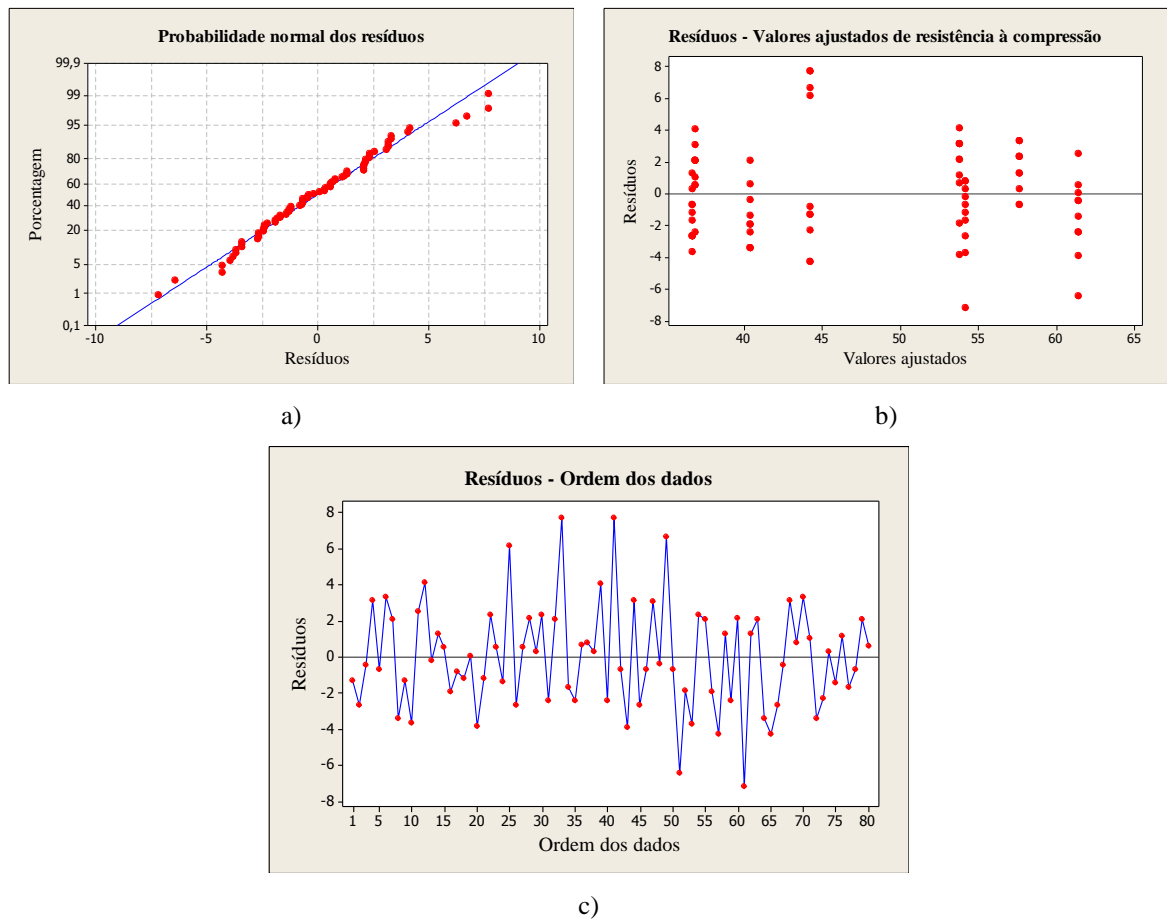


Figura B.3. Análise dos resíduos da resistência à compressão dos CAARFA. (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

B.2. ANÁLISE DOS RESÍDUOS DOS PARÂMETROS DE FRATURA DOS CCV E DOS CAA

A análise de resíduos da tenacidade à fratura dos CCV é apresentada na FIG. B.4, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

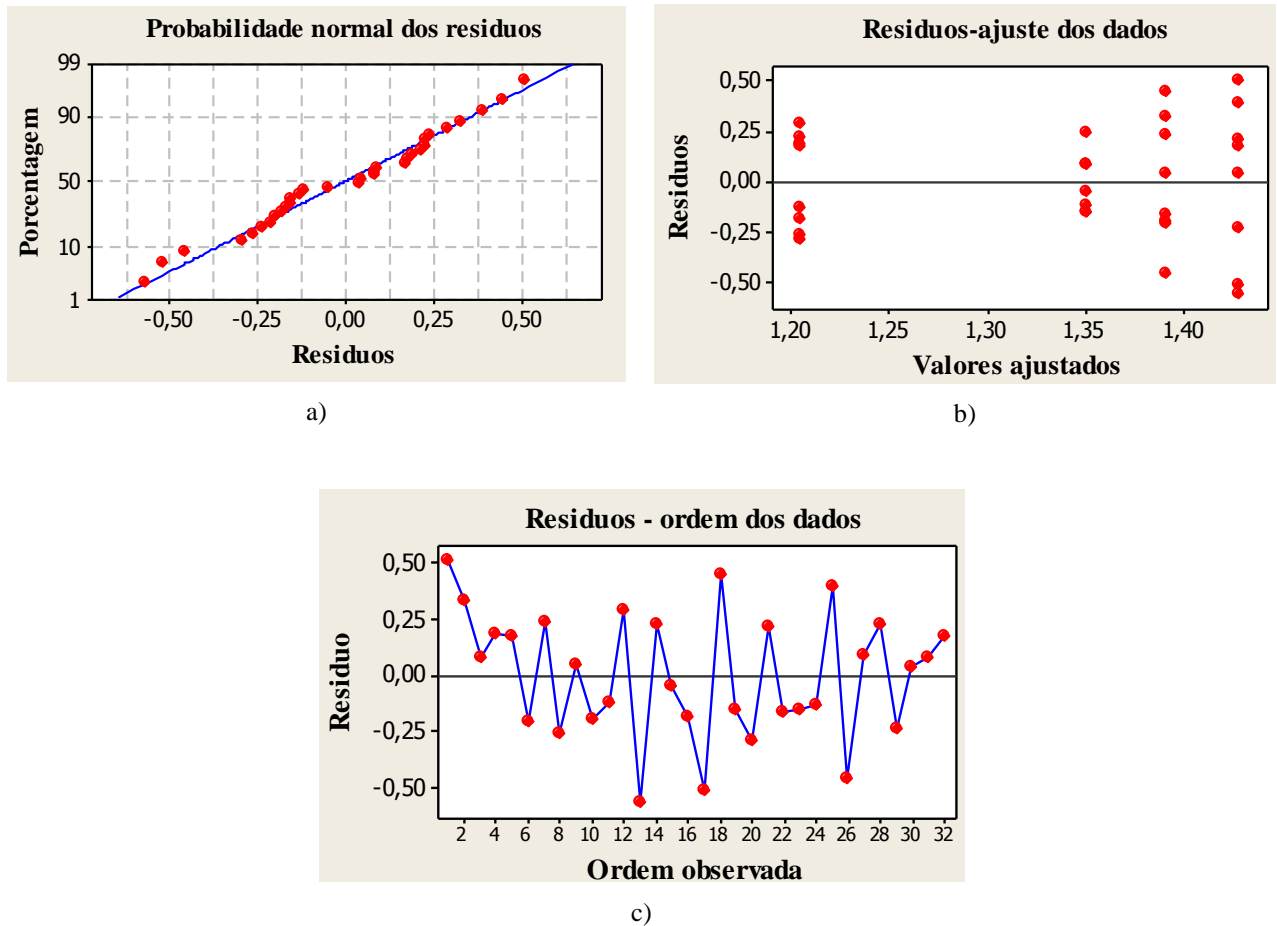


Figura B.4. Análise dos resíduos de tenacidade à fratura dos CCV. (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos do $CTOD_C$ dos CCV é apresentada na FIG. B.5, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

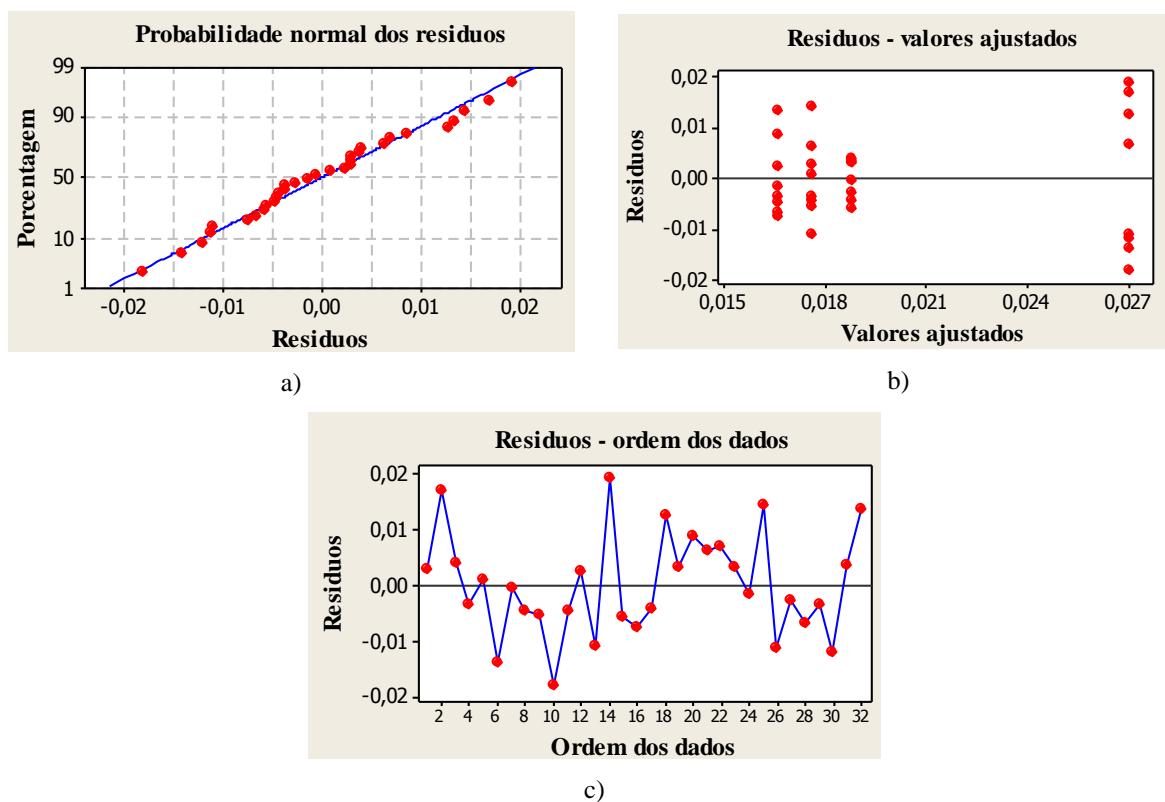


Figura B.5. Análise dos resíduos do $CTOD_c$ dos CCV. (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos do comprimento característico dos CCV é apresentada na FIG. B.6, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

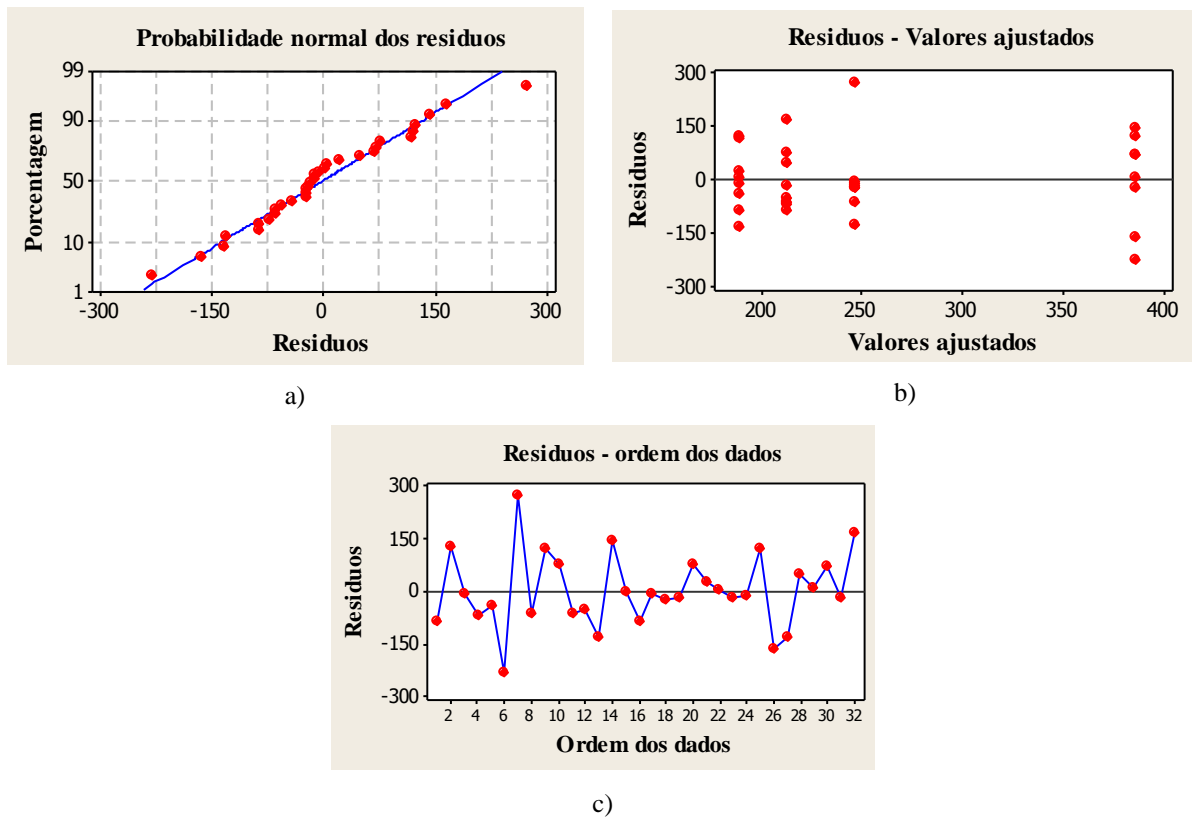


Figura B.6. Análise dos resíduos do comprimento característico dos CCV. (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos da tenacidade à fratura dos CAA é apresentada na FIG. B.7, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

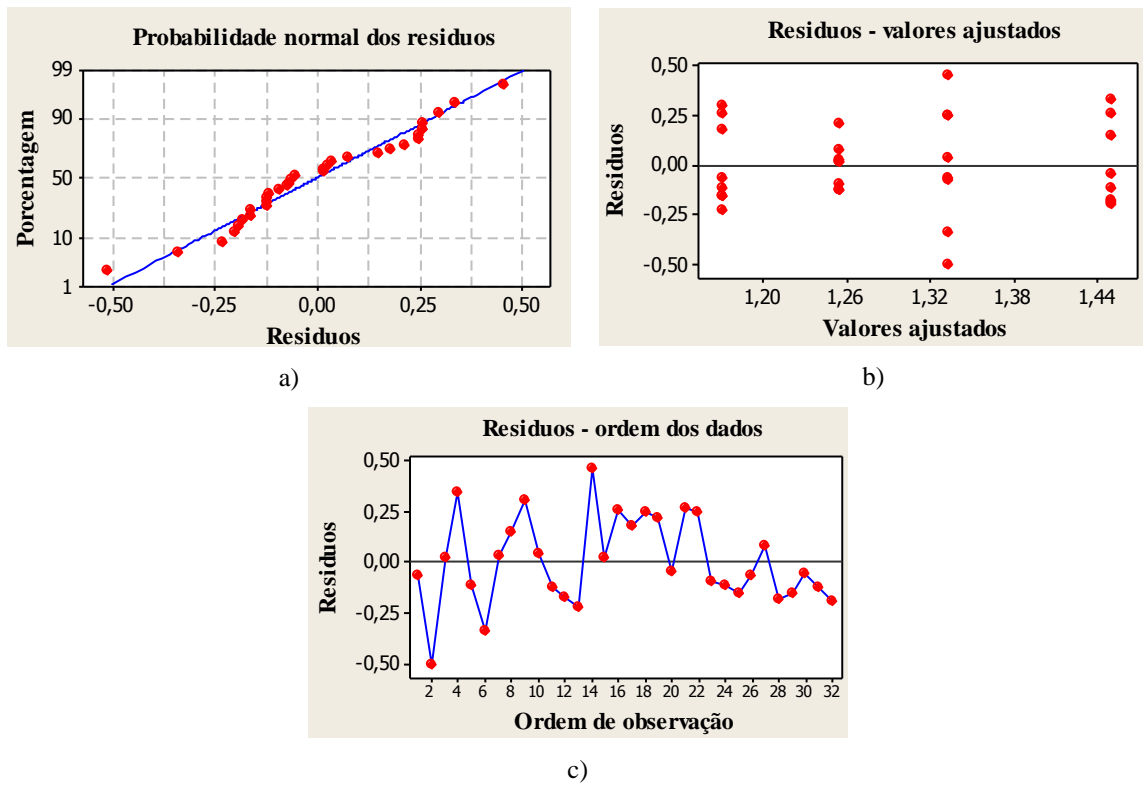


Figura B.7. Análise dos resíduos de tenacidade à fratura dos CAA. (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos do $CTOD_C$ dos CAA é apresentada na FIG. B.8, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado, entretanto nota-se um ponto *outlier*.

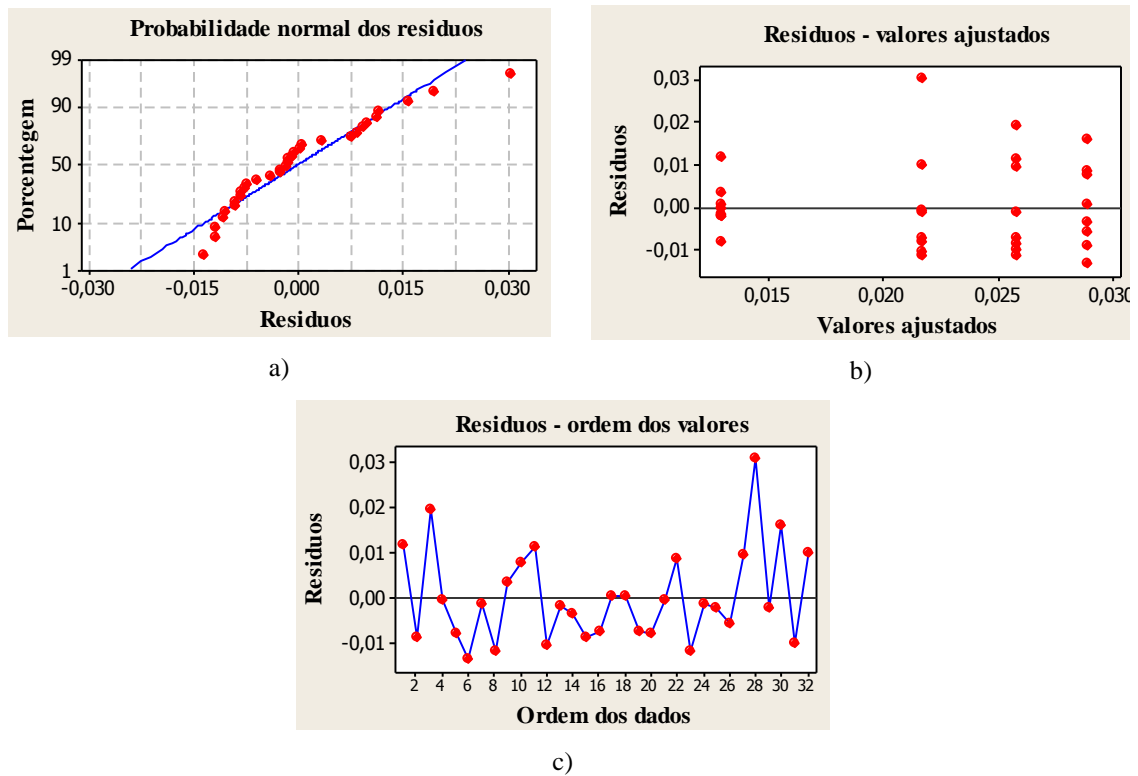


Figura B.8. Análise dos resíduos do $CTOD_C$ dos CAA. (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos do comprimento característico dos CAA é apresentada na FIG. B.9, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

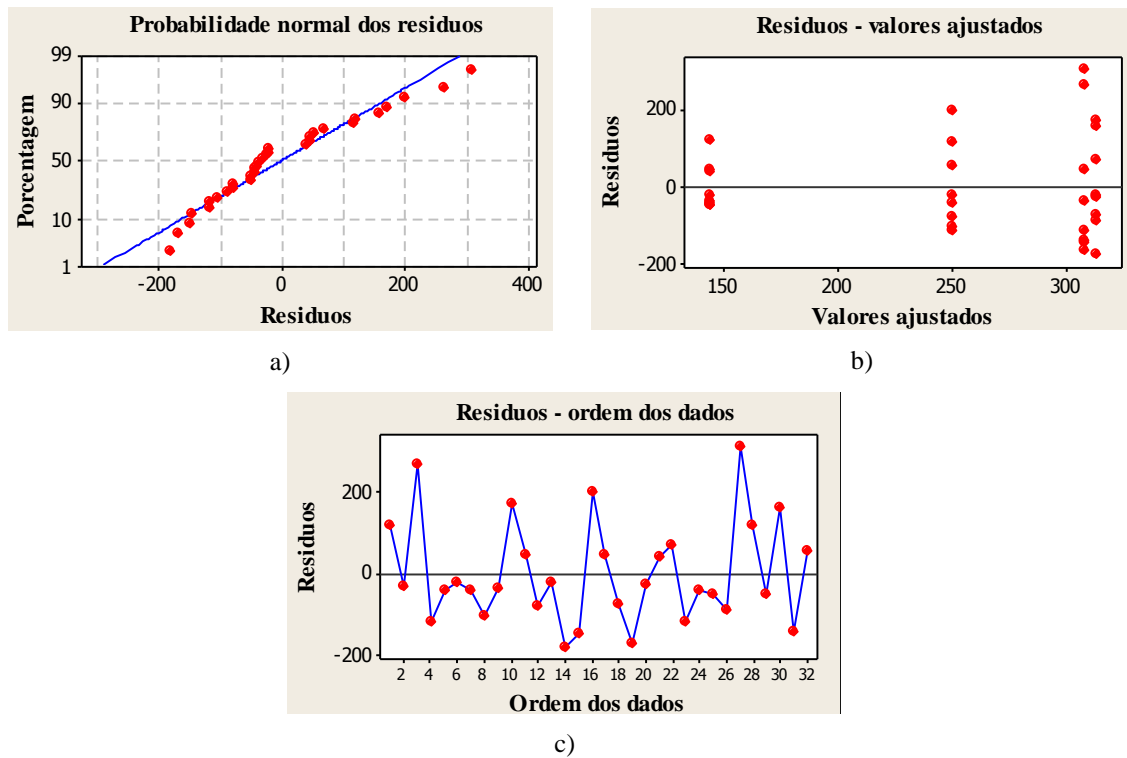


Figura B.9. Análise dos resíduos do comprimento característico dos CAA. (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

B.3. ANÁLISE DOS RESÍDUOS DOS PARÂMETROS DE FRATURA DOS CCVRFA E DOS CAARFA

B.3.1. VIGAS TIPO 1

A análise de resíduos da resistência no limite de proporcionalidade dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.10, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

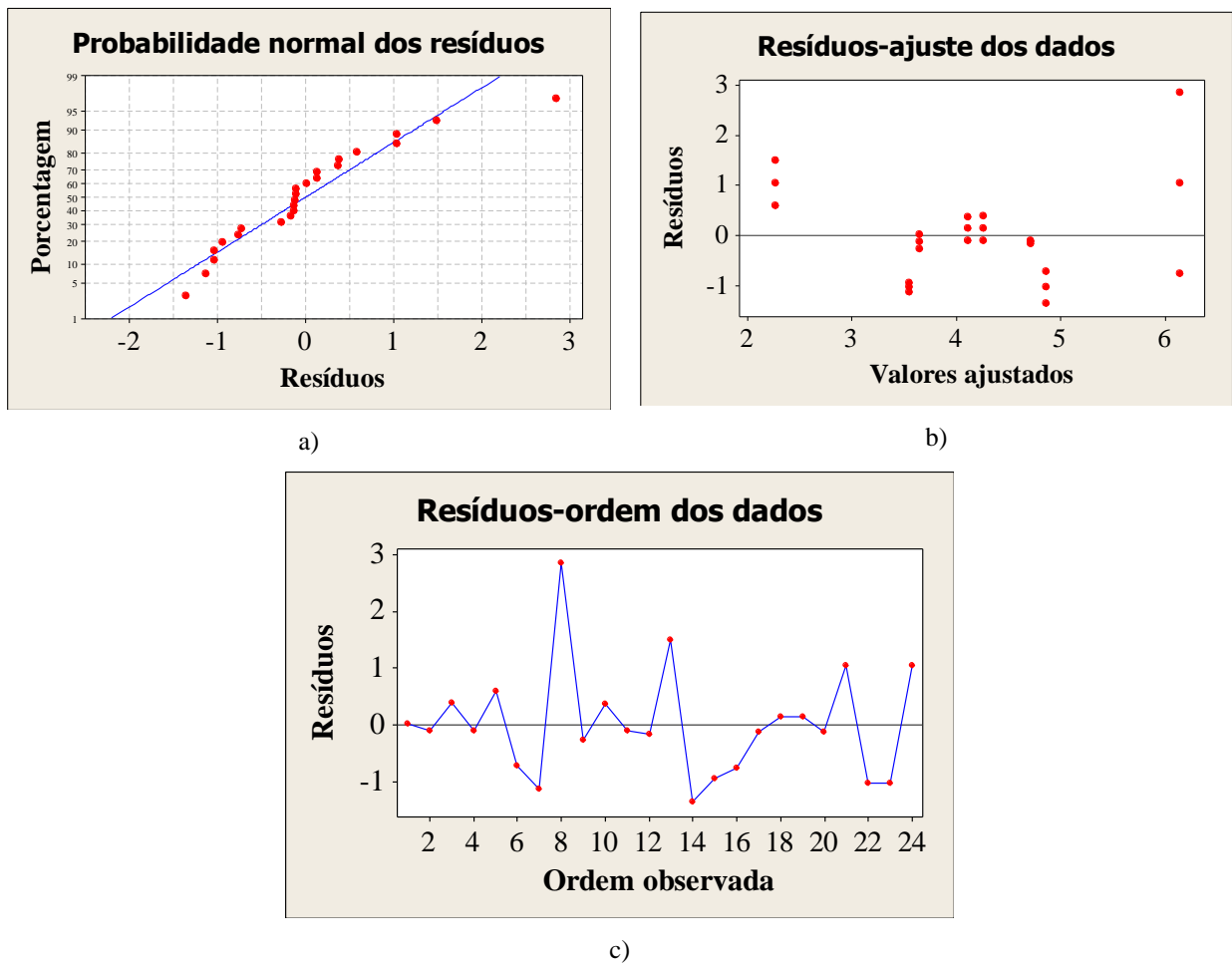


Figura B.10. Análise dos resíduos da resistência no limite de proporcionalidade das vigas Tipo 1 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos da resistência residual f_{Rl} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.11, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

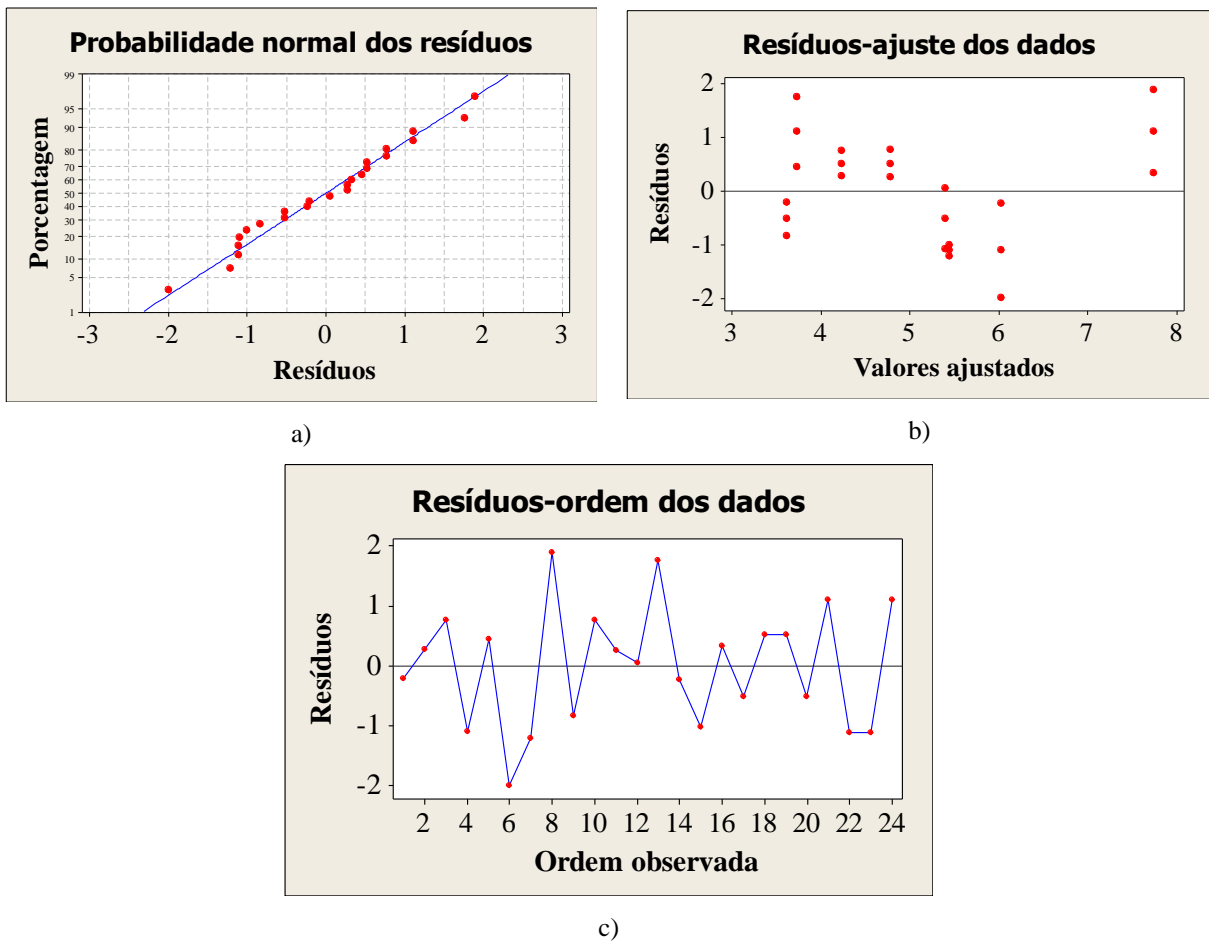


Figura B.11. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R1} das vigas Tipo 1 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos da resistência residual f_{R2} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.12, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

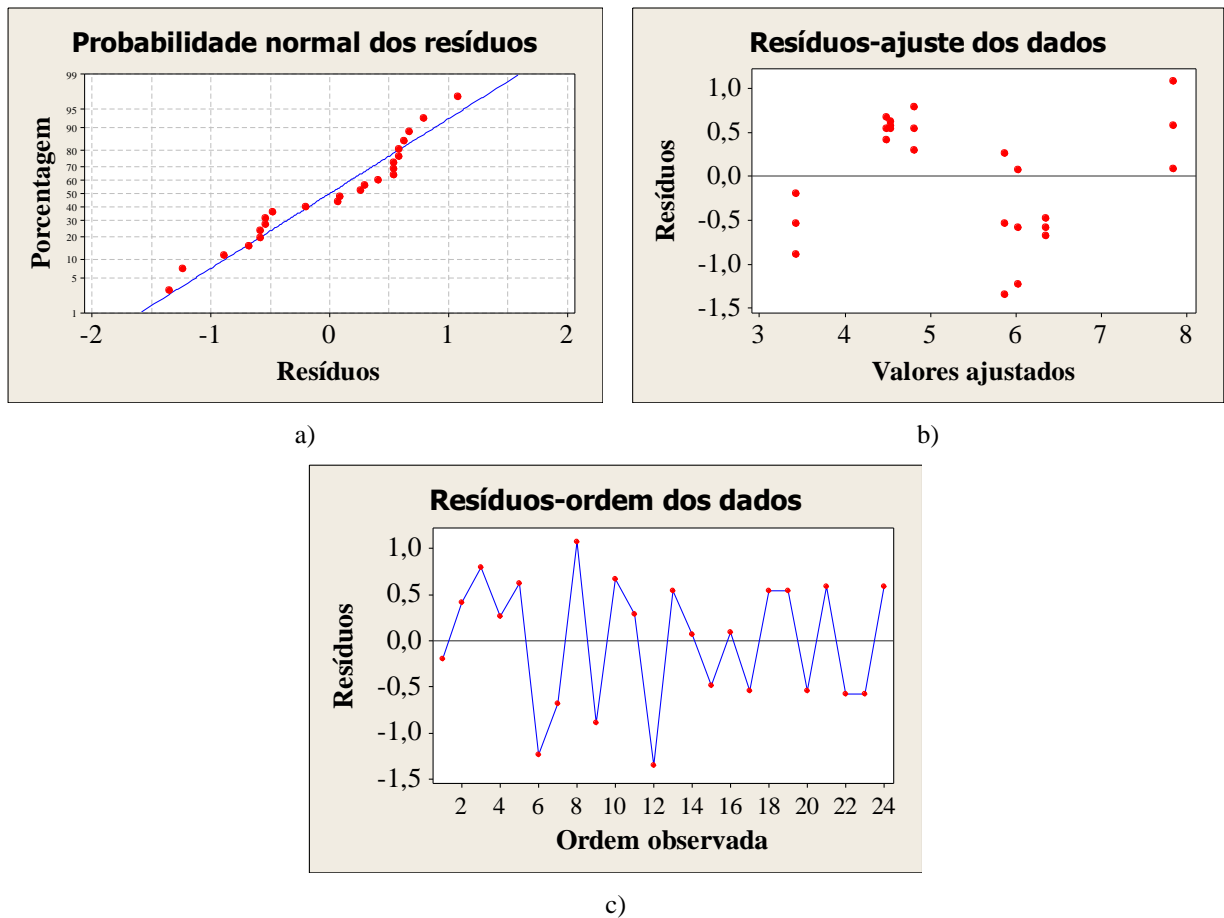


Figura B.12. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R2} das vigas Tipo 1 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos da resistência residual f_{R3} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.13, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

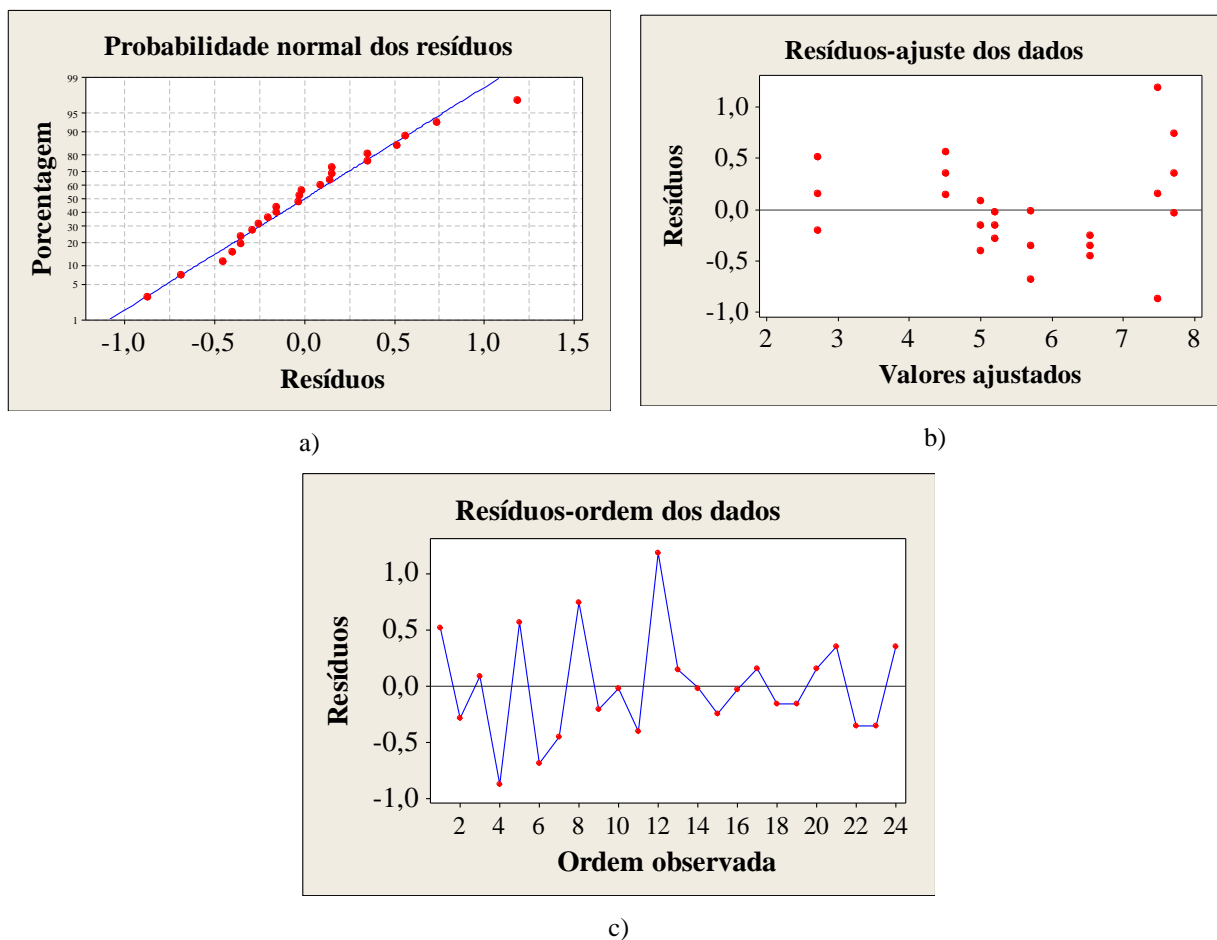


Figura B.13. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R3} das vigas Tipo 1 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos da resistência residual f_{R1} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.14, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

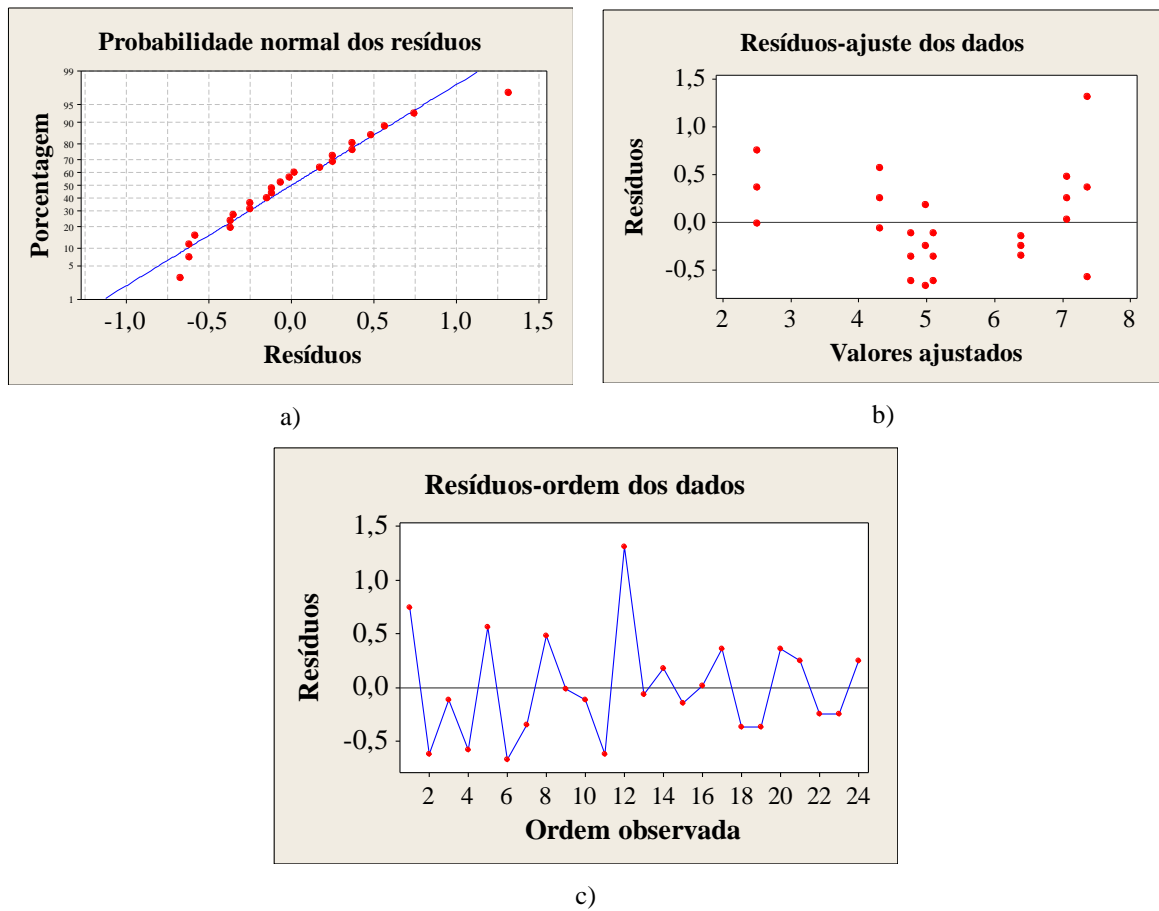


Figura B.14. Análise dos resíduos da resistência residual f_{Rd} das vigas Tipo 1 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos da resistência no limite de proporcionalidade dos CAARFA é apresentada na FIG. B.15, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

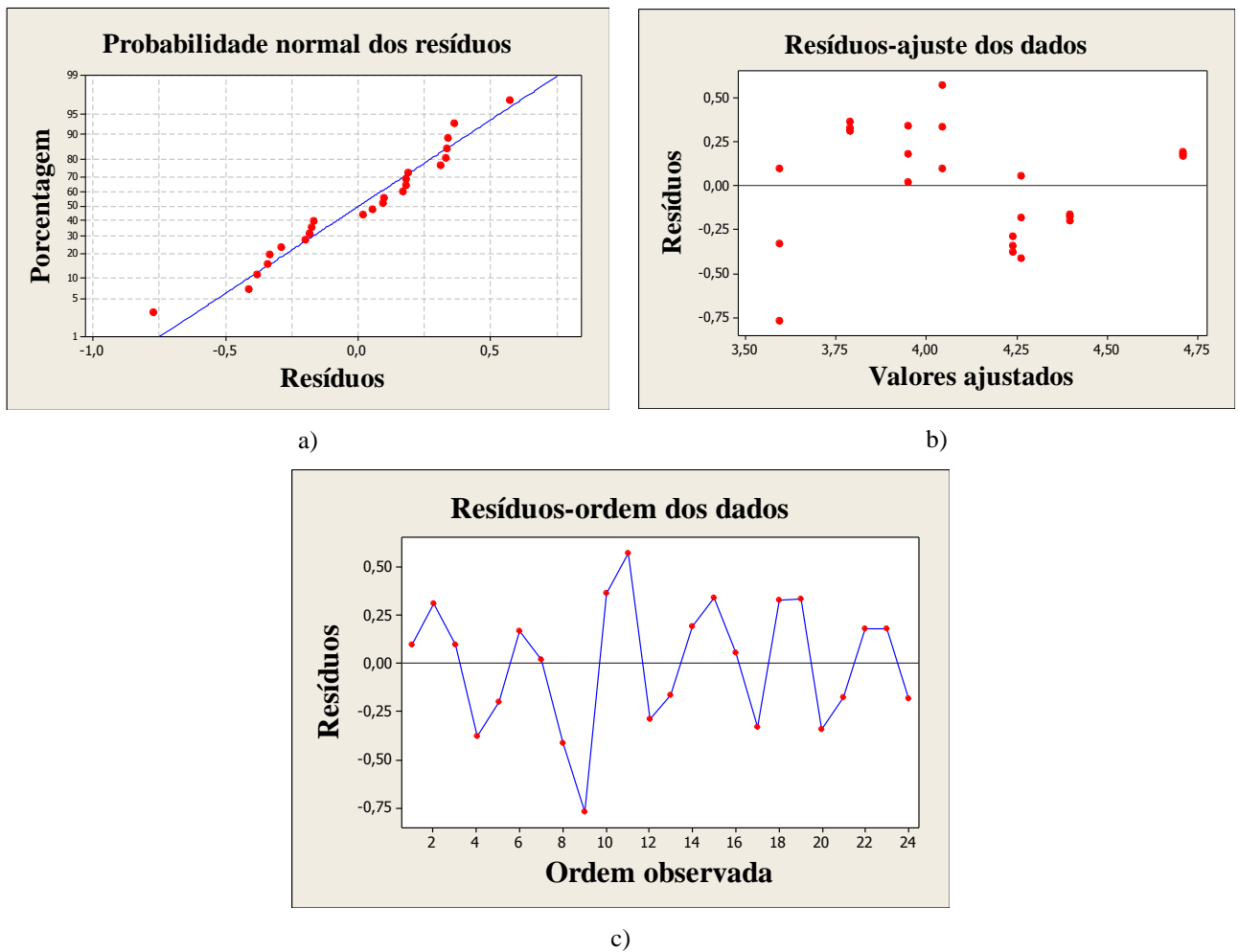


Figura B.15. Análise dos resíduos da resistência no limite de proporcionalidade das vigas Tipo 1 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos da resistência residual f_{RI} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.16, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

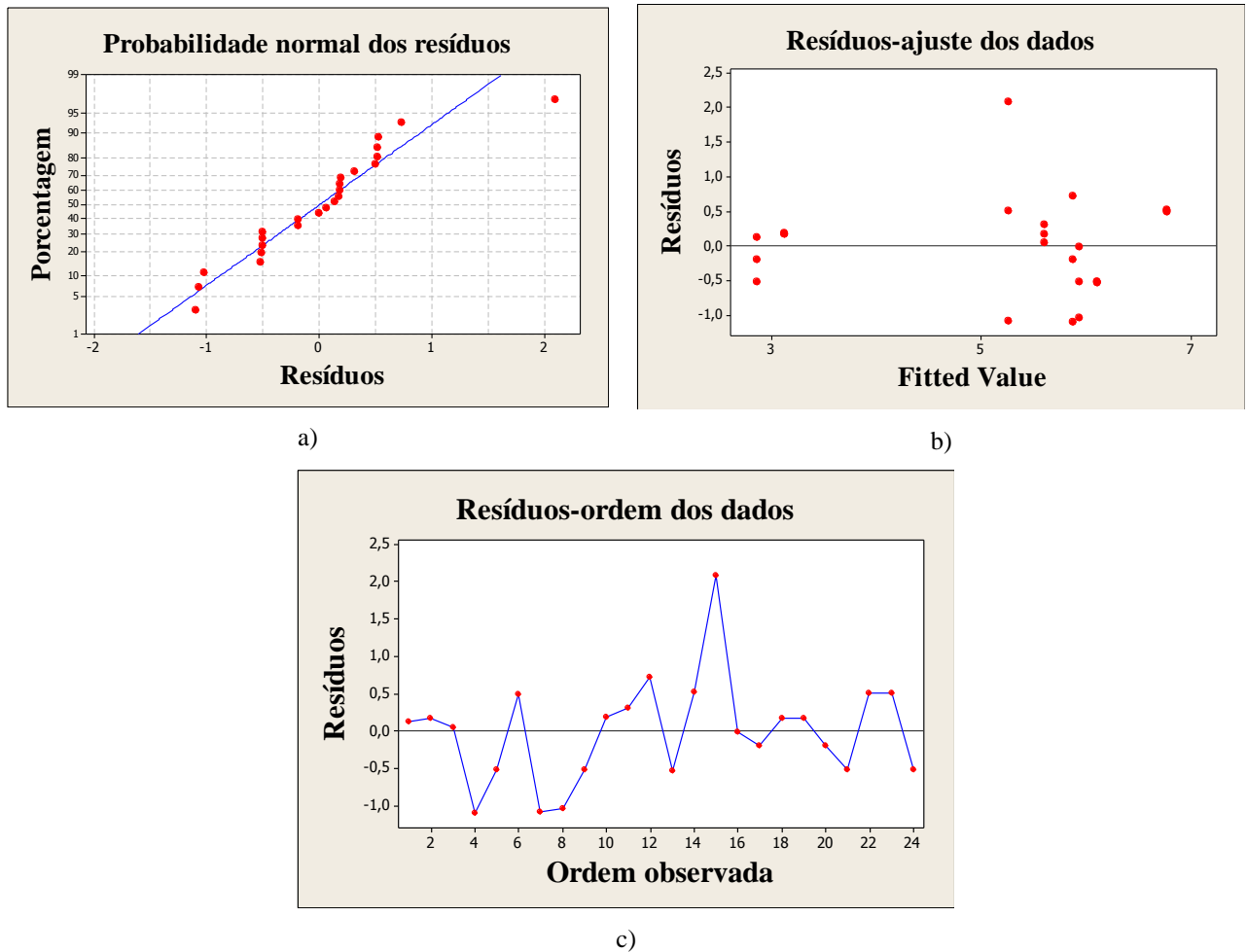


Figura B.16. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R1} das vigas Tipo 1 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos da resistência residual à f_{R2} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.17, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

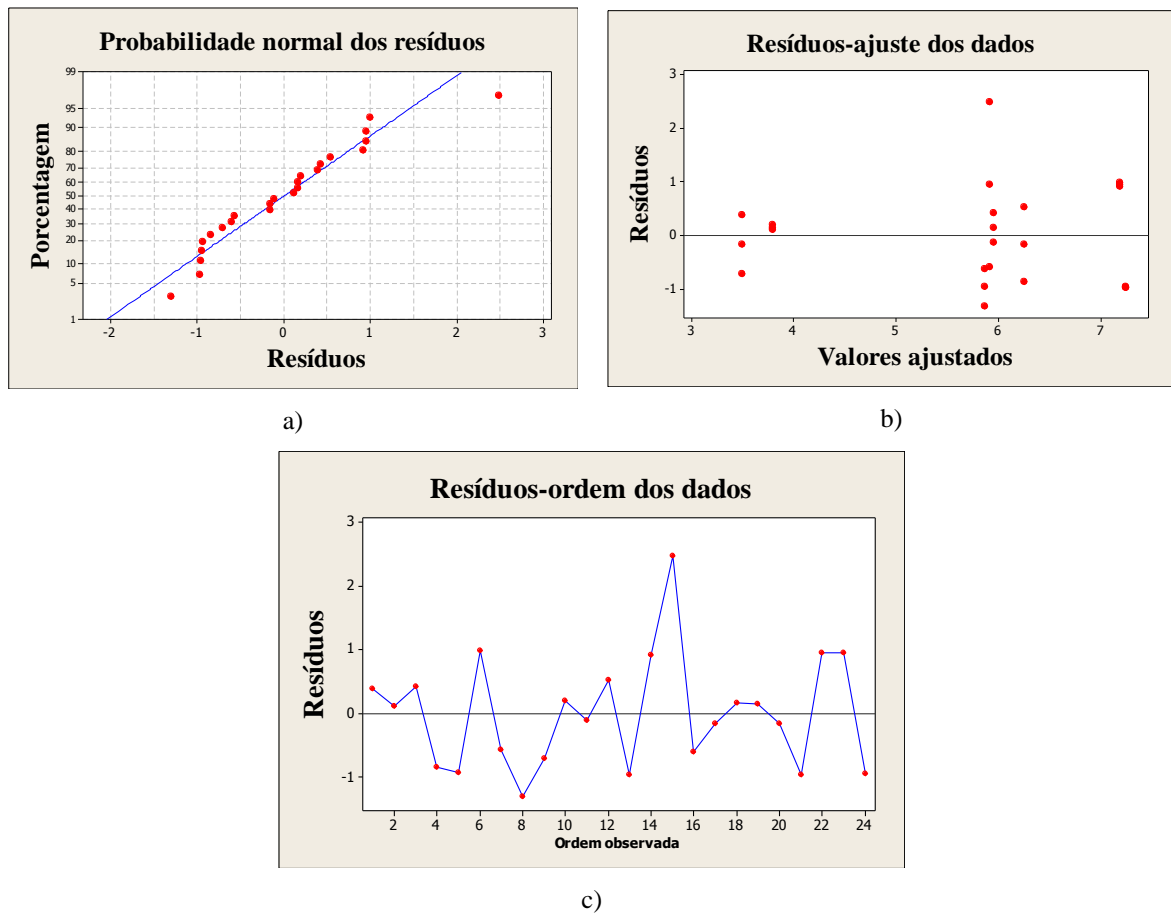


Figura B.17. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R2} das vigas Tipo 1 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos da resistência residual f_{R3} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.18, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

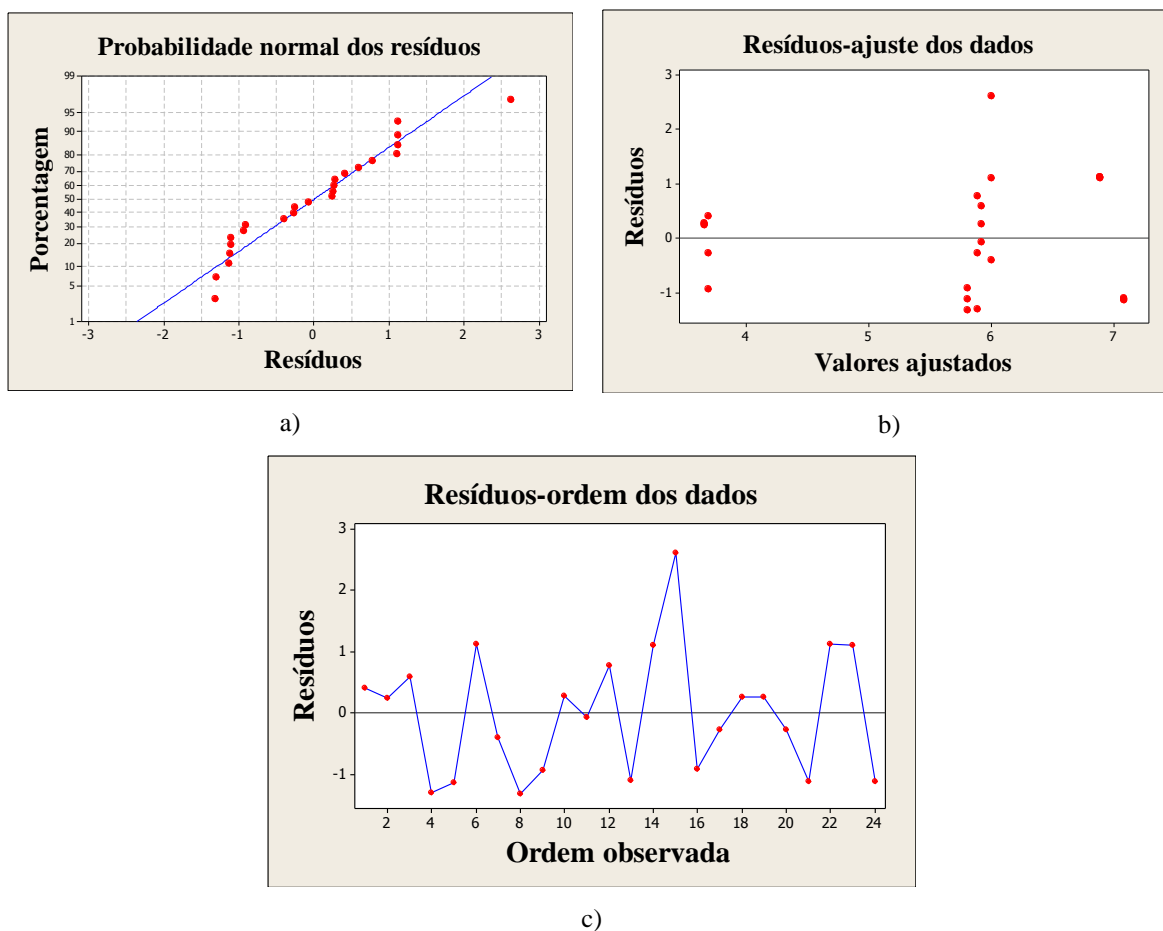


Figura B.18. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R3} das vigas Tipo 1 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

A análise de resíduos da resistência residual f_{R4} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.19, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

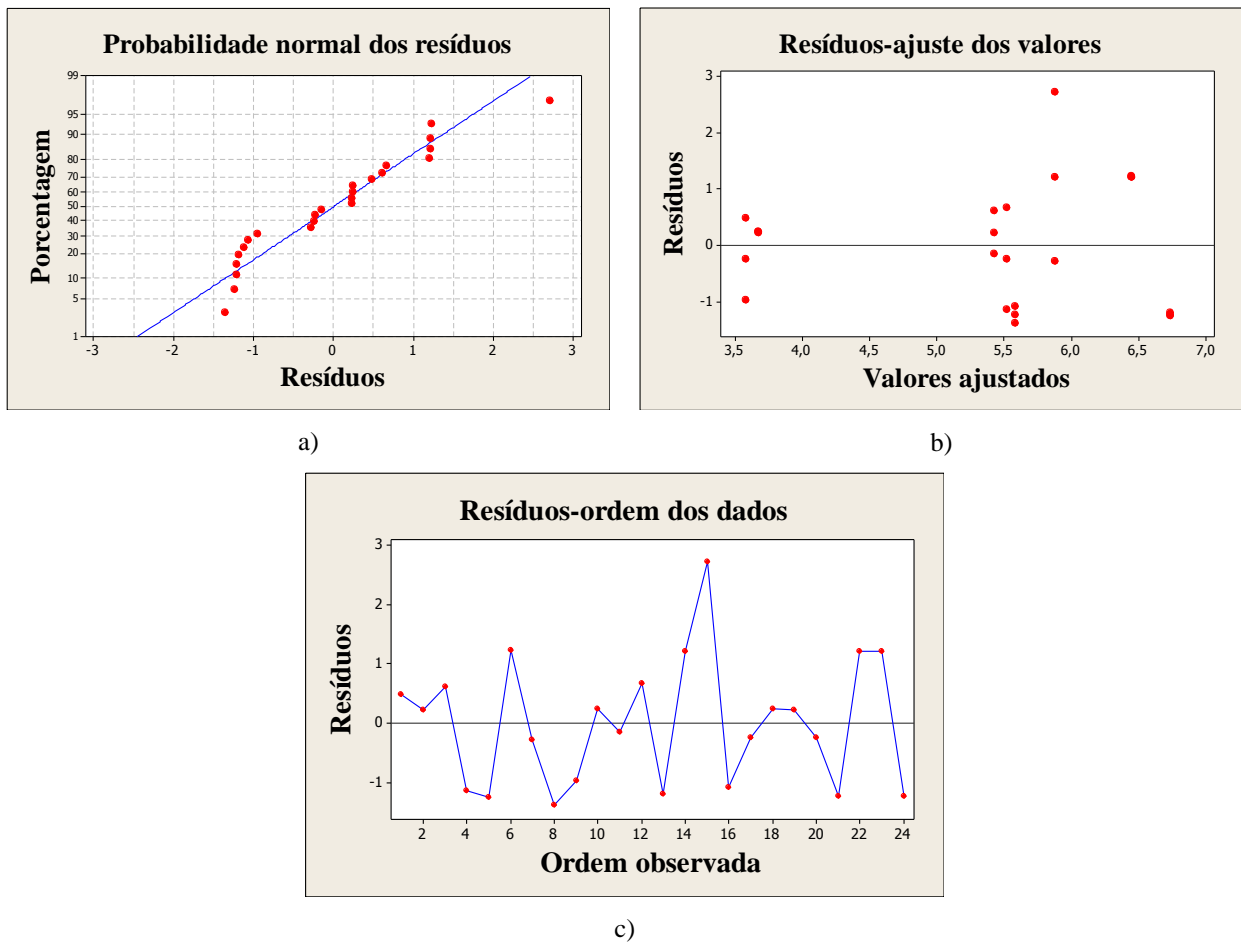


Figura B.19. Análise dos resíduos da resistência residual f_{Rd} das vigas Tipo 1 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

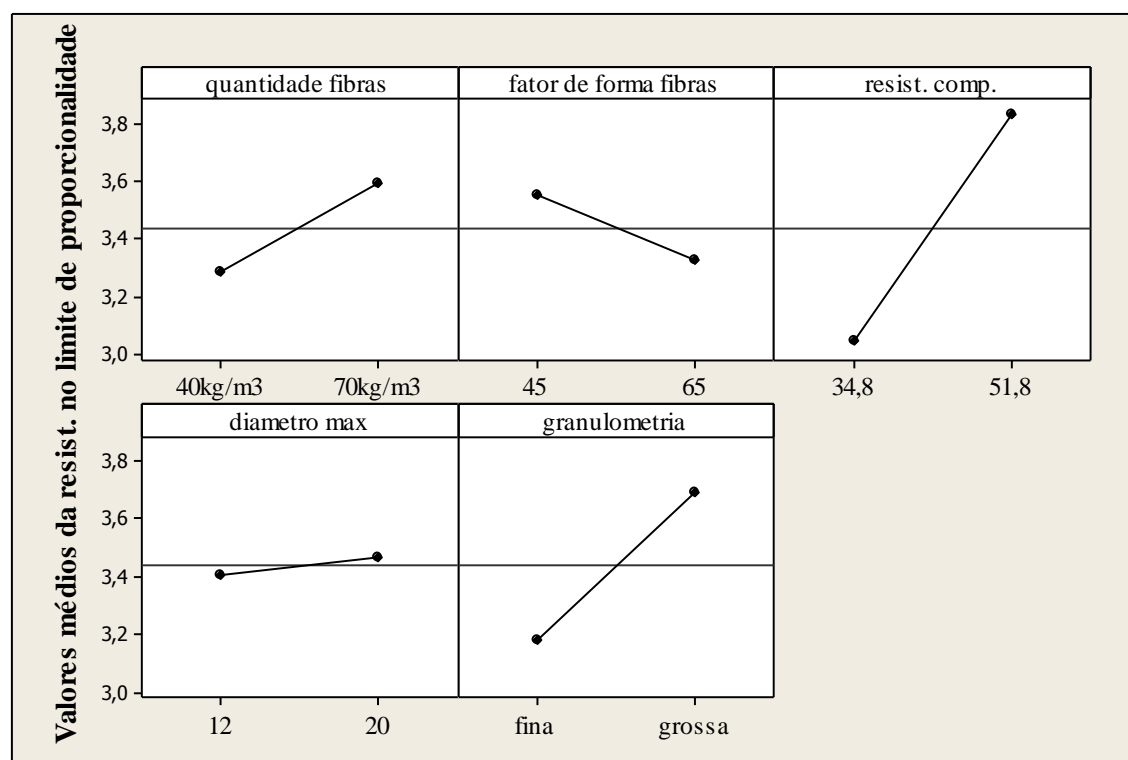
B.3.2. VIGAS DE TAMANHOS DIFERENTES

A seguir são apresentados os resultados da análise estatística ANOVA das resistências no limite de proporcionalidade e das resistências residuais dos CCVRFA e dos CAARFA, obtidos nos ensaios das vigas Tipo 4, 5 e 6 (TAB. B.1 a B.30).

Tabela B.1. Análise de variância (ANOVA) da f_{ctL} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 4	Quantidade de fibras	1	0,5813	0,5813	0,5813	1,26	0,276
	Fator de forma das fibras	1	0,3140	0,3140	0,3140	0,68	0,419
	Resist. compressão	1	3,7565	3,7565	3,7565	8,17	0,010
	Diâmetro máx.	1	0,0190	0,0190	0,0190	0,04	0,841
	Granulometria	1	1,5991	1,5991	1,5991	3,48	0,079
	Erro	18	8,2761	8,2761	0,4598		
	Total	23	14,5458				

A FIG. B.20 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{ctL} dos CCVRFA.

**Figura B.20.** f_{ctL} médio dos CCVRFA – Variáveis de interesse Viga Tipo 4.

A análise de resíduos da resistência no limite de proporcionalidade dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.21, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

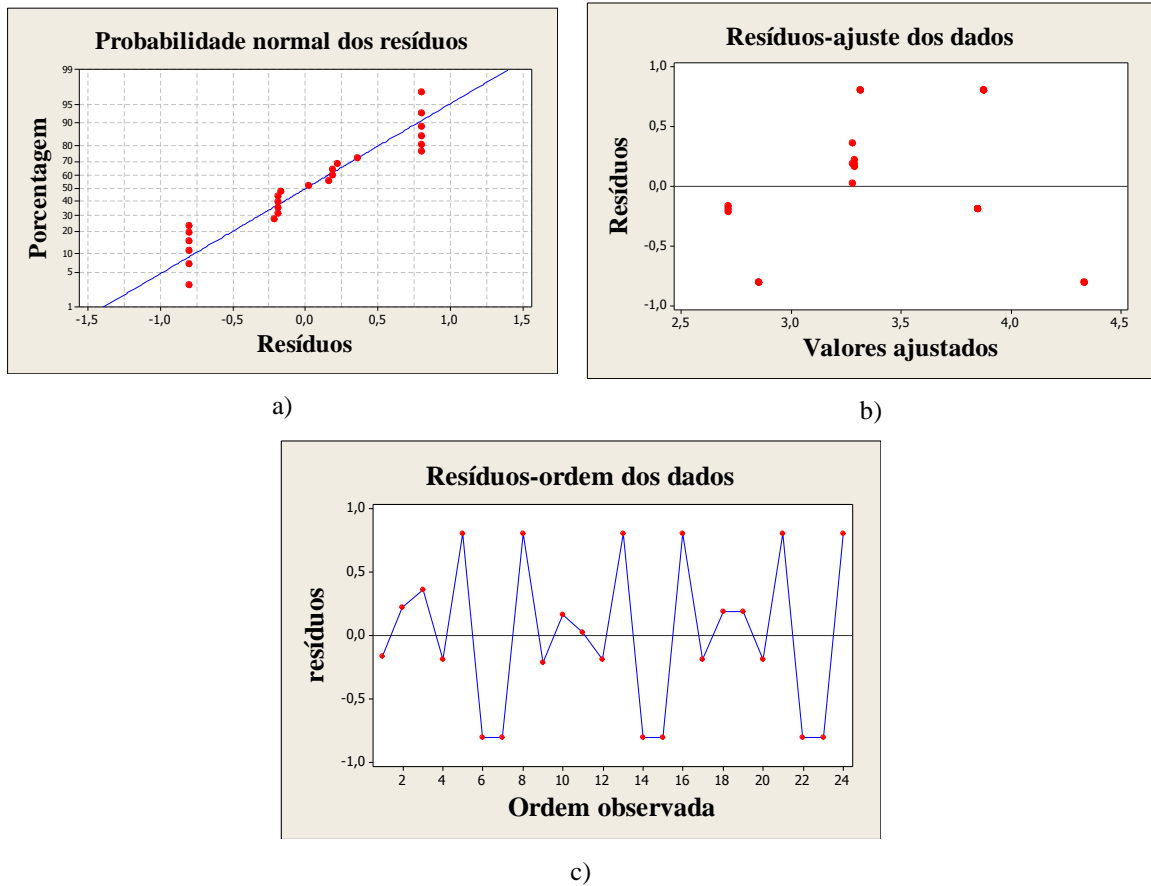


Figura B.21. Análise dos resíduos da resistência no limite de proporcionalidade das vigas Tipo 4 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.2. Análise de variância (ANOVA) da f_{RI} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 4	Quantidade de fibras	1	31,637	31,637	31,637	18,08	0,0005
	Fator de forma das fibras	1	10,673	10,673	10,673	6,10	0,024
	Resist. compressão	1	0,425	0,425	0,425	0,24	0,628
	Diâmetro máx.	1	0,268	0,268	0,268	0,15	0,700
	Granulometria	1	0,137	0,137	0,137	0,08	0,783
	Erro	18	31,498	31,498	1,750		
	Total	23	74,639				

A FIG. B.22 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{RI} dos CCVRFA.

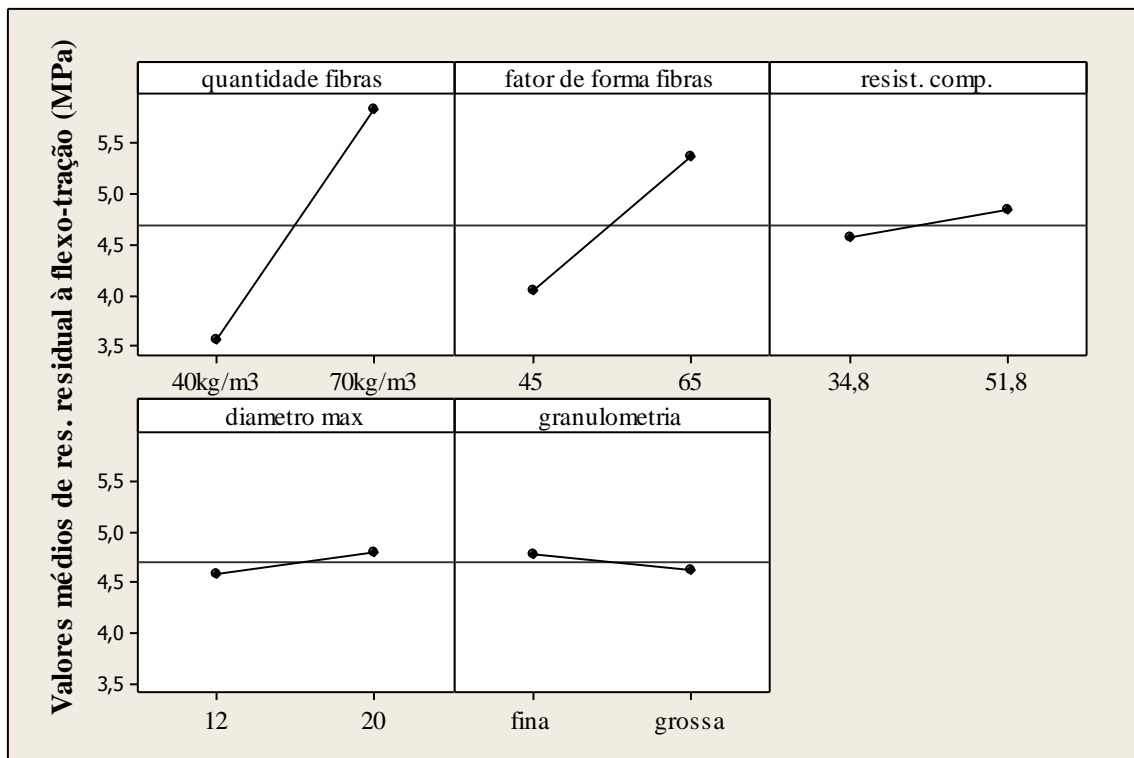


Figura B.22. f_{RI} médio dos CCVRFA – Variáveis de interesse Viga Tipo 4.

A análise de resíduos da resistência residual f_{RI} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.23, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

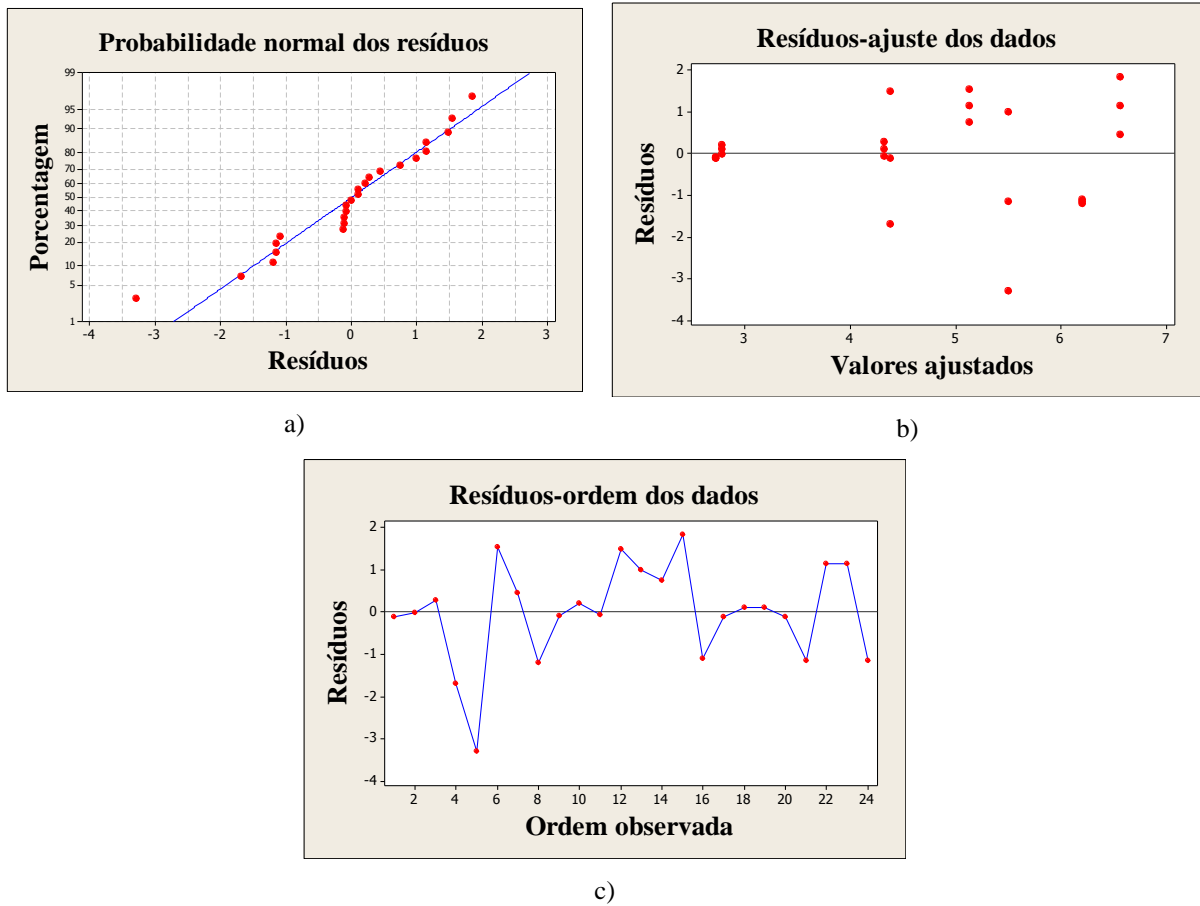


Figura B.23. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R1} das vigas Tipo 4 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.3. Análise de variância (ANOVA) da f_{R2} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 4	Quantidade de fibras	1	36,754	36,754	36,754	13,19	0,002
	Fator de forma das fibras	1	13,500	13,500	13,500	4,84	0,041
	Resist. compressão	1	0,118	0,118	0,118	0,04	0,840
	Diâmetro máx.	1	0,778	0,778	0,778	0,28	0,604
	Granulometria	1	0,331	0,331	0,331	0,12	0,734
	Erro	18	50,162	50,162	2,787		
	Total	23	101,642				

A FIG. B.24 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R2} dos CCVRFA.

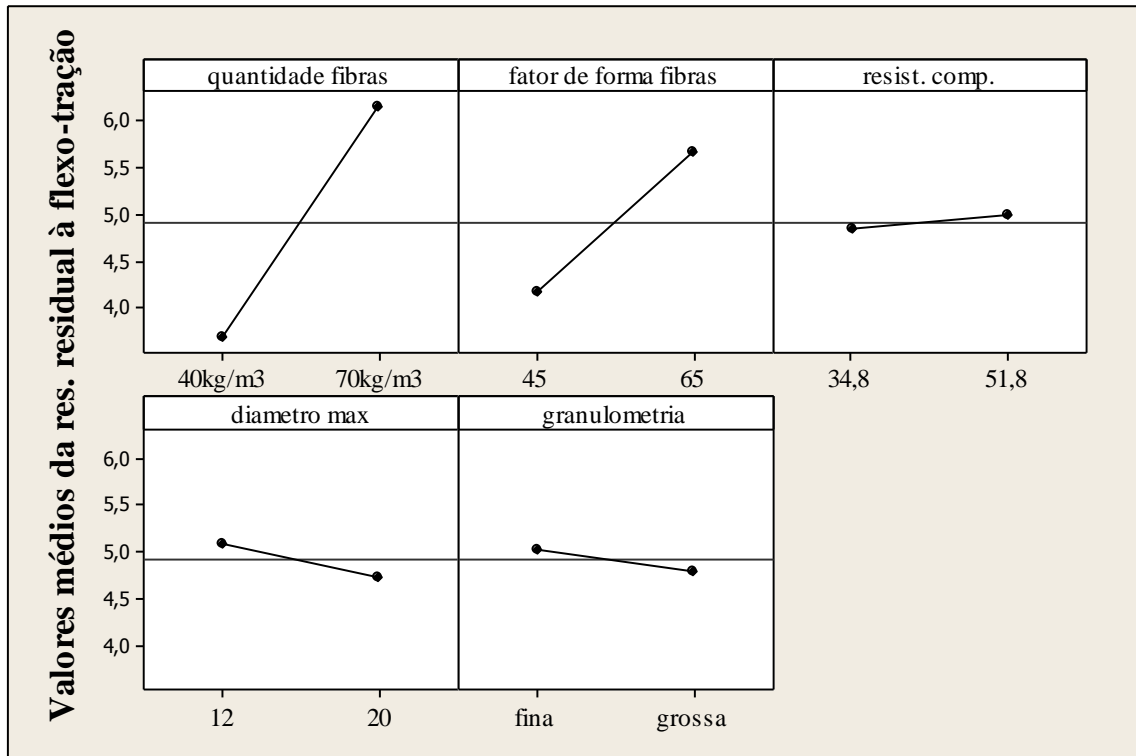


Figura B.24. f_{R2} médio dos CCVRFA – Variáveis de interesse Viga Tipo 4.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R2} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.25, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

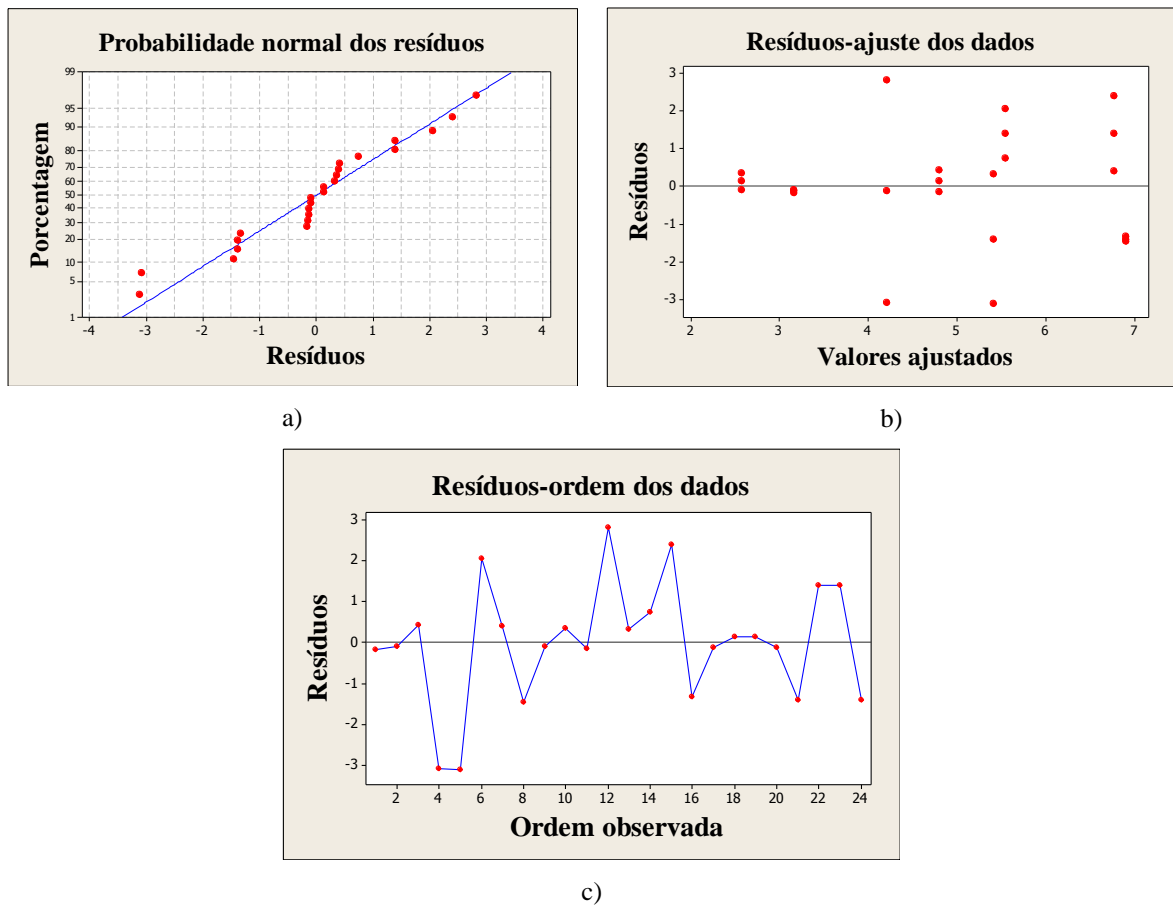


Figura B.25. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R2} das vigas Tipo 4 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.4. Análise de variância (ANOVA) da f_{R3} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 4	Quantidade de fibras	1	25,00	25,00	25,00	10,26	0,005
	Fator de forma das fibras	1	11,406	11,406	11,406	4,68	0,044
	Resist. compressão	1	0,074	0,074	0,074	0,03	0,863
	Diâmetro máx.	1	0,719	0,719	0,719	0,30	0,594
	Granulometria	1	0,019	0,019	0,019	0,01	0,931
	Erro	18	43,873	43,873	2,437		
	Total	23	81,091				

A FIG. B.26 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R3} dos CCVRFA.

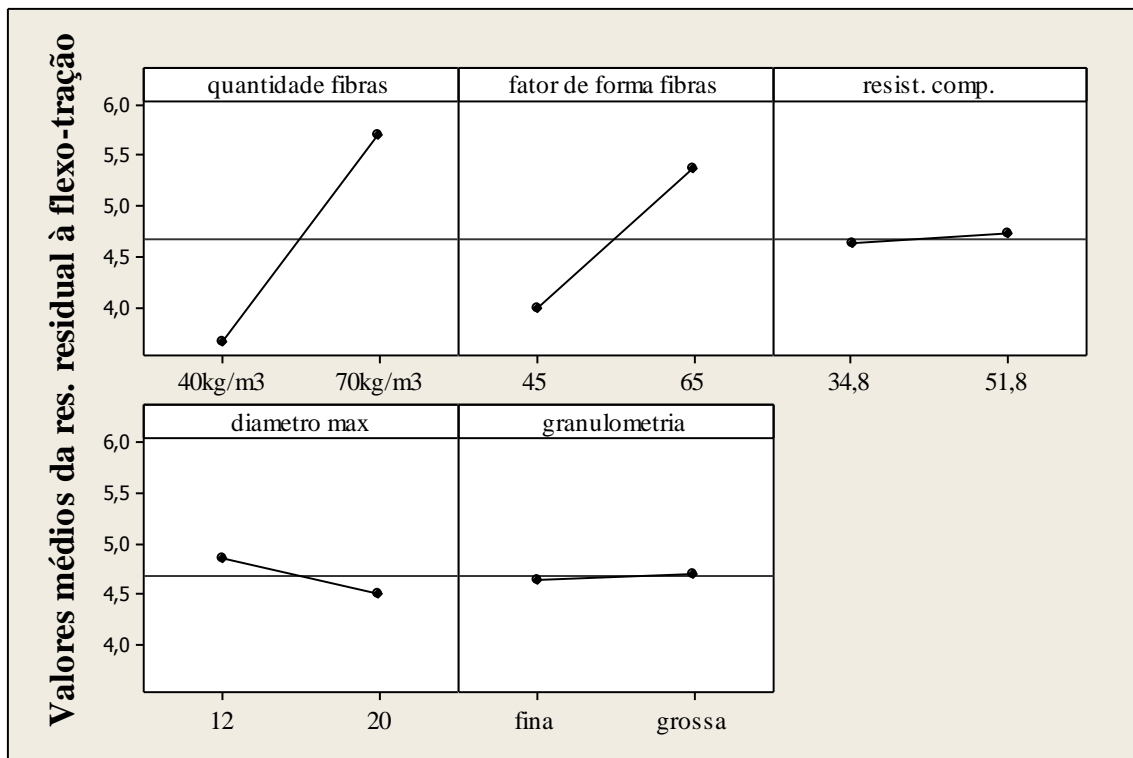


Figura B.26. f_{R3} médio dos CCVRFA – Variáveis de interesse Viga Tipo 4.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R3} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.27, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

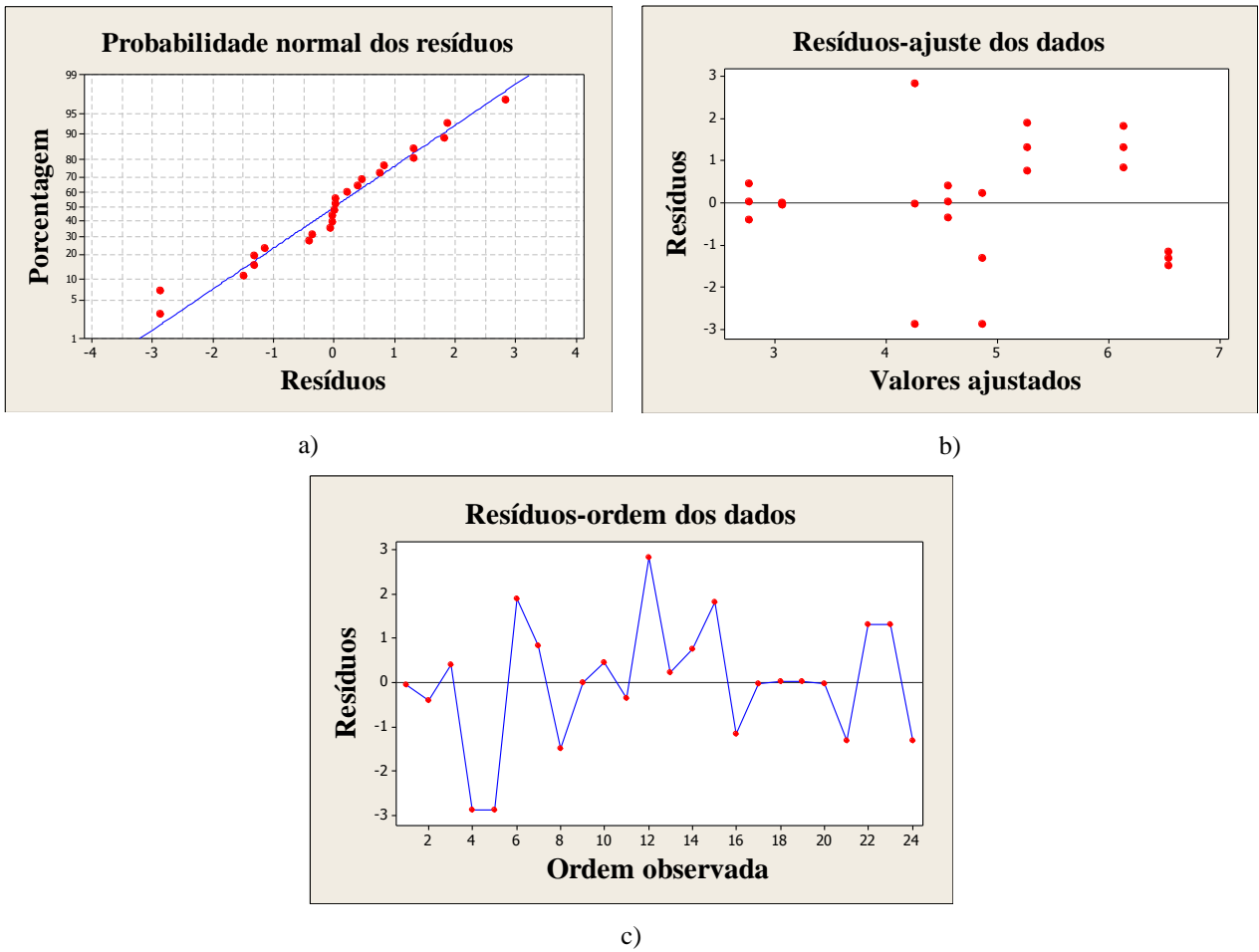


Figura B.27. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R3} das vigas Tipo 4 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.5. Análise de variância (ANOVA) da f_{R4} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 4	Quantidade de fibras	1	20,341	20,341	20,341	9,29	0,007
	Fator de forma das fibras	1	9,582	9,582	9,582	4,37	0,05
	Resist. compressão	1	0,314	0,314	0,314	0,14	0,709
	Diâmetro máx.	1	0,268	0,268	0,268	0,12	0,731
	Granulometria	1	0,107	0,107	0,107	0,05	0,827
	Erro	18	39,433	39,433	2,191		
	Total		23	70,046			

A FIG. B.28 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R4} dos CCVRFA.

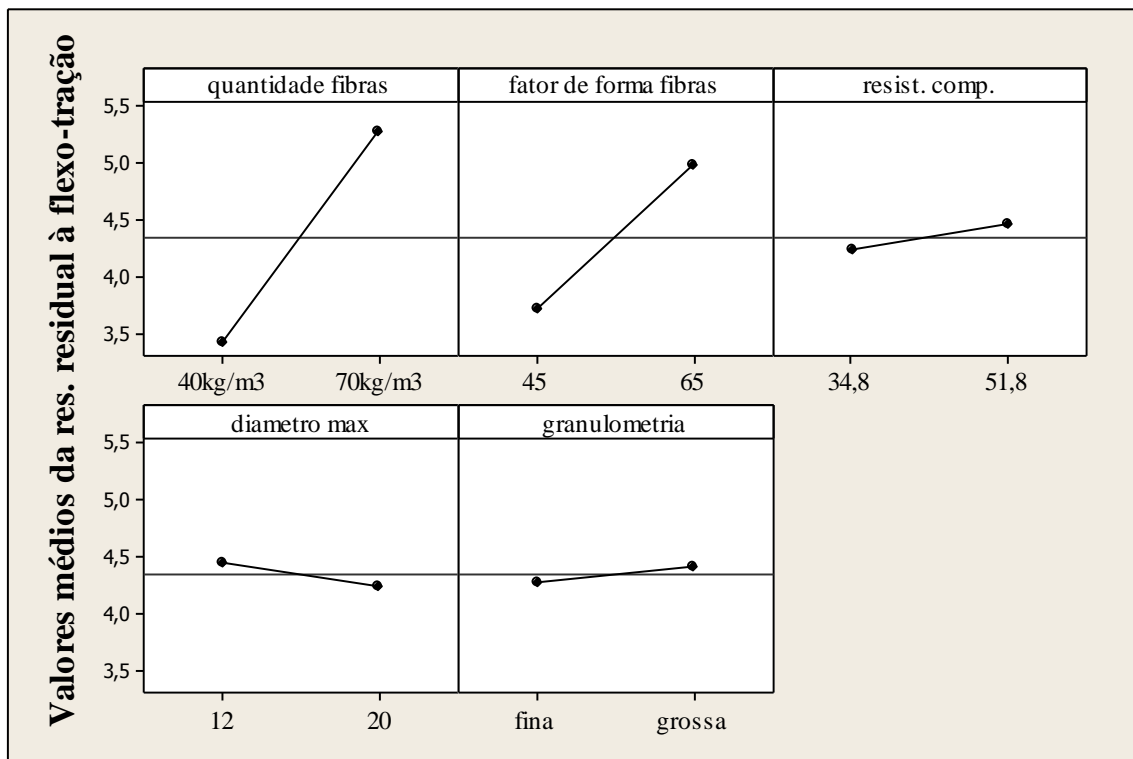


Figura B.28. f_{R4} médio dos CCVRFA – Variáveis de interesse Viga Tipo 4.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R4} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.29, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

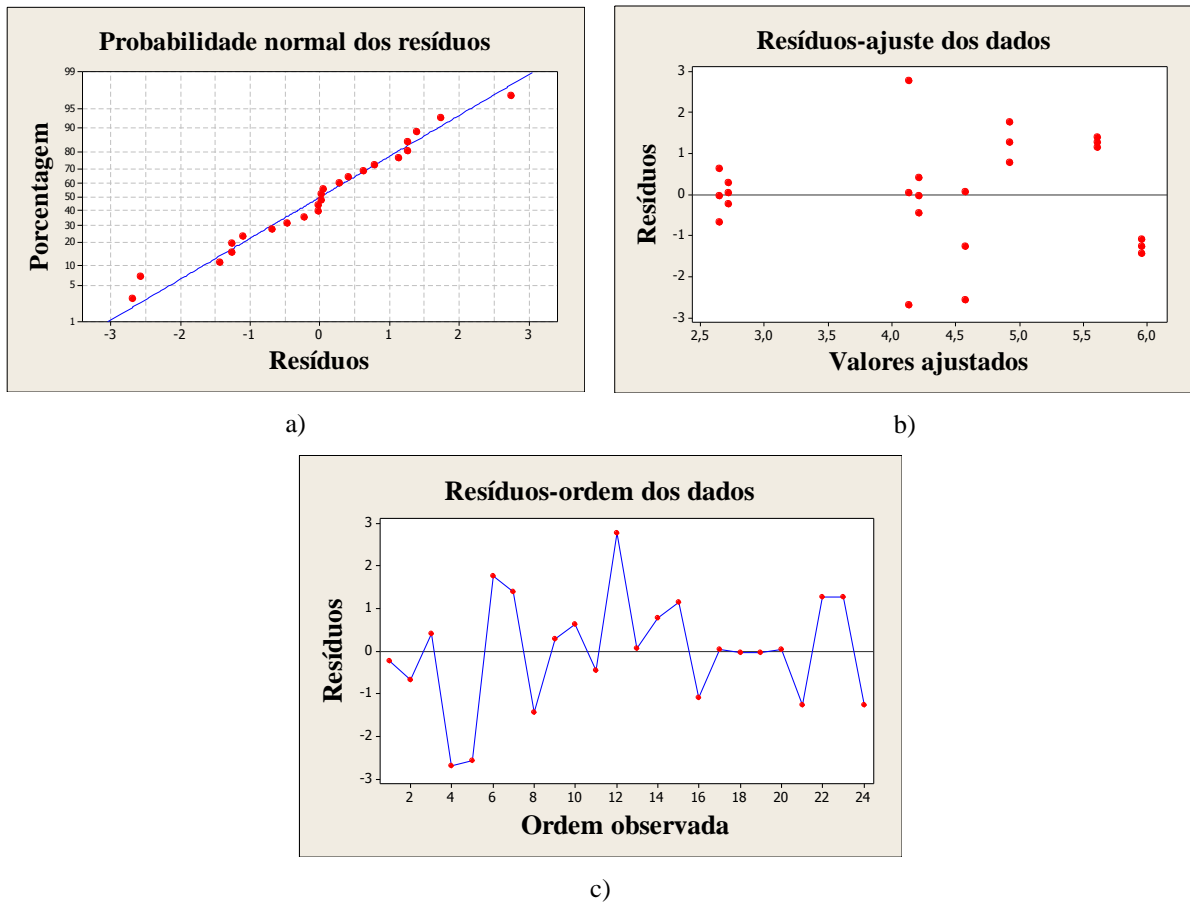


Figura B.29. Análise dos resíduos da resistência residual f_{Rt} das vigas Tipo 4 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.6. Análise de variância (ANOVA) da f_{ctL} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 5	Quantidade de fibras	1	0,540	0,540	0,540	6,16	0,023
	Fator de forma das fibras	1	1,033	1,033	1,033	11,79	0,003
	Resist. compressão	1	1,161	1,161	1,161	13,25	0,002
	Diâmetro máx.	1	0,144	0,144	0,144	1,64	0,216
	Granulometria	1	0,290	0,290	0,290	3,31	0,085
	Erro	18	1,577	1,577	0,087		
	Total	23	4,747				

A FIG. B.30 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{ctL} dos CCVRFA.

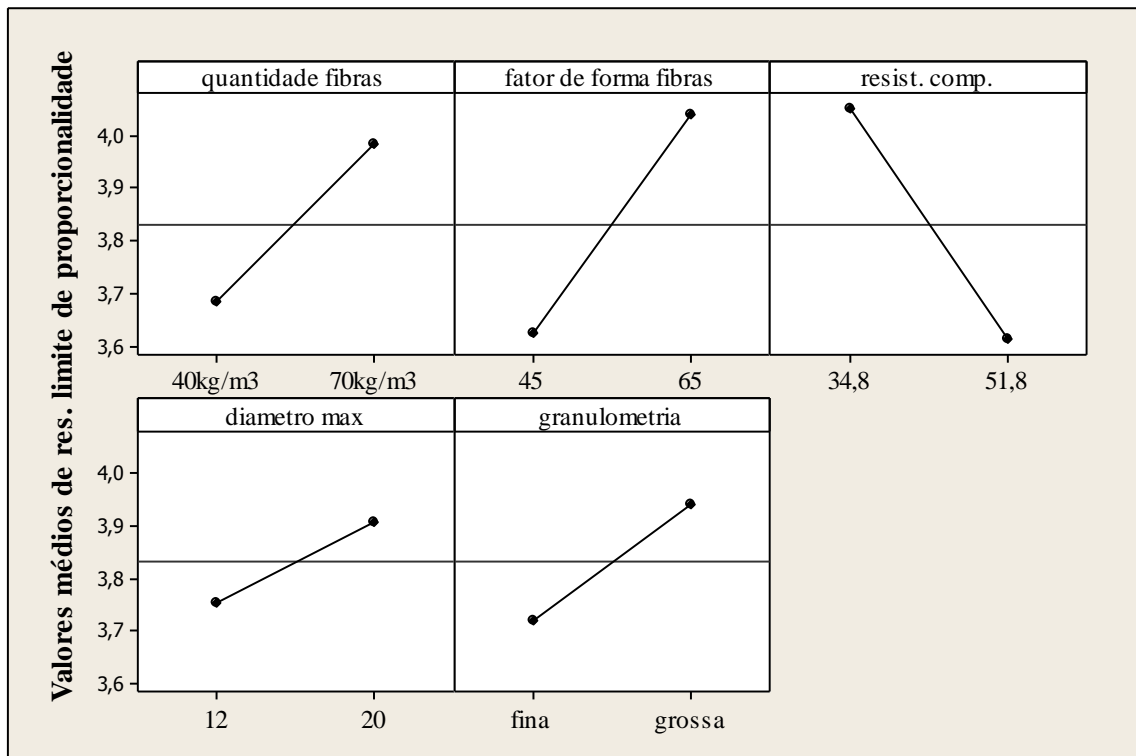


Figura B.30. f_{ctL} médio dos CCVRFA – Variáveis de interesse Viga Tipo 5.

A análise de resíduos da resistência residual f_{ctL} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.31, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

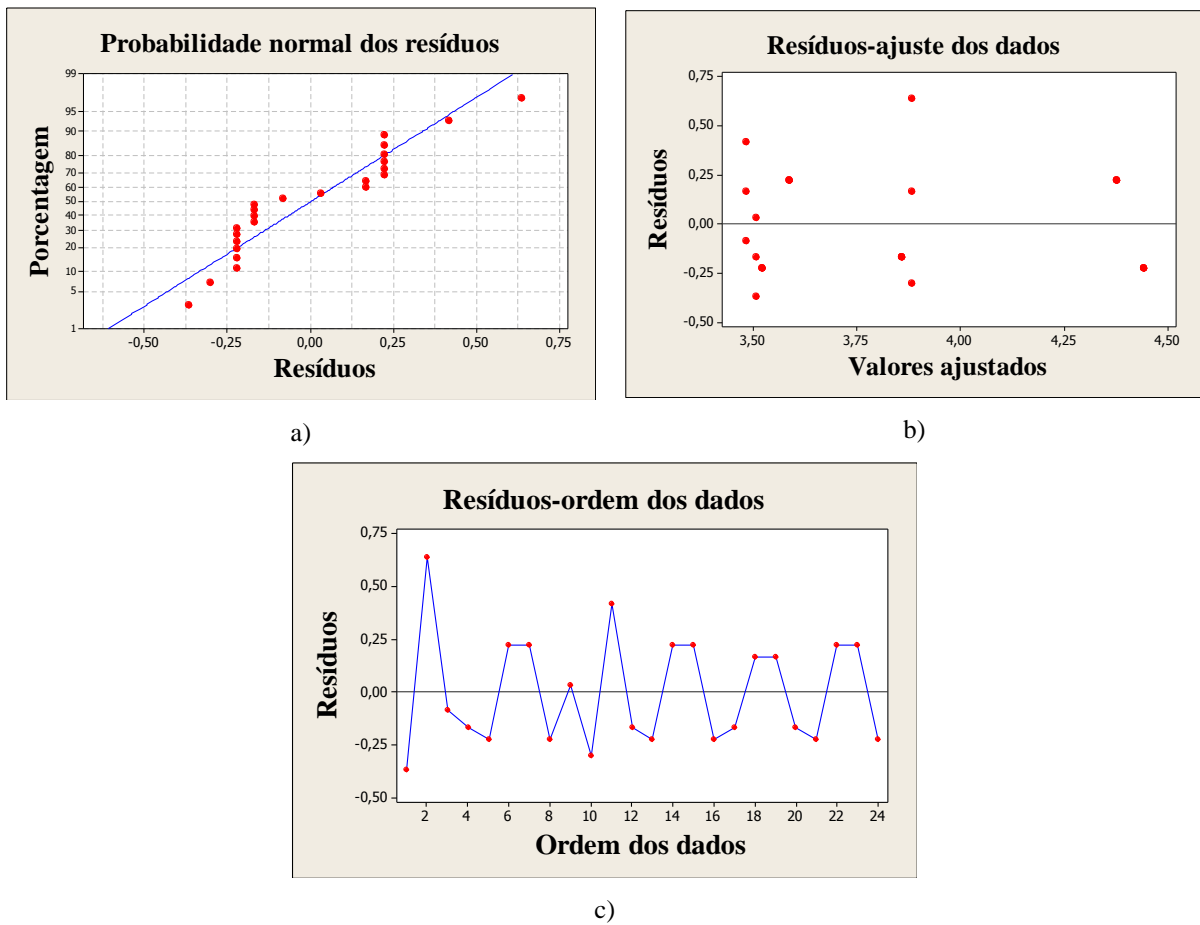


Figura B.31. Análise dos resíduos da resistência no limite de proporcionalidade das vigas Tipo 5 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.7. Análise de variância (ANOVA) da f_{RI} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 5	Quantidade de fibras	1	8,9487	8,9487	8,9487	26,64	0,0005
	Fator de forma das fibras	1	30,2738	30,2738	30,2738	90,12	0,0005
	Resist. compressão	1	0,8951	0,8951	0,8951	2,66	0,120
	Diâmetro máx.	1	2,4672	2,4672	2,4672	7,34	0,014
	Granulometria	1	1,0148	1,0148	1,0148	3,02	0,099
	Erro	18	6,0469	6,0469	0,3359		
	Total		23	49,6465			

A FIG. B.32 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{RI} dos CCVRFA.

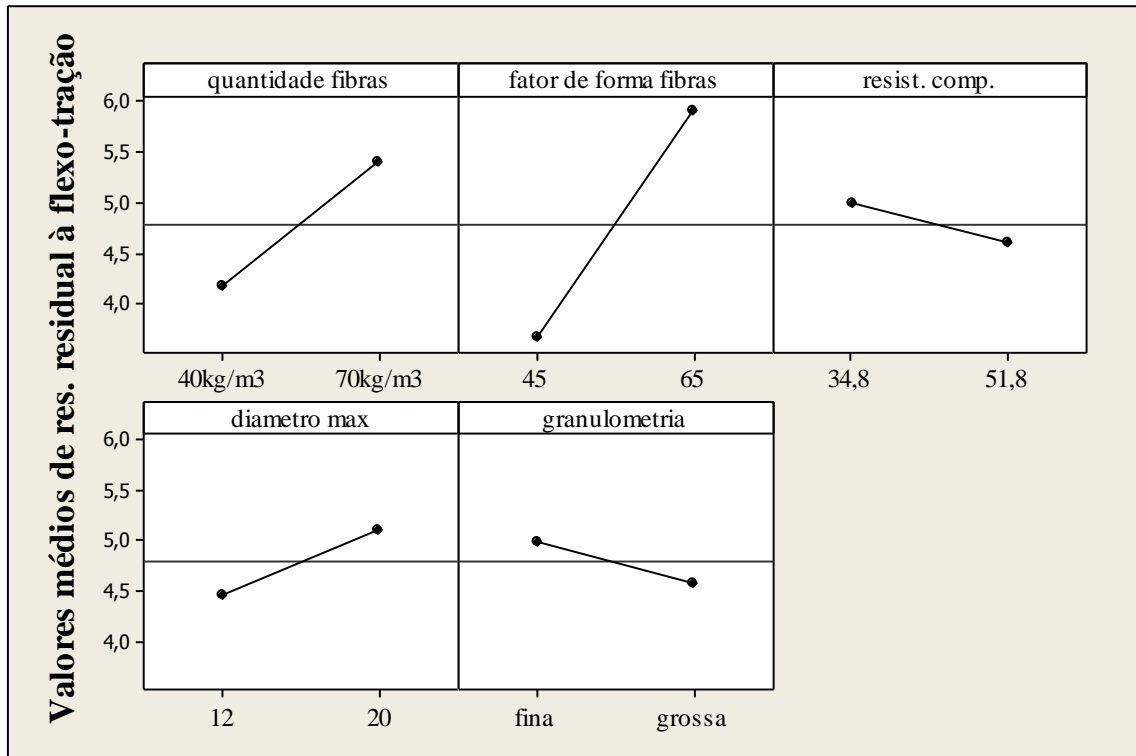


Figura B.32. f_{Rl} médio dos CCVRFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 5.

A análise de resíduos da resistência residual f_{Rl} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.33, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

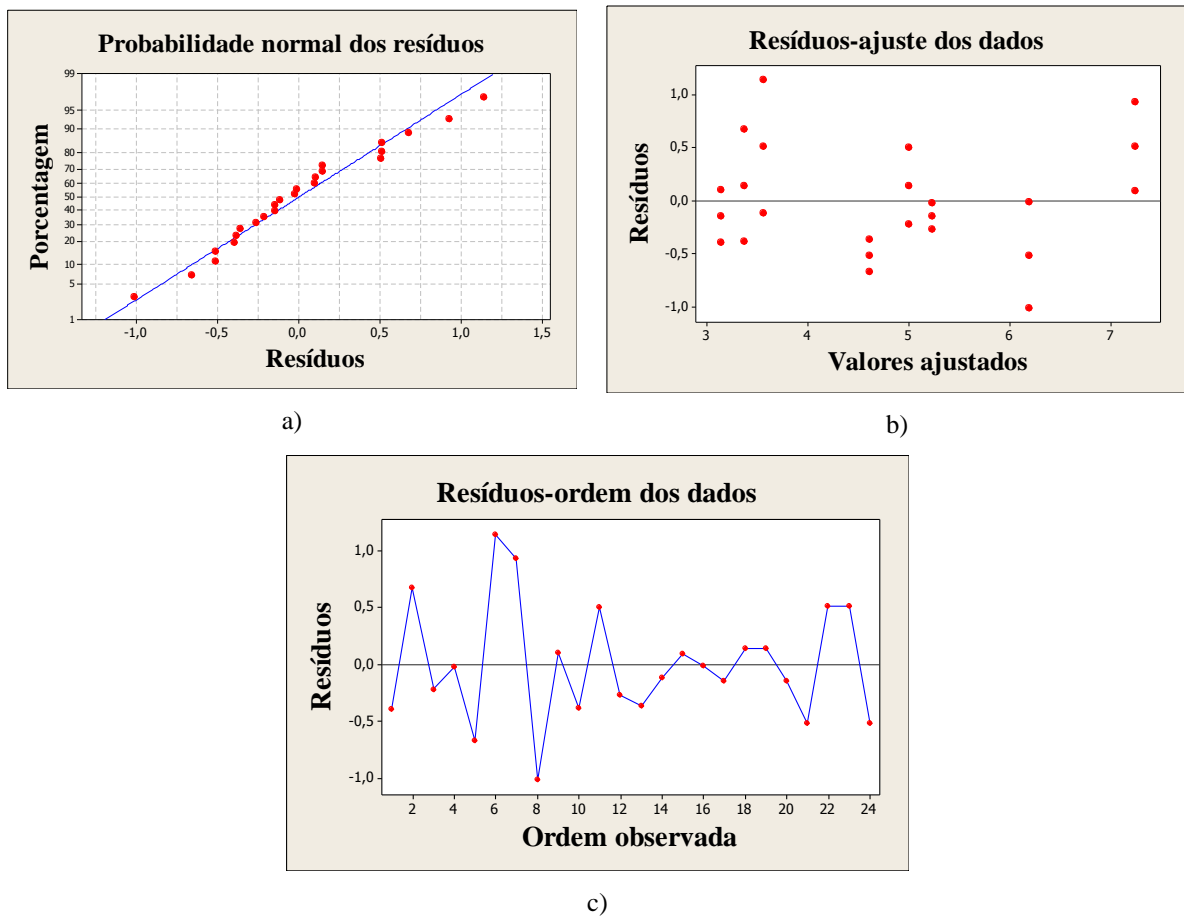


Figura B.33. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R1} das vigas Tipo 5 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.8. Análise de variância (ANOVA) da f_{R2} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 5	Quantidade de fibras	1	12,965	12,965	12,965	10,32	0,005
	Fator de forma das fibras	1	38,557	38,557	38,557	30,68	0,0005
	Resist. compressão	1	0,778	0,778	0,778	0,62	0,442
	Diâmetro máx.	1	8,967	8,967	8,967	7,14	0,016
	Granulometria	1	2,633	2,633	2,633	2,10	0,165
	Erro	18	22,618	22,618	1,257		
	Total	23					

A FIG. B.34 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R2} dos CCVRFA.

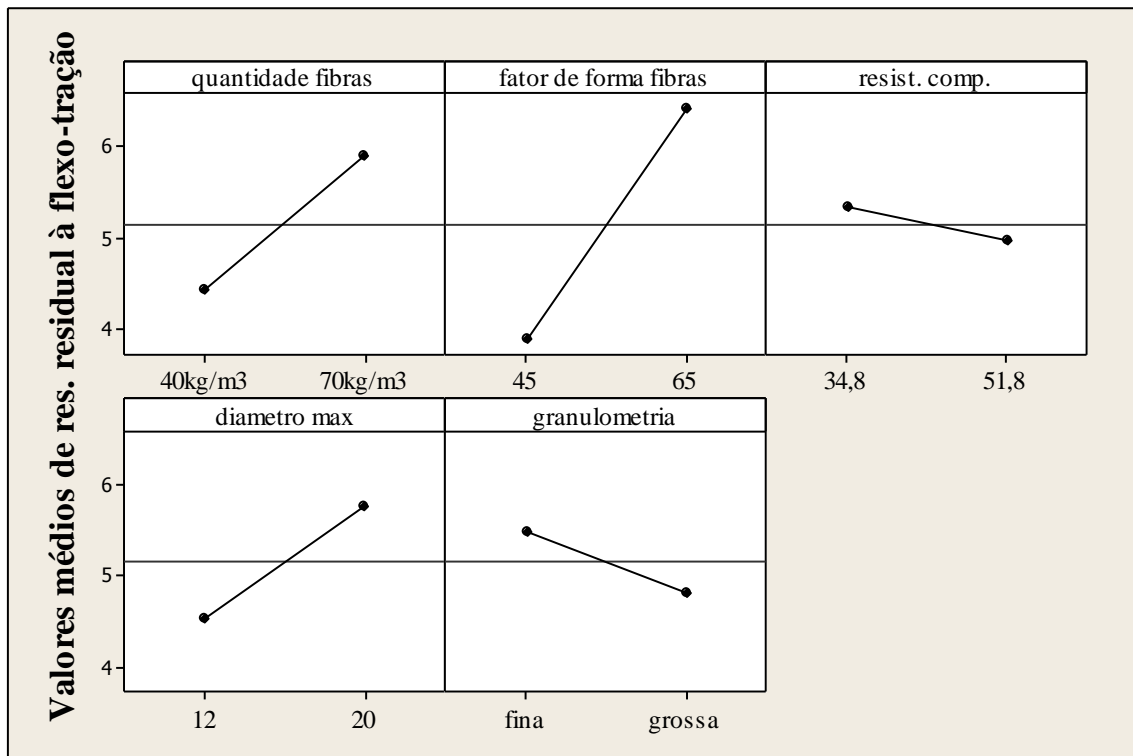


Figura B.34. f_{R2} médio dos CCVRFA – Variáveis de interesse Viga Tipo 5.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R2} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.35, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

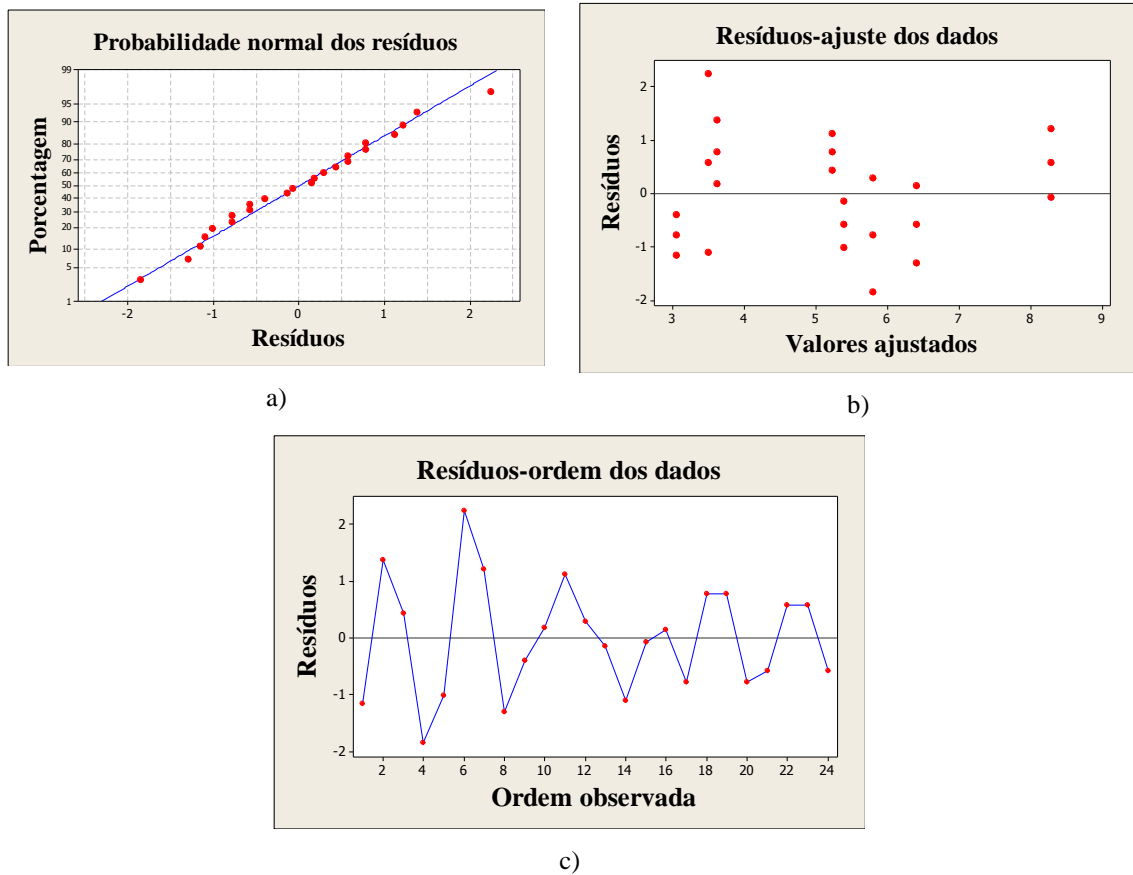


Figura B.35. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R2} das vigas Tipo 5 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.9. Análise de variância (ANOVA) da f_{R3} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 5	Quantidade de fibras	1	13,433	13,433	13,433	5,79	0,027
	Fator de forma das fibras	1	36,052	36,052	36,052	15,55	0,001
	Resist. compressão	1	1,168	1,168	1,168	0,50	0,487
	Diâmetro máx.	1	14,766	14,766	14,766	6,37	0,021
	Granulometria	1	3,275	3,275	3,275	1,41	0,250
	Erro	18	41,730	41,730	2,318		
	Total	23	110,423				

A FIG. B.36 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R3} dos CCVRFA.

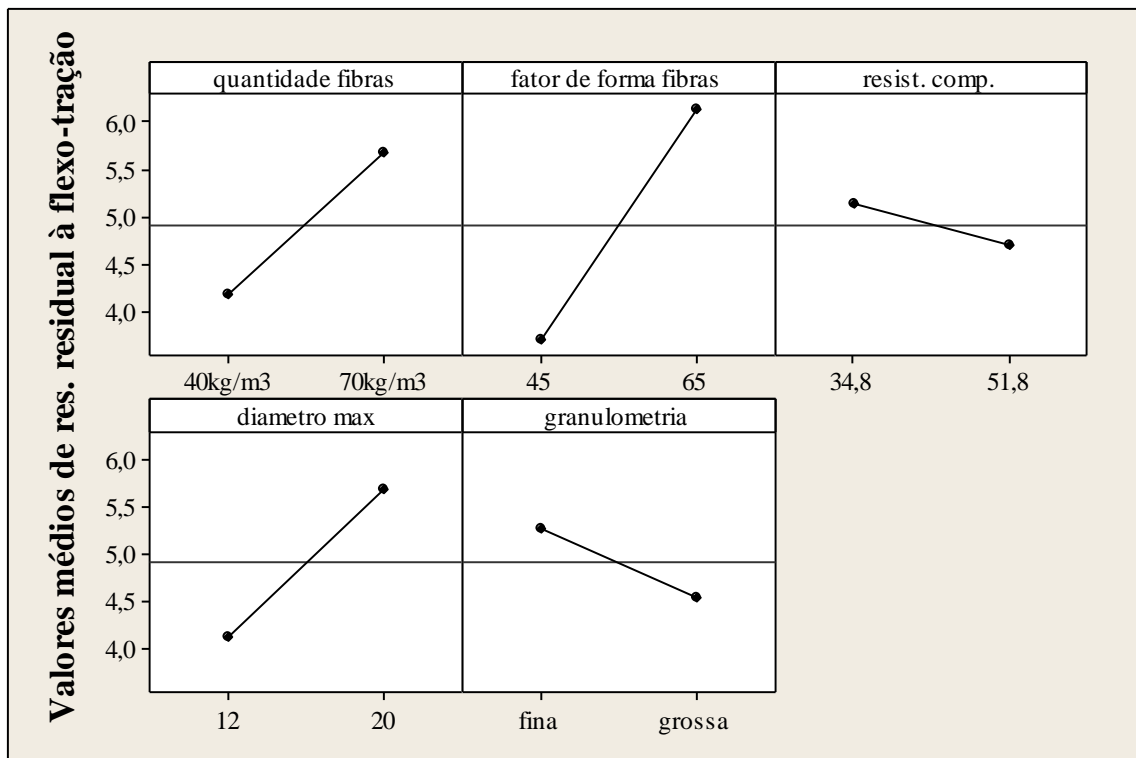


Figura B.36. f_{R3} médio dos CCVRFA – Variáveis de interesse Viga Tipo 5.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R3} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.37, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

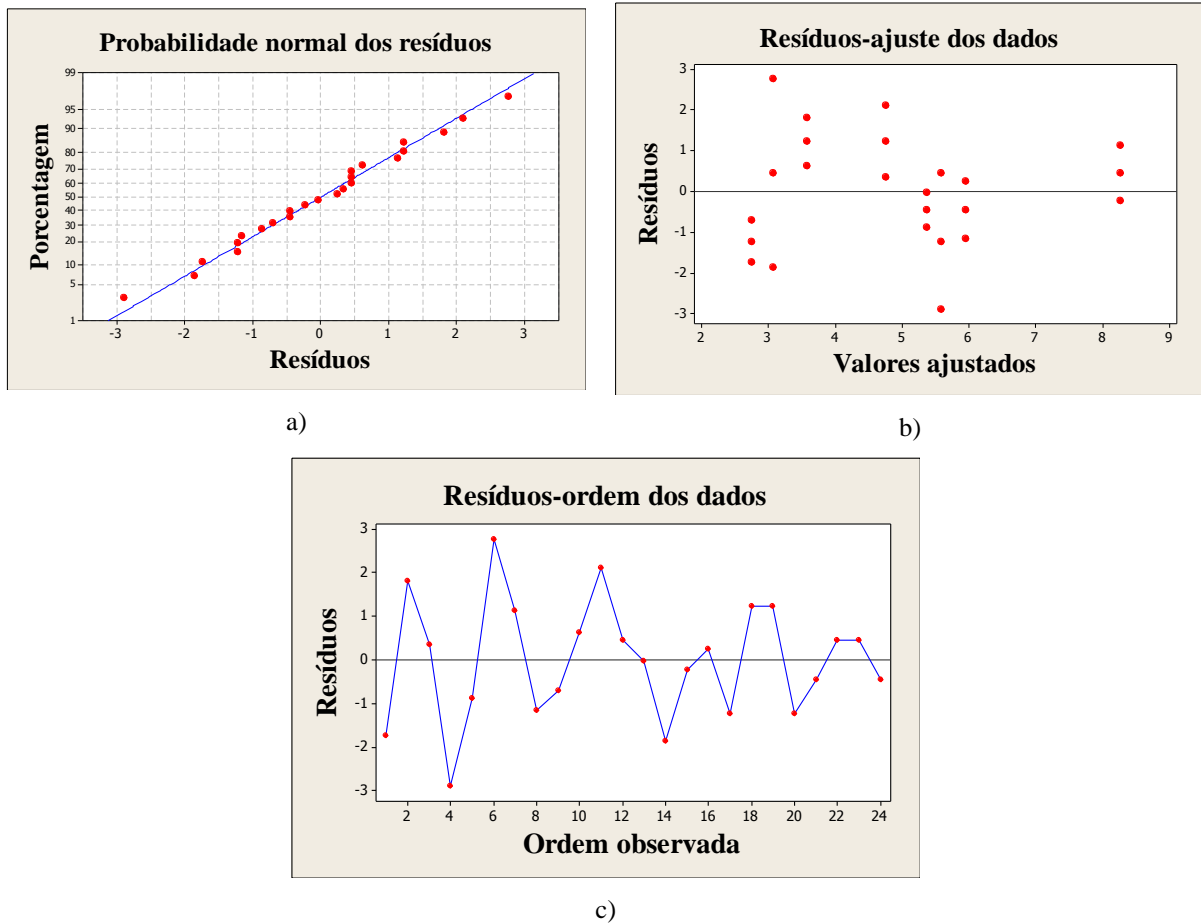


Figura B.37. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R3} das vigas Tipo 5 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.10. Análise de variância (ANOVA) da f_{R4} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 5	Quantidade de fibras	1	17,596	17,596	17,596	7,95	0,011
	Fator de forma das fibras	1	28,580	28,580	28,580	12,91	0,002
	Resist. compressão	1	2,089	2,089	2,089	0,94	0,344
	Diâmetro máx.	1	22,523	22,523	22,523	10,17	0,005
	Granulometria	1	1,622	1,622	1,622	0,73	0,403
	Erro	18	39,860	39,860	2,214		
	Total	23	112,271				

A FIG. B.38 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R4} dos CCVRFA.

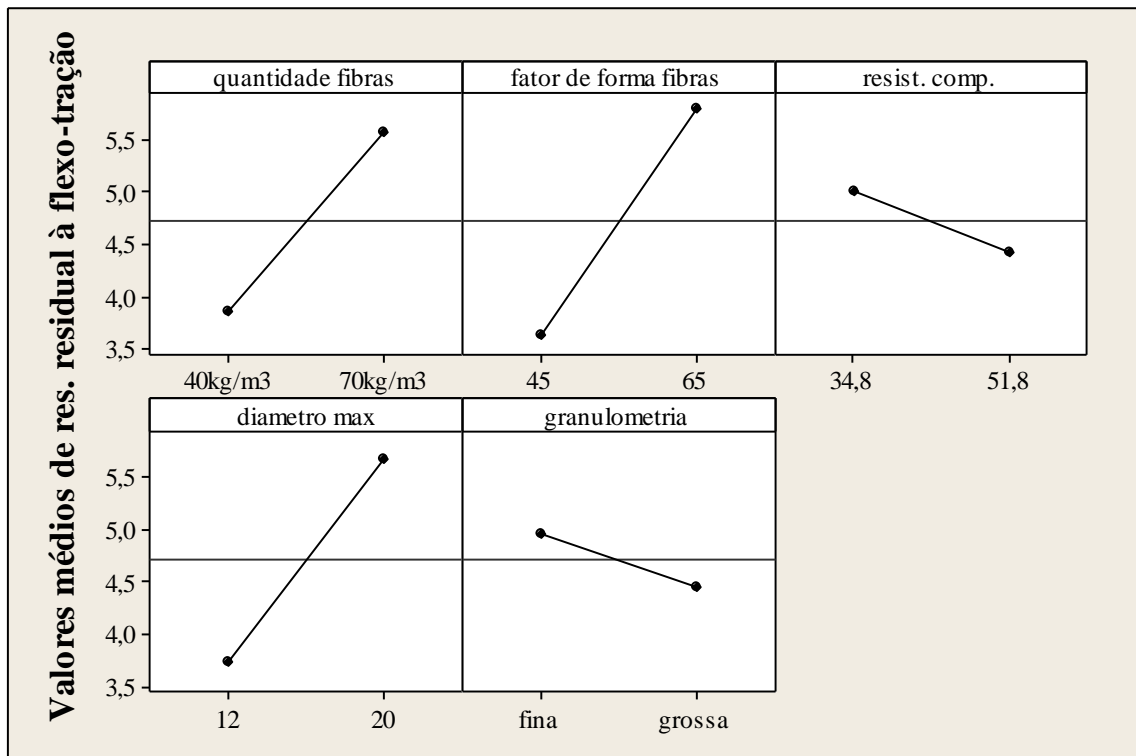


Figura B.38. f_{R4} médio dos CCVRFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 5.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R4} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.39, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

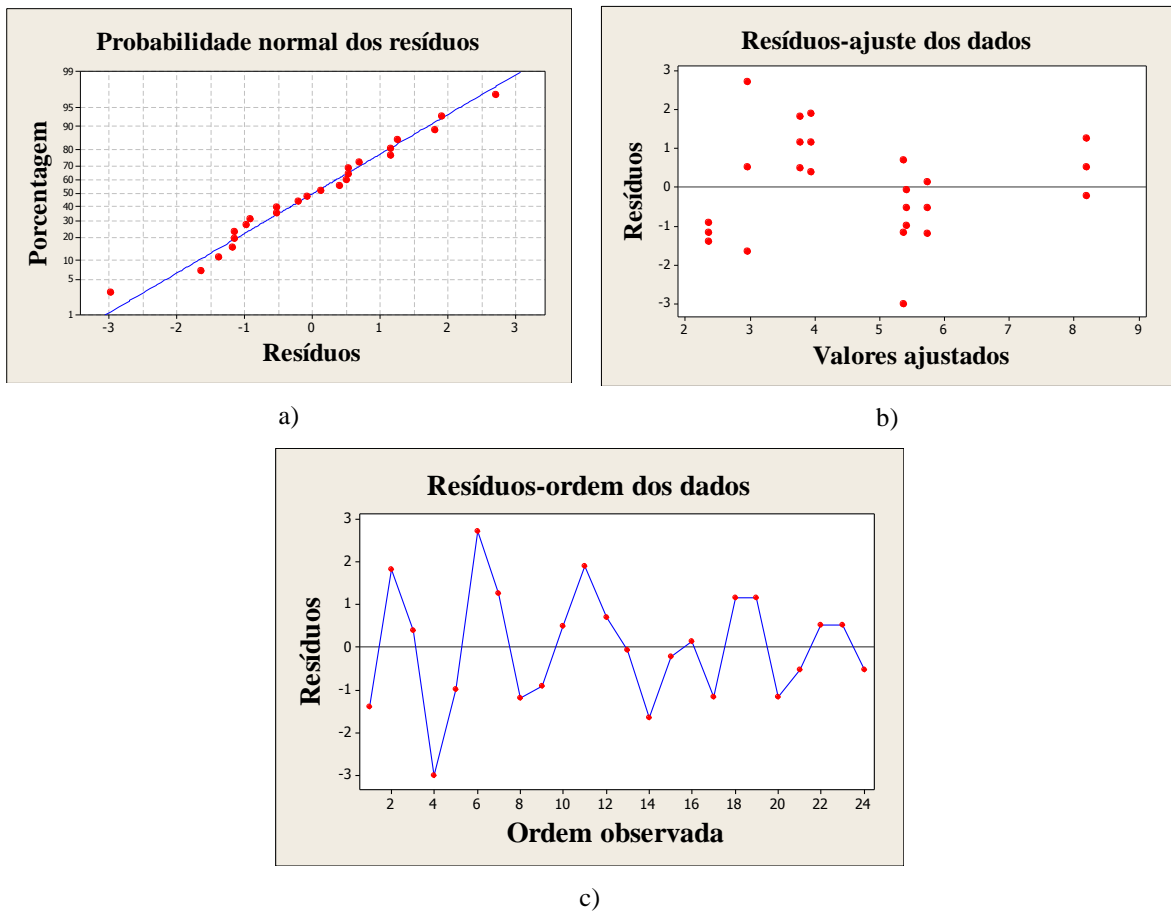


Figura B.39. Análise dos resíduos da resistência residual f_{Rd} das vigas Tipo 5 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.11. Análise de variância (ANOVA) da f_{ctL} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 6	Quantidade de fibras	1	0,544	0,544	0,544	6,59	0,019
	Fator de forma das fibras	1	0,0027	0,0027	0,0027	0,03	0,858
	Resist. compressão	1	0,0742	0,0742	0,0742	0,90	0,356
	Diâmetro máx.	1	0,0207	0,0207	0,0207	0,25	0,623
	Granulometria	1	1,1029	1,1029	1,1029	13,35	0,002
	Erro	18	1,4872	1,4872	0,0826		
	Total	23	3,2324				

A FIG. B.40 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{ctL} dos CCVRFA.

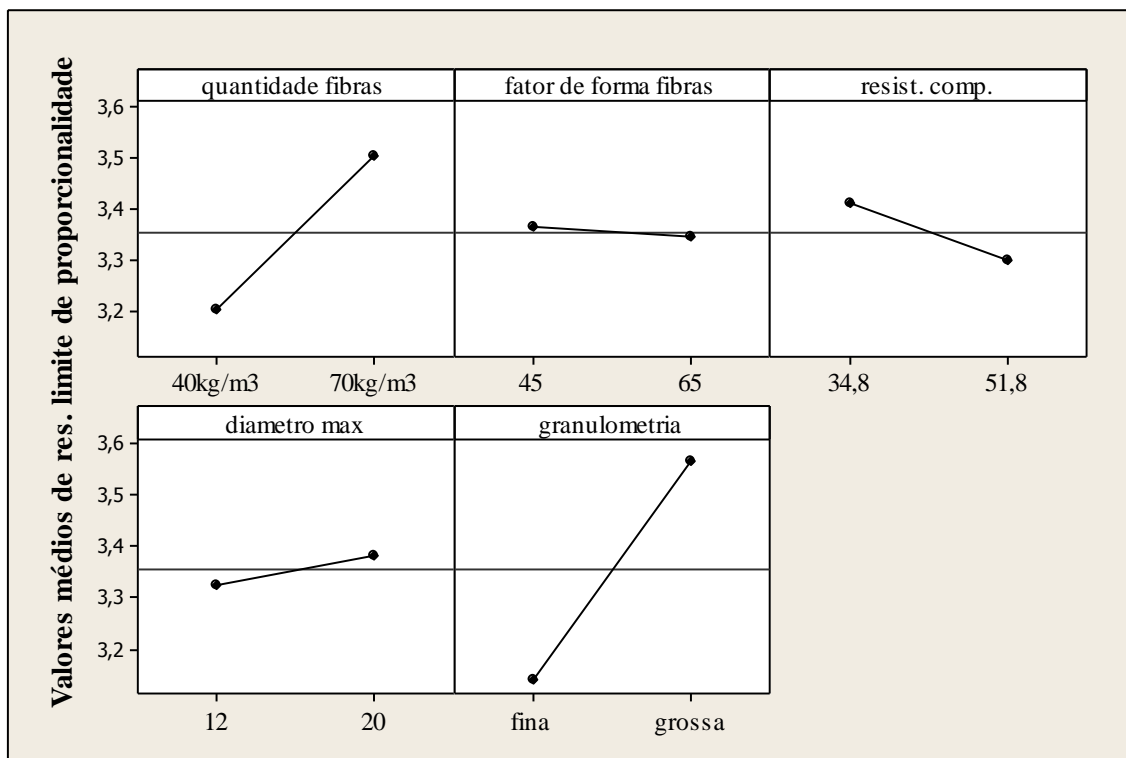


Figura B.40. f_{ctL} médio dos CCVRFA – Variáveis de interesse Viga Tipo 6.

A análise de resíduos da resistência no limite de proporcionalidade dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.41, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado, entretanto com uma larga padronização dos resultados.

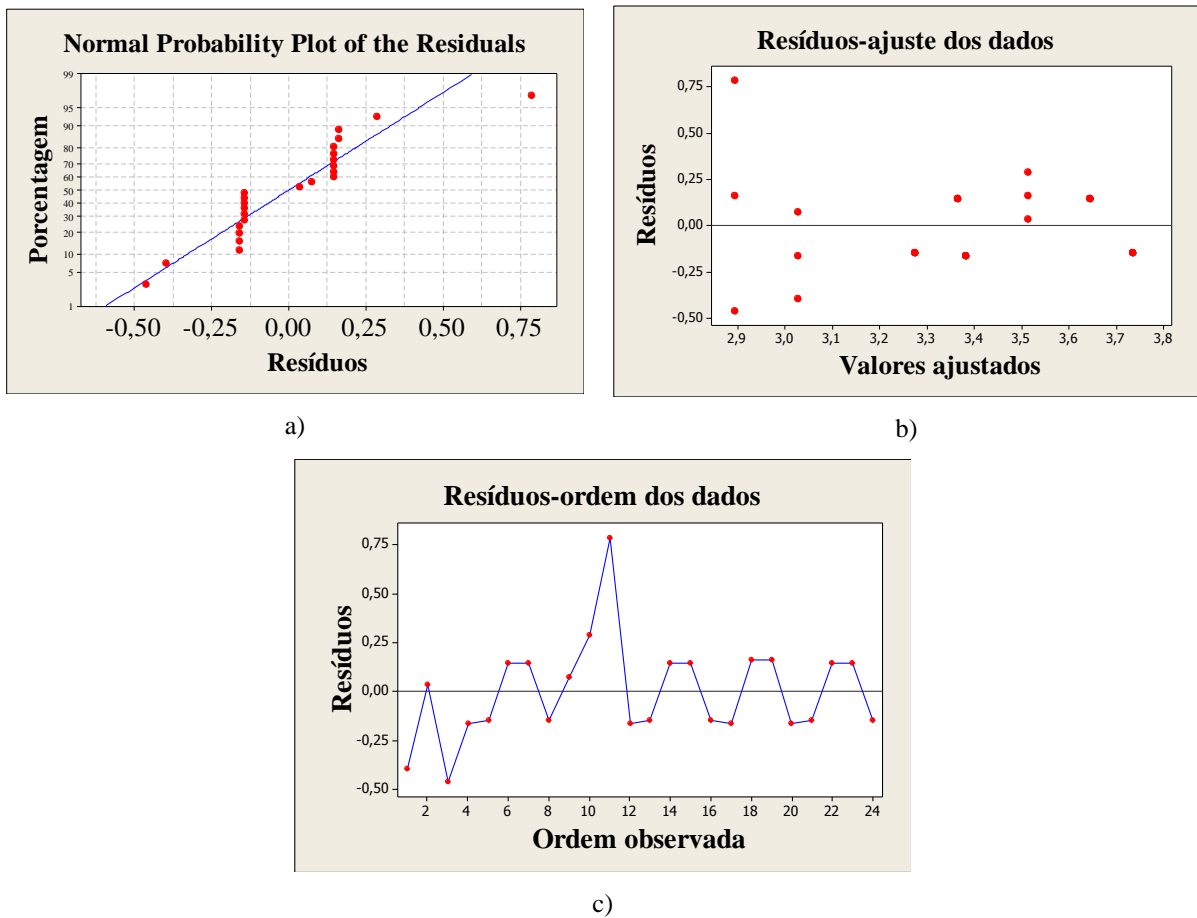


Figura B.41. Análise dos resíduos da resistência no limite de proporcionalidade das vigas Tipo 6 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.12. Análise de variância (ANOVA) da f_{RI} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 6	Quantidade de fibras	1	19,9564	19,9564	19,9564	33,08	0,0005
	Fator de forma das fibras	1	0,0995	0,0995	0,0995	0,16	0,690
	Resist. compressão	1	1,9924	1,9924	1,9924	3,30	0,086
	Diâmetro máx.	1	0,0005	0,0005	0,0005	0,00	0,978
	Granulometria	1	0,9902	0,9902	0,9902	1,64	0,216
	Erro	18	10,8601	10,8601	0,6033		
	Total	23	33,8990				

A FIG. B.42 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{RI} dos CCVRFA.

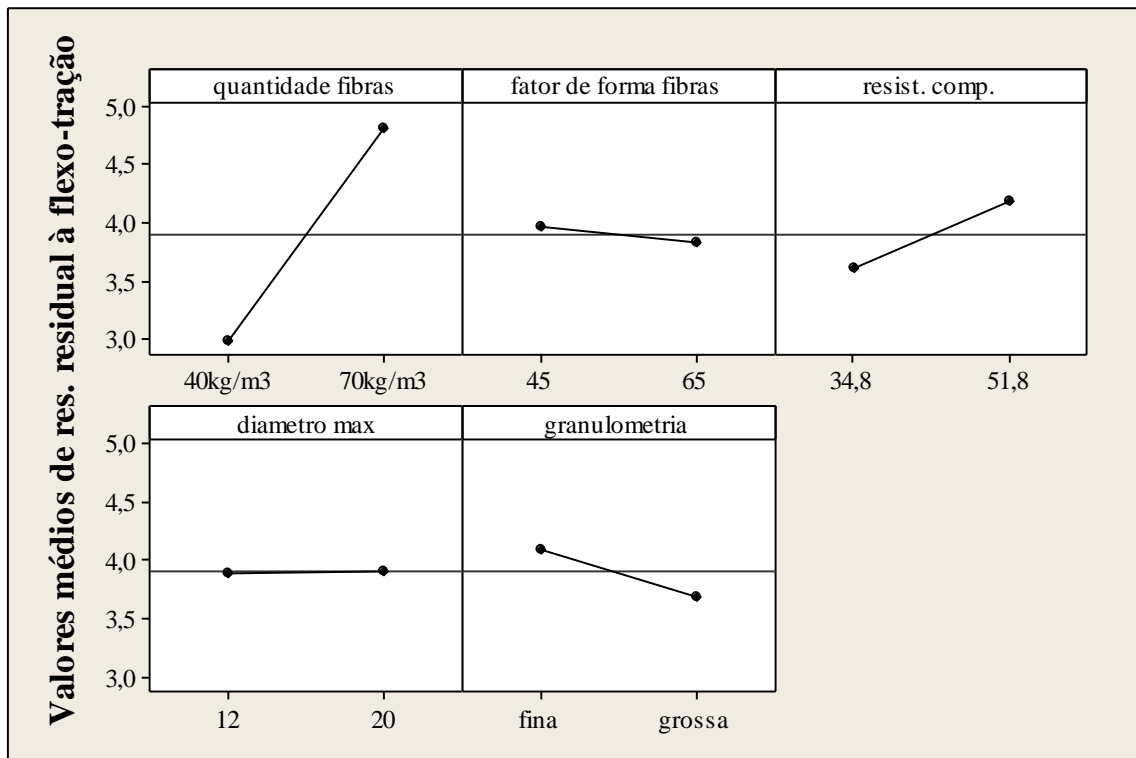


Figura B.42. f_{RI} médio dos CCVRFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 6.

A análise de resíduos da resistência residual f_{RI} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.43, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

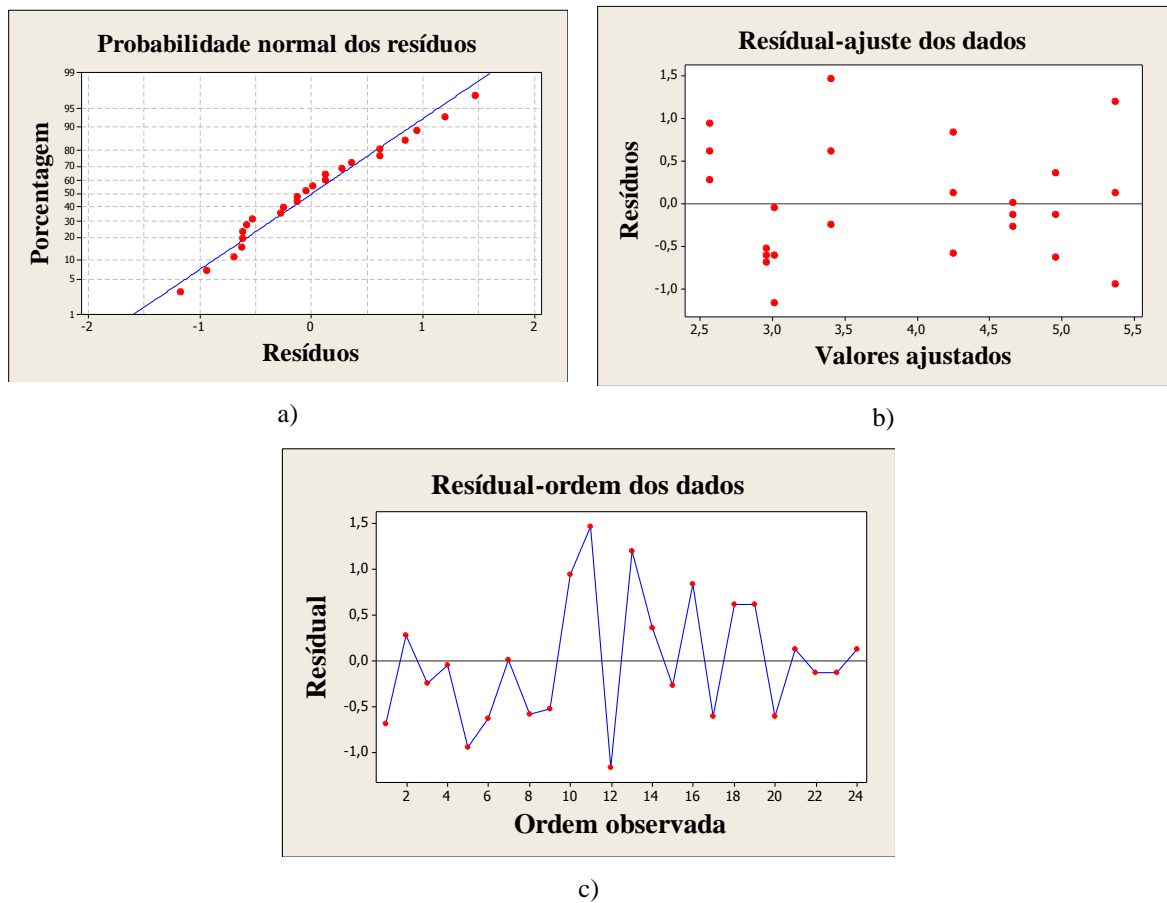


Figura B.43. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R1} das vigas Tipo 6 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.13. Análise de variância (ANOVA) da f_{R2} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 6	Quantidade de fibras	1	30,0384	30,0384	30,0384	34,89	0,0005
	Fator de forma das fibras	1	0,0135	0,0135	0,0135	0,02	0,902
	Resist. compressão	1	2,4003	2,4003	2,4003	2,79	0,112
	Diâmetro máx.	1	0,0360	0,0360	0,0360	0,04	0,840
	Granulometria	1	4,1085	4,1085	4,1085	4,77	0,042
	Erro	18	15,4978	15,4978	0,8610		
	Total	23	52,0947				

A FIG. B.44 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R2} dos CCVRFA.

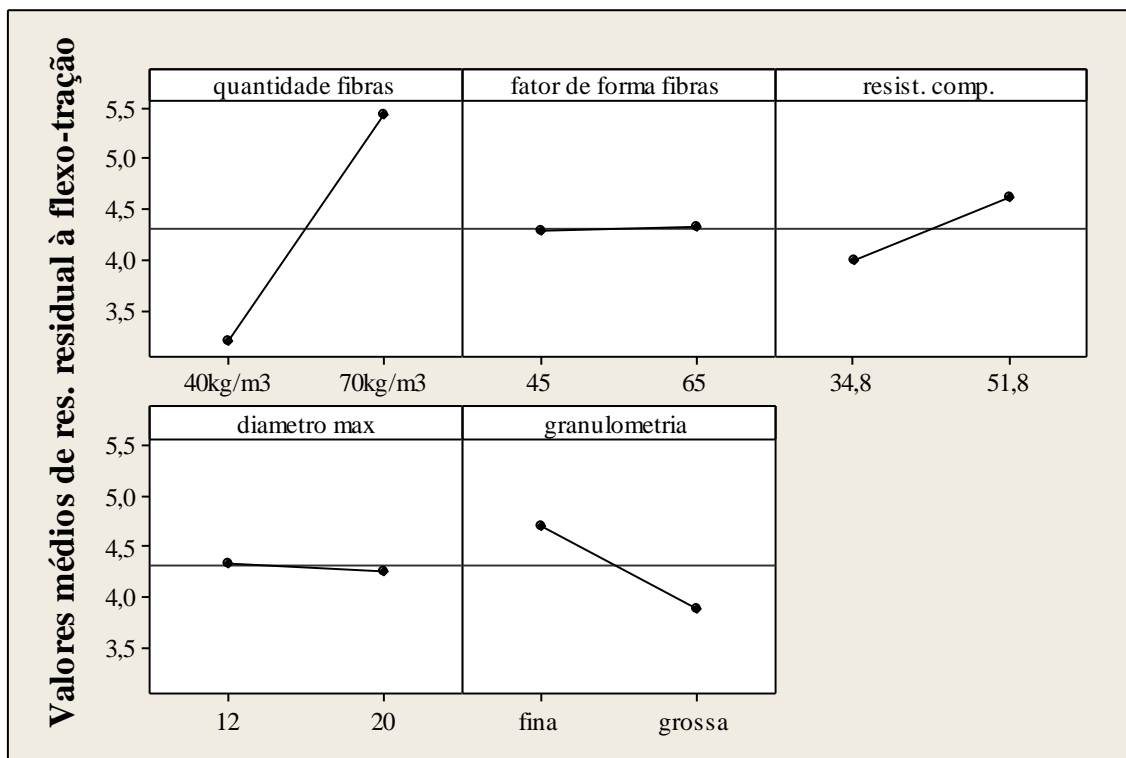


Figura B.44. f_{R2} médio dos CCVRFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 6.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R2} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.45, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

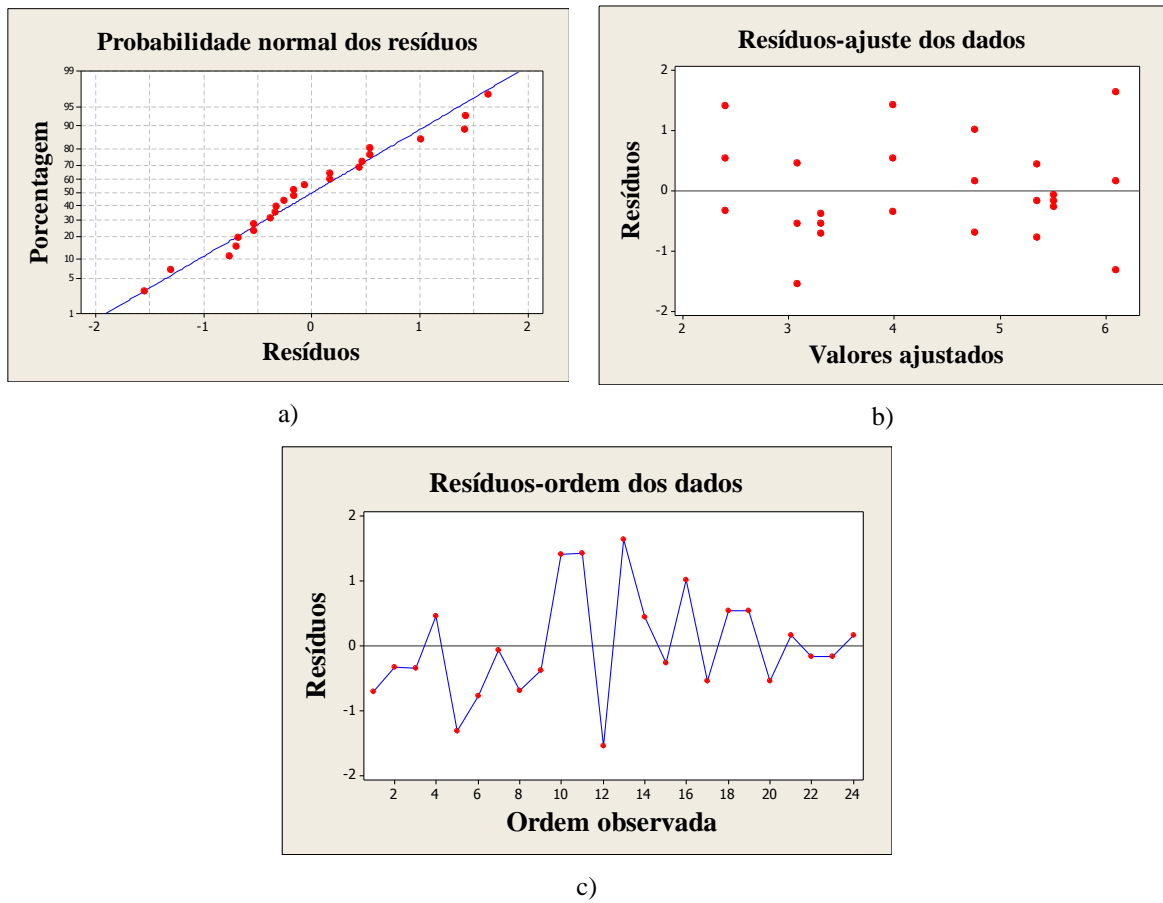


Figura B.45. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R2} das vigas Tipo 6 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.14. Análise de variância (ANOVA) da f_{R3} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 6	Quantidade de fibras	1	27,7673	27,7673	27,7673	37,99	0,0005
	Fator de forma das fibras	1	0,1760	0,1760	0,1760	0,24	0,630
	Resist. compressão	1	1,2627	1,2627	1,2627	1,73	0,205
	Diâmetro máx.	1	0,0041	0,0041	0,0041	0,01	0,941
	Granulometria	1	2,4480	2,4480	2,4480	3,35	0,084
	Erro	18	13,1551	13,1551	0,7308		
	Total	23	44,8132				

A FIG. B.46 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R3} dos CCVRFA.

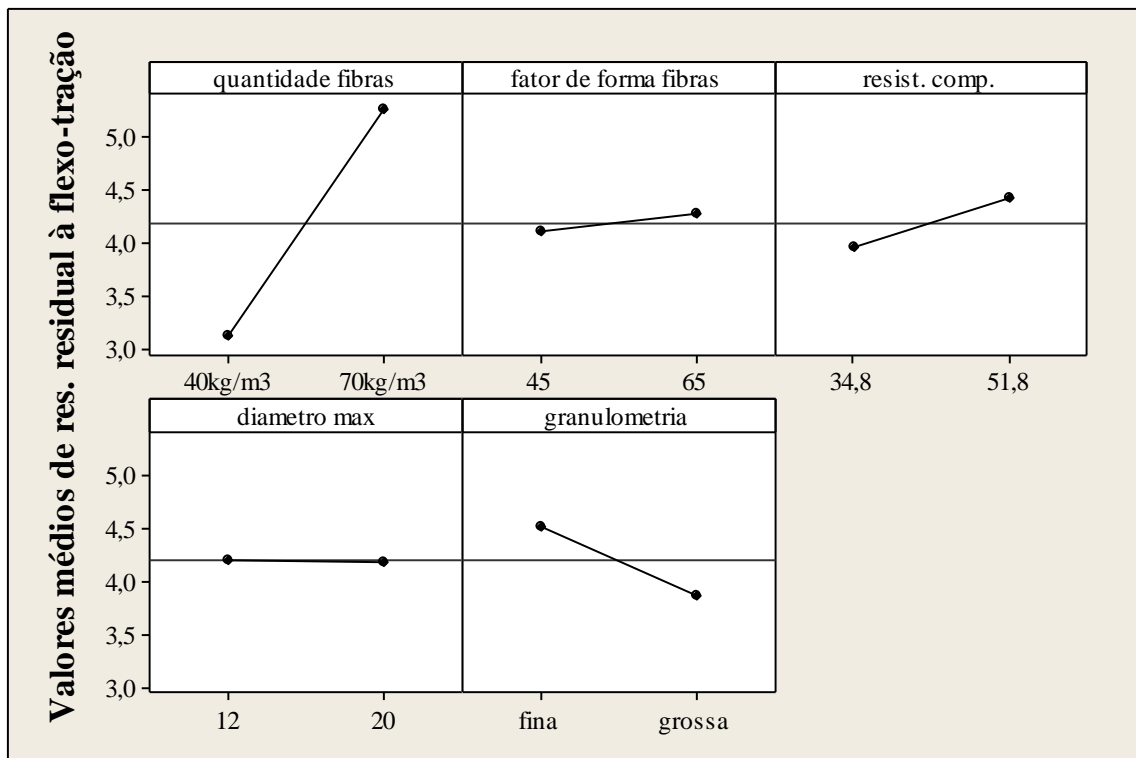


Figura B.46. f_{R3} médio dos CCVRFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 6.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R3} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.47, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

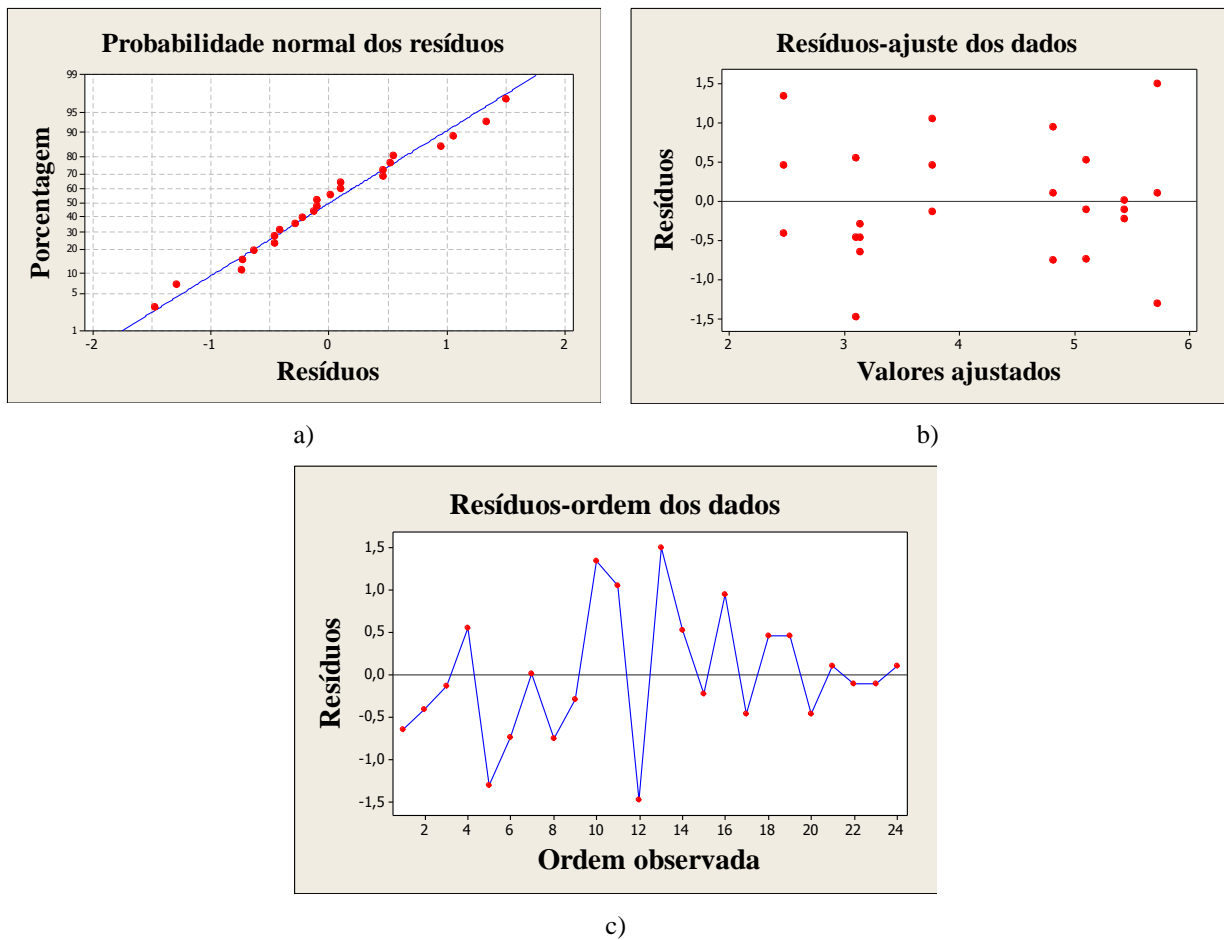


Figura B.47. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R3} das vigas Tipo 6 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.15. Análise de variância (ANOVA) da f_{R4} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 6	Quantidade de fibras	1	24,1202	24,1202	24,1202	41,04	0,0005
	Fator de forma das fibras	1	0,3901	0,3901	0,3901	0,66	0,426
	Resist. compressão	1	0,1395	0,1395	0,1395	0,24	0,632
	Diâmetro máx.	1	0,0150	0,0150	0,0150	0,03	0,875
	Granulometria	1	1,8984	1,8984	1,8984	3,23	0,089
	Erro	18	10,5785	10,5785	0,5877		
	Total		23	37,1418			

A FIG. B.48 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R4} dos CCVRFA.

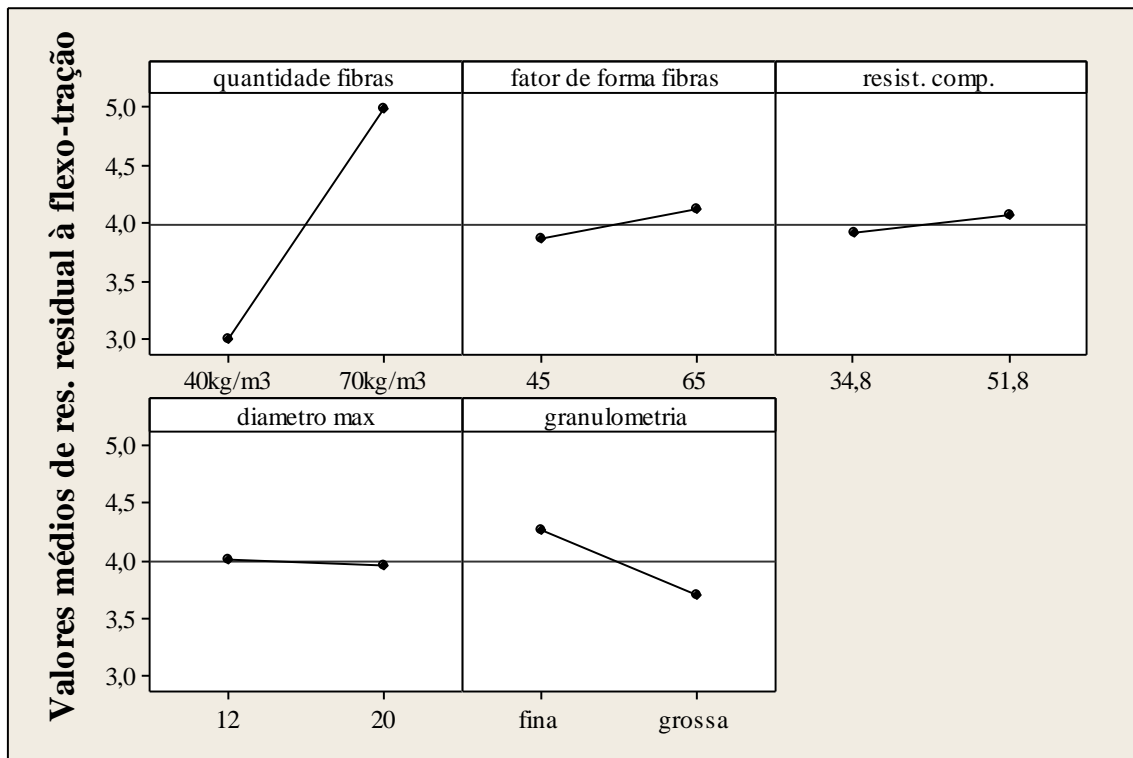


Figura B.48. f_{R4} médio dos CCVRFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 6.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R4} dos CCVRFA é apresentada na FIG. B.49, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

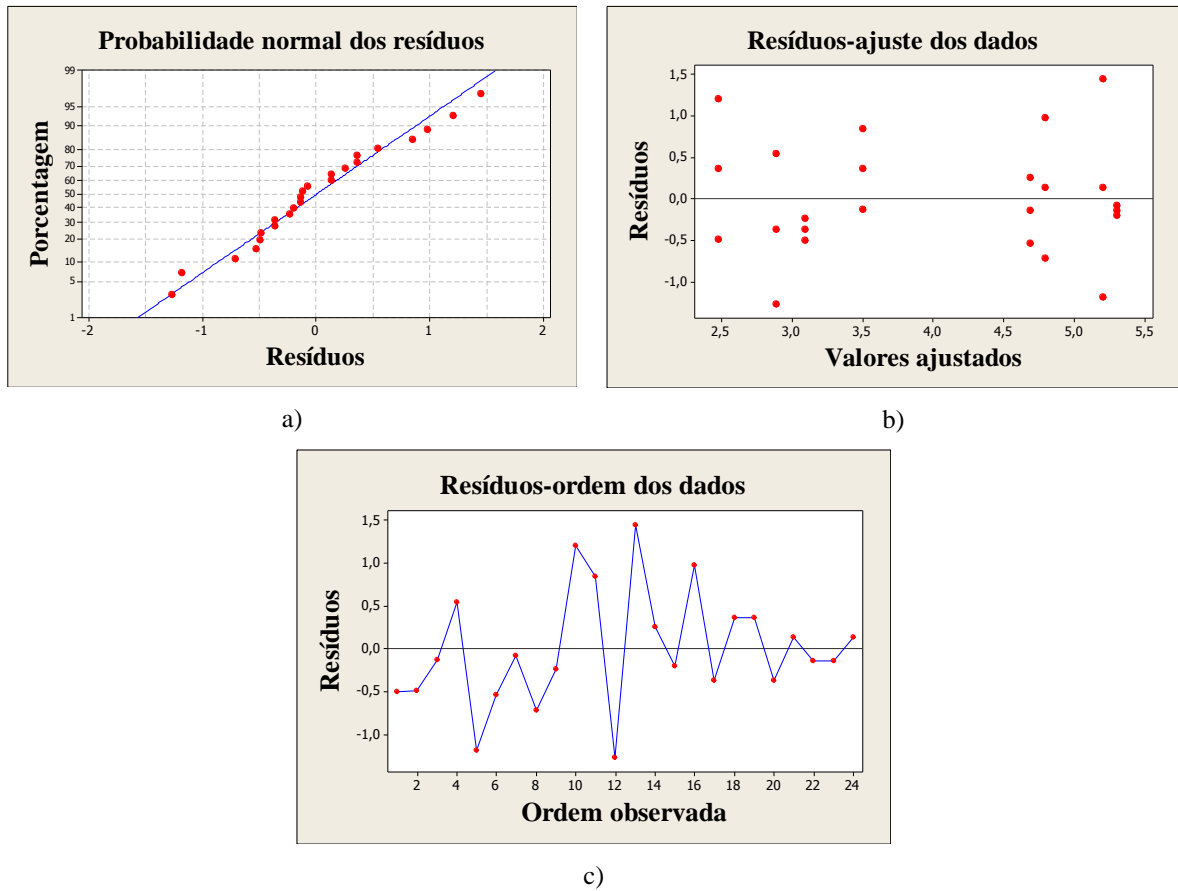


Figura B.49. Análise dos resíduos da resistência residual f_{Rd} das vigas Tipo 6 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.16. Análise de variância (ANOVA) da f_{ctL} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 4	Quantidade de fibras	1	0,2491	0,2491	0,2491	1,16	0,296
	Fator de forma das fibras	1	0,2081	0,2081	0,2081	0,97	0,338
	Resist. compressão	1	4,1708	4,1708	4,1708	19,41	0,0005
	Diâmetro máx.	1	0,0041	0,0041	0,0041	0,02	0,891
	Granulometria	1	0,1811	0,1811	0,1811	0,84	0,371
	Erro	18	3,8685	3,8685	0,2149		
	Total	23	8,6818				

A FIG. B.50 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{ctL} dos CAARFA.

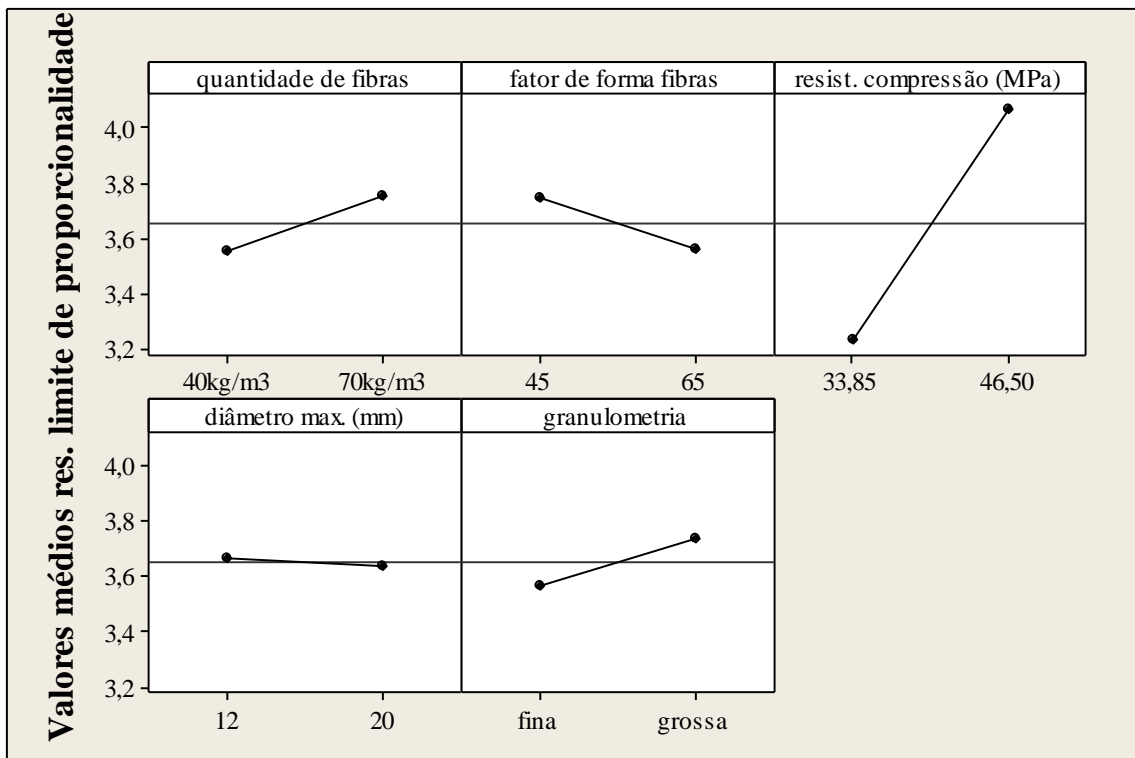


Figura B.50. f_{ciL} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 4.

A análise de resíduos da resistência no limite de proporcionalidade dos CAARFA é apresentada na FIG. B.51, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado, entretanto apresenta uma larga padronização dos resultados.

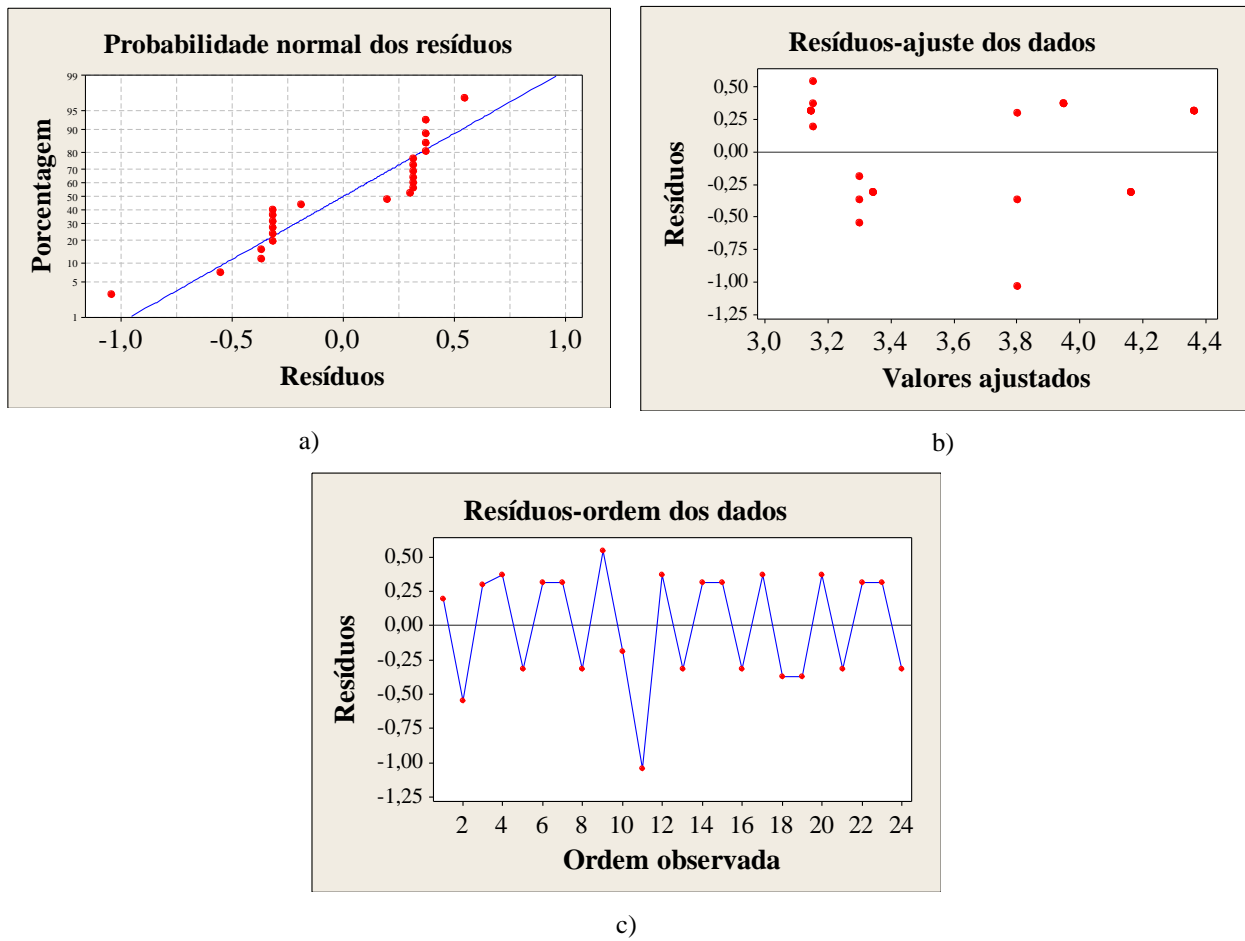


Figura B.51. Análise dos resíduos da resistência no limite de proporcionalidade das vigas Tipo 4 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.17. Análise de variância (ANOVA) da f_{RI} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 4	Quantidade de fibras	1	14,766	14,766	14,766	13,97	0,002
	Fator de forma das fibras	1	8,056	8,056	8,056	7,62	0,013
	Resist. compressão	1	11,364	11,364	11,364	10,75	0,004
	Diâmetro máx.	1	0,379	0,379	0,379	0,36	0,557
	Granulometria	1	26,998	26,998	26,998	25,55	0,0005
	Erro	18	19,022	19,022	1,057		
	Total		23	80,586			

A FIG. B.52 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{RI} dos CAARFA.

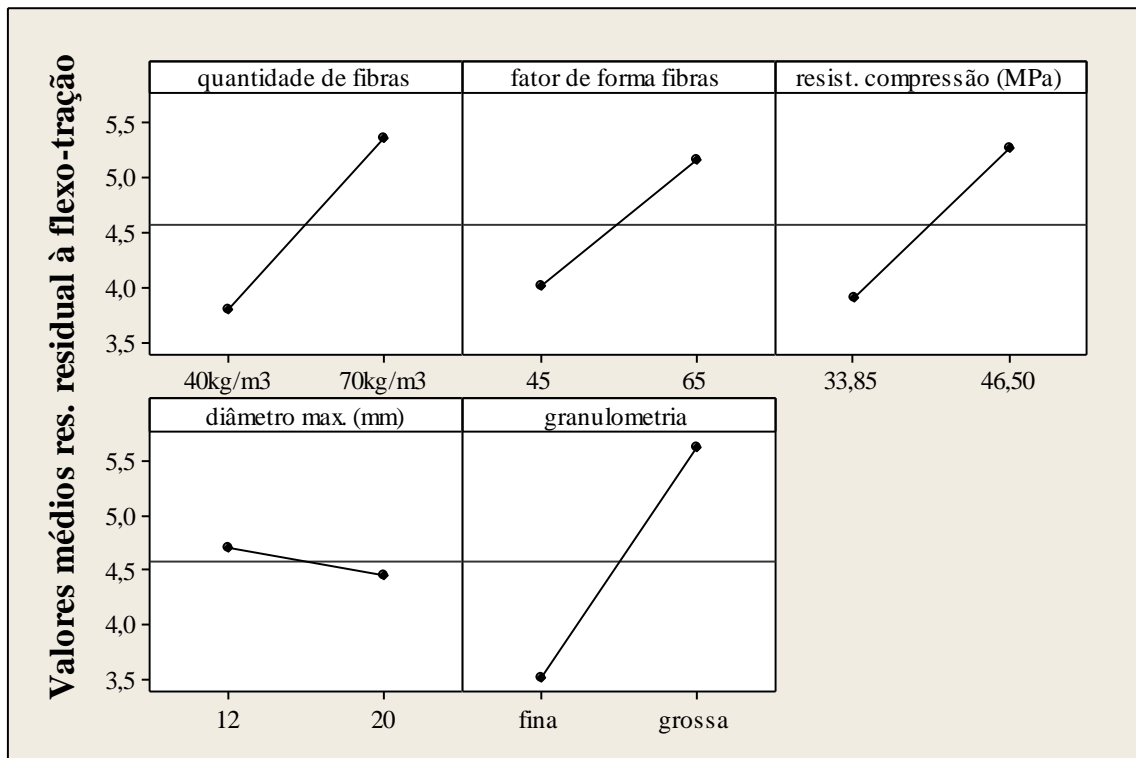


Figura B.52. f_{RI} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 4.

A análise de resíduos da resistência residual f_{RI} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.53, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

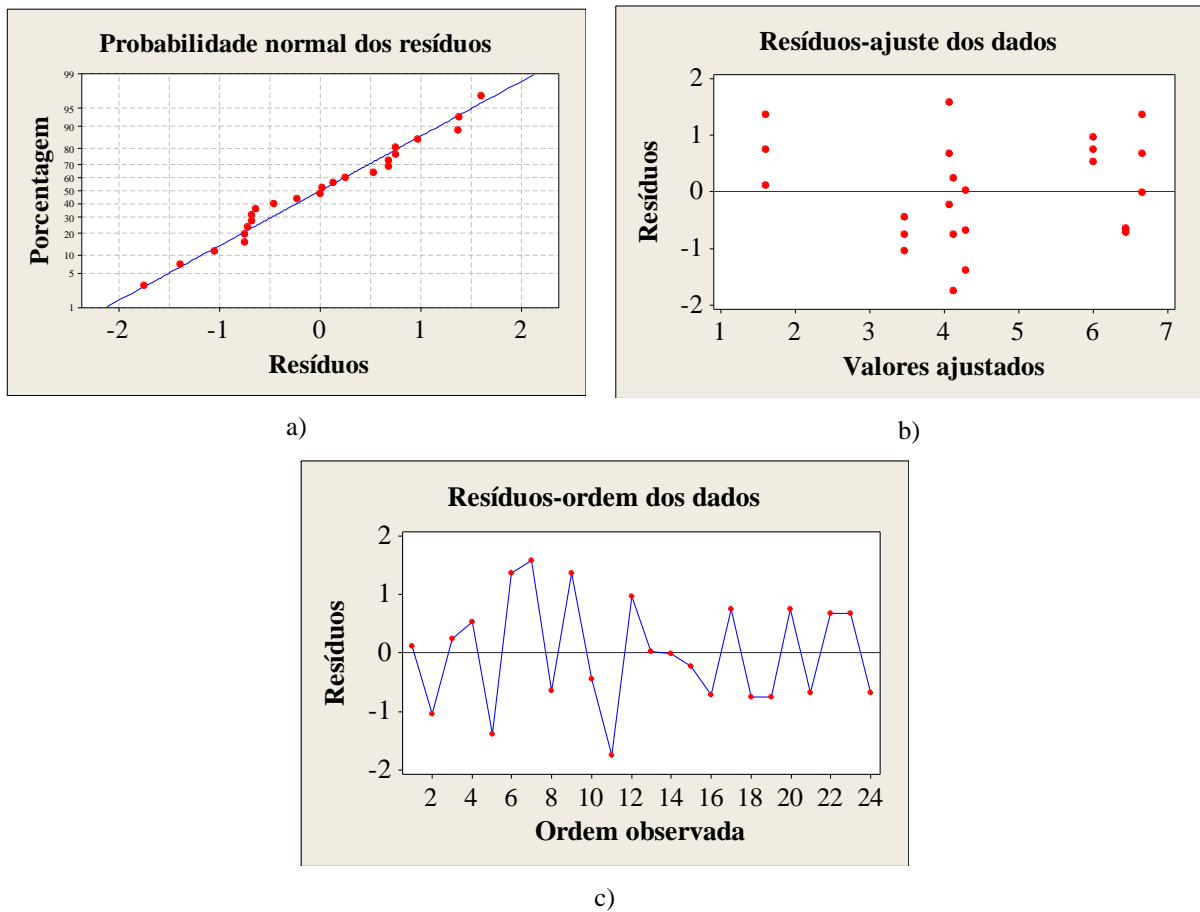


Figura B.53. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R1} das vigas Tipo 4 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.18. Análise de variância (ANOVA) da f_{R2} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 4	Quantidade de fibras	1	17,289	17,289	17,289	10,69	0,004
	Fator de forma das fibras	1	11,929	11,929	11,929	7,37	0,014
	Resist. compressão	1	13,500	13,500	13,500	8,35	0,010
	Diâmetro máx.	1	0,284	0,284	0,284	0,18	0,680
	Granulometria	1	16,484	16,484	16,484	10,19	0,005
	Erro	18	29,119	29,119	1,618		
	Total	23	88,604				

A FIG. B.54 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R2} dos CAARFA.

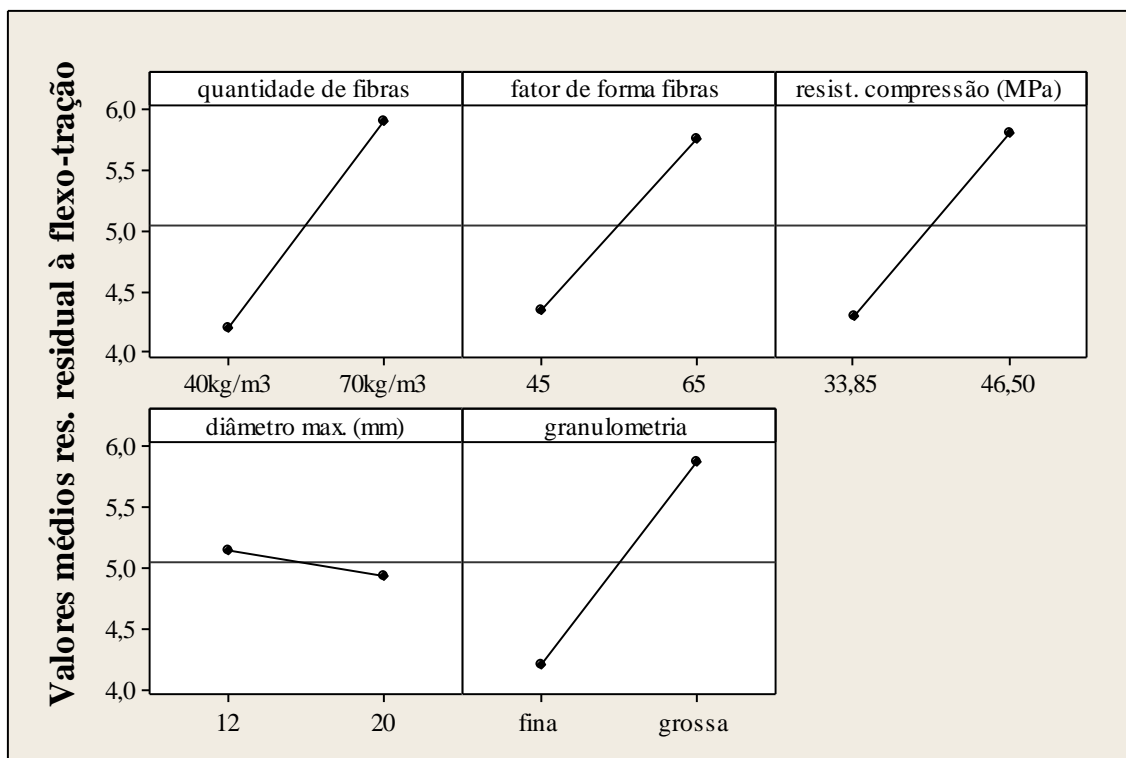


Figura B.54. f_{R2} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 4.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R2} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.55, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

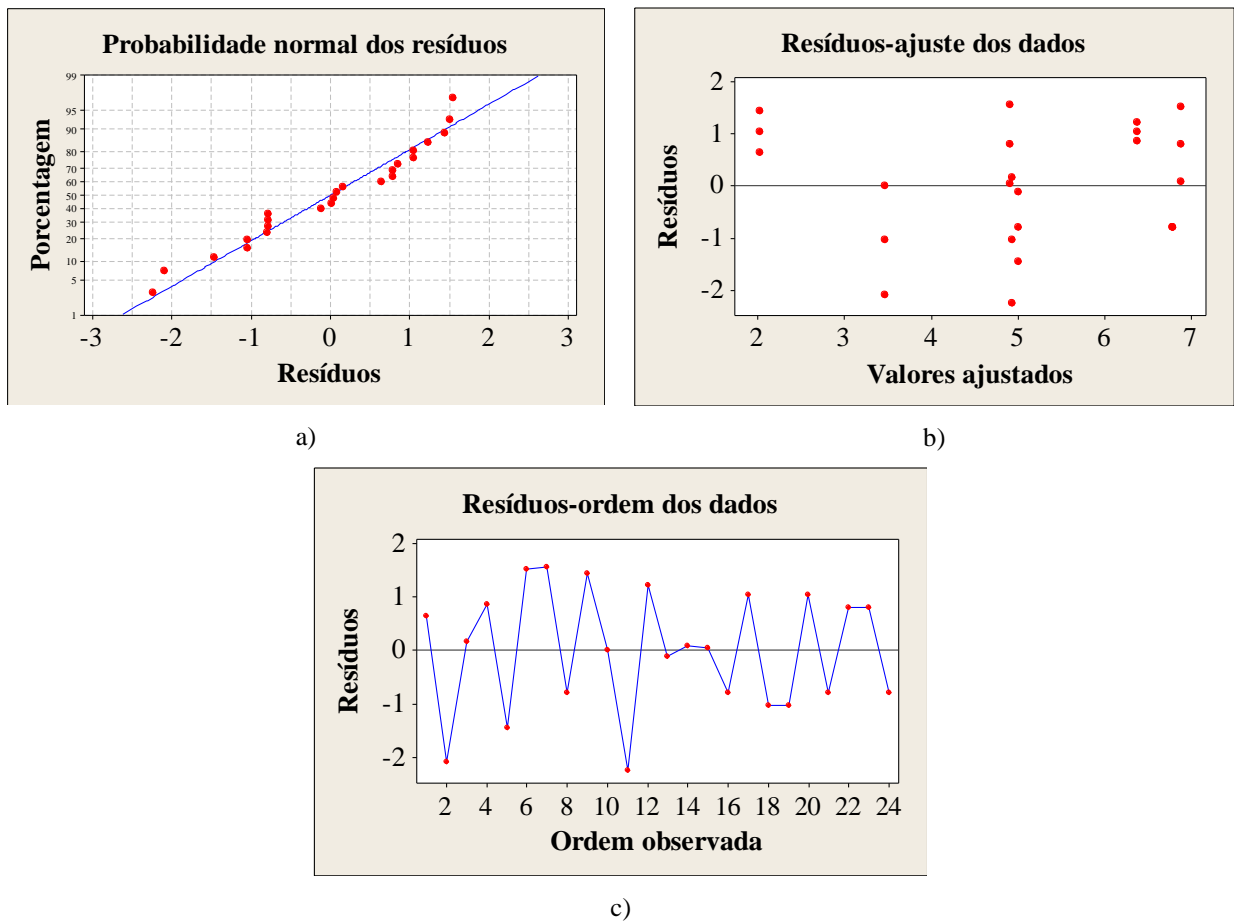


Figura B.55. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R2} das vigas Tipo 4 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.19. Análise de variância (ANOVA) da f_{R3} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 4	Quantidade de fibras	1	10,653	10,653	10,653	7,68	0,013
	Fator de forma das fibras	1	15,649	15,649	15,649	11,28	0,003
	Resist. compressão	1	6,998	6,998	6,998	5,05	0,037
	Diâmetro máx.	1	0,228	0,228	0,228	0,16	0,690
	Granulometria	1	15,844	15,844	15,844	11,42	0,003
	Erro	18	24,966	24,966	1,387		
	Total	23	74,339				

A FIG. B.56 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R3} dos CAARFA.

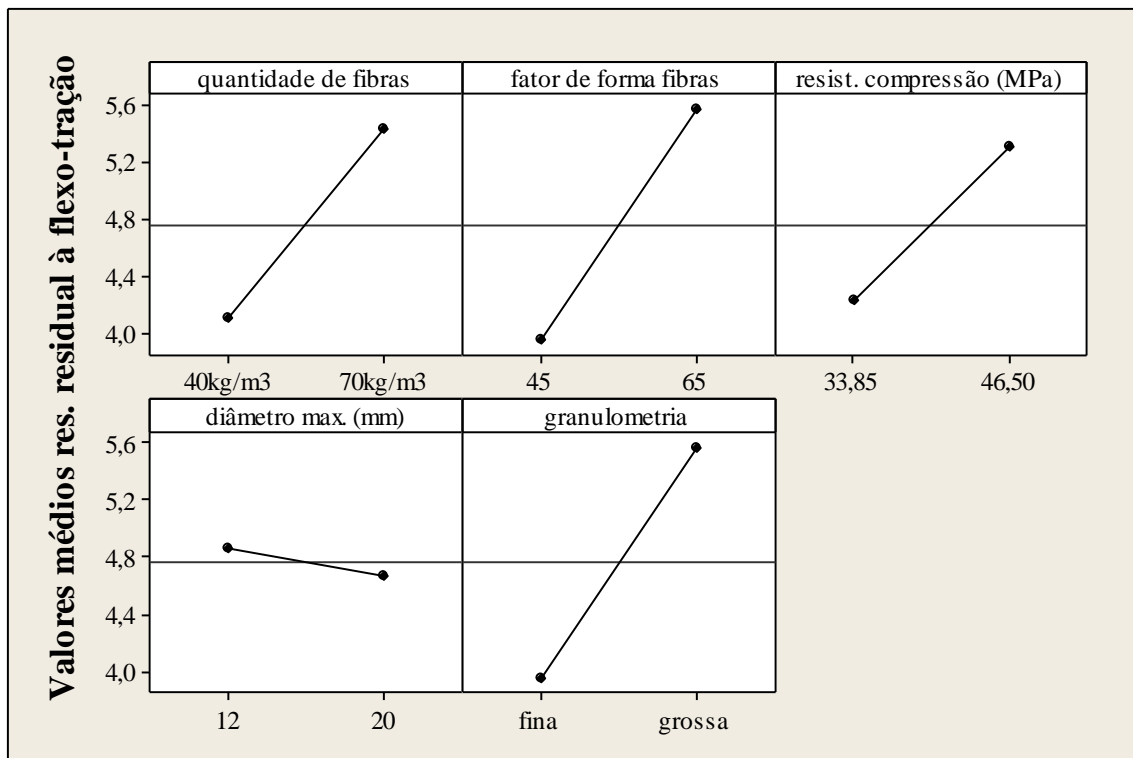


Figura B.56. f_{R3} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 4.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R3} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.57, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

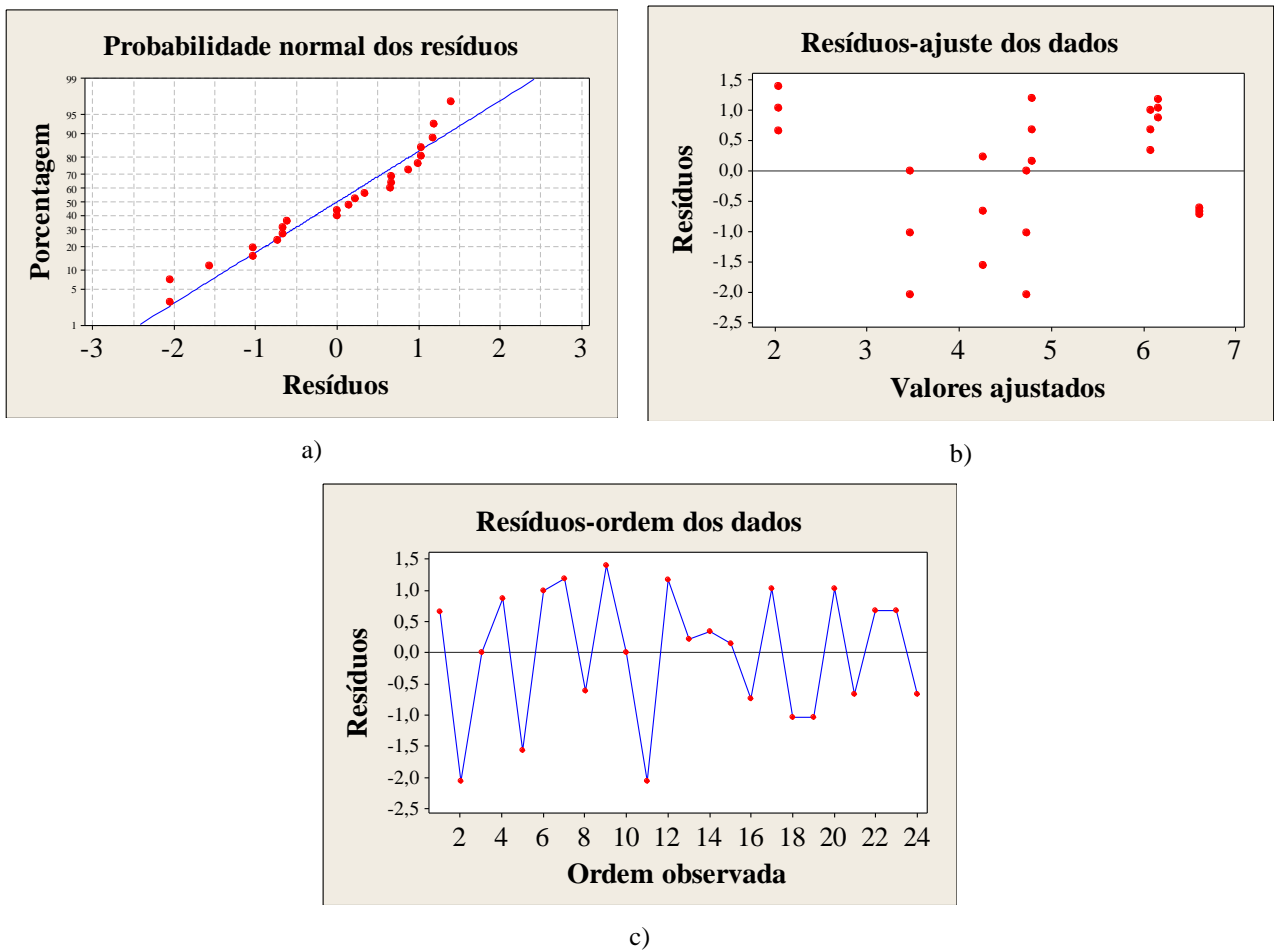


Figura B.57. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R3} das vigas Tipo 4 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.20. Análise de variância (ANOVA) da f_{R4} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 4	Quantidade de fibras	1	8,390	8,390	8,390	6,28	0,022
	Fator de forma das fibras	1	15,026	15,026	15,026	11,24	0,004
	Resist. compressão	1	3,912	3,912	3,912	2,93	0,104
	Diâmetro máx.	1	0,149	0,149	0,149	0,11	0,742
	Granulometria	1	15,216	15,216	15,216	11,38	0,003
	Erro	18	24,061	24,061	1,337		
	Total	23	66,754				

A FIG. B.58 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R4} dos CAARFA.

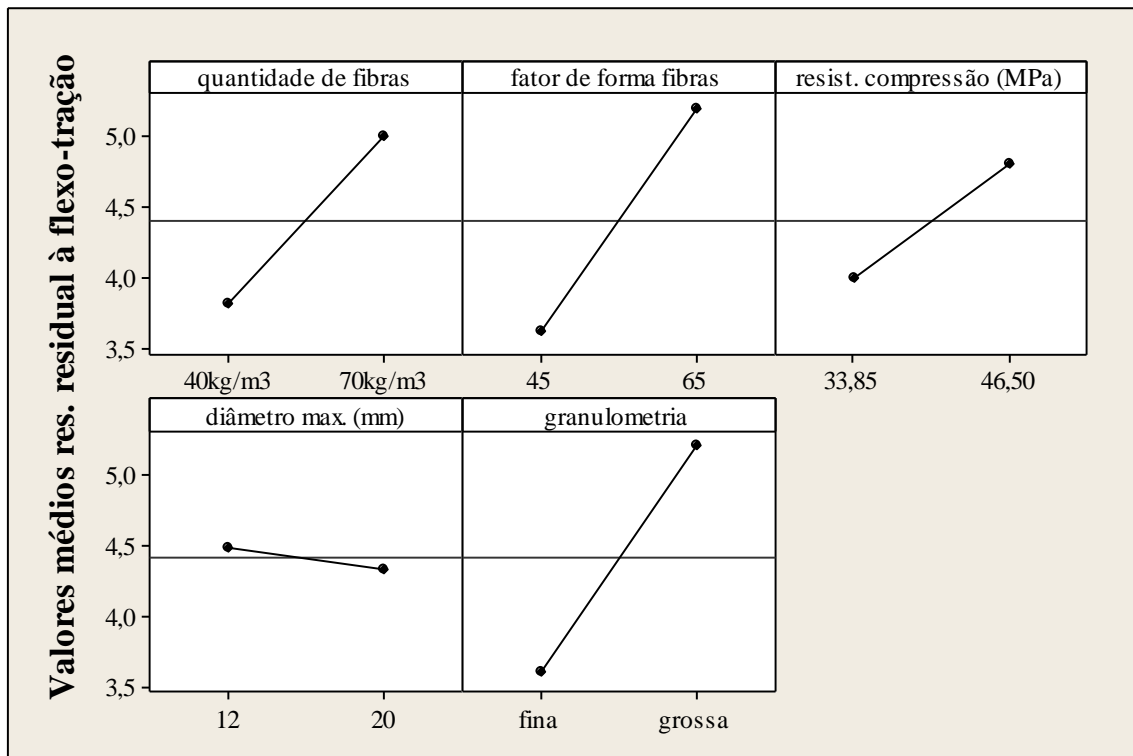


Figura B.58. f_{R4} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 4.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R4} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.59, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

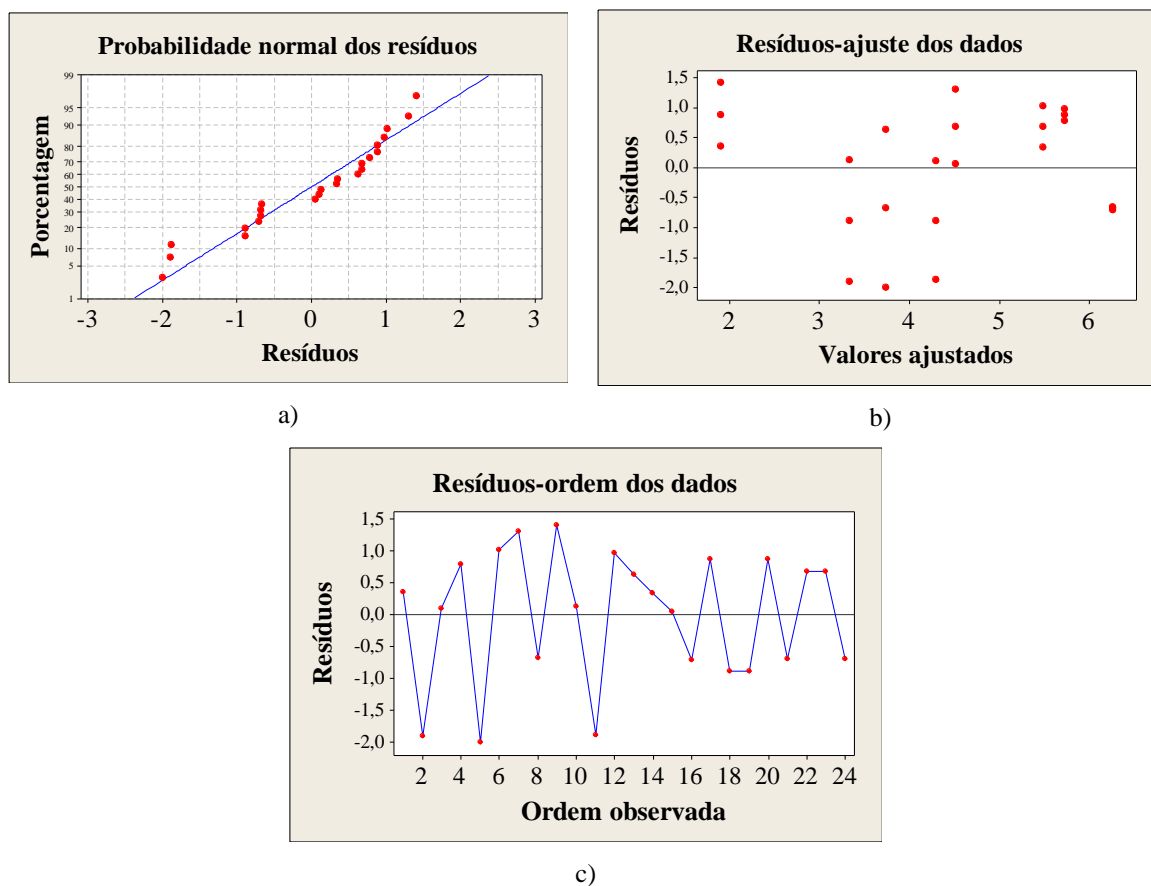


Figura B.59. Análise dos resíduos da resistência residual f_{Rd} das vigas Tipo 4 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.21. Análise de variância (ANOVA) da f_{ctL} dos CCVRFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 5	Quantidade de fibras	1	0,0434	0,0434	0,0434	0,35	0,561
	Fator de forma das fibras	1	1,5000	1,5000	1,5000	12,16	0,003
	Resist. compressão	1	0,3750	0,3750	0,3750	3,04	0,098
	Diâmetro máx.	1	0,0096	0,0096	0,0096	0,08	0,783
	Granulometria	1	12,4416	12,4416	12,4416	100,86	0,0005
	Erro	18	2,2203	2,2203	0,1234		
	Total	23	16,5899				

A FIG. B.60 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{ctL} dos CAARFA.

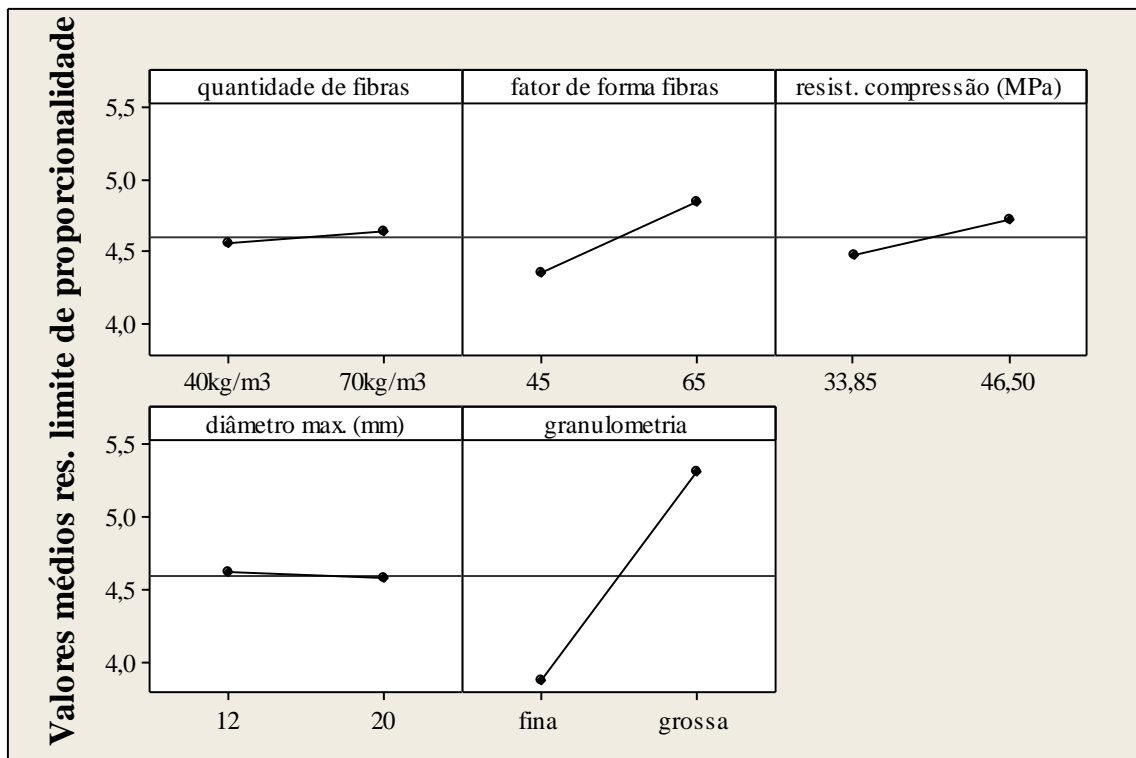


Figura B.60. f_{ctL} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 5.

A análise de resíduos da resistência no limite de proporcionalidade dos CAARFA é apresentada na FIG. B.61, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado. Entretanto os resultados também indicam uma larga padronização dos resíduos.

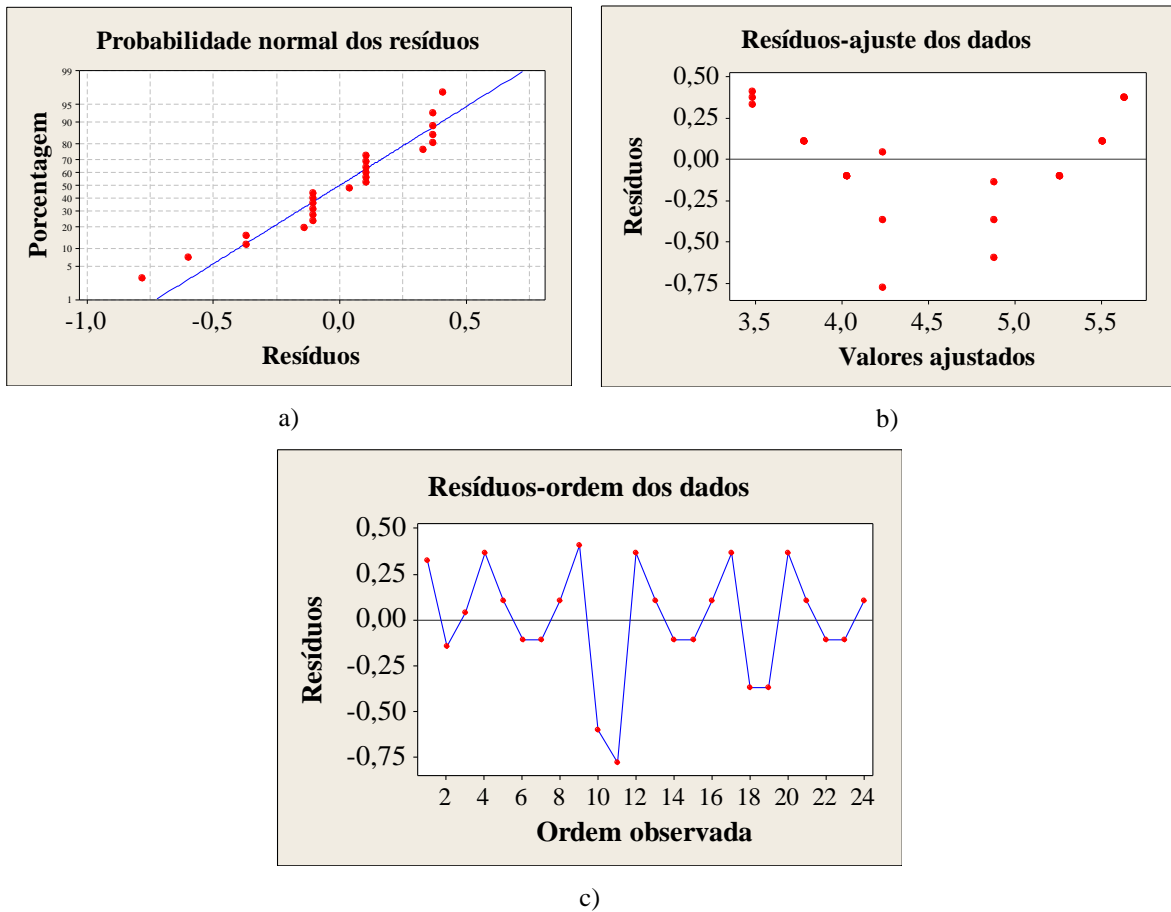


Figura B.61. Análise dos resíduos da resistência no limite de proporcionalidade das vigas Tipo 5 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.22. Análise de variância (ANOVA) da f_{RI} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 5	Quantidade de fibras	1	0,211	0,211	0,211	0,08	0,780
	Fator de forma das fibras	1	38,710	38,710	38,710	14,76	0,001
	Resist. compressão	1	4,438	4,438	4,438	1,69	0,210
	Diâmetro máx.	1	0,043	0,043	0,043	0,02	0,899
	Granulometria	1	47,714	47,714	47,714	18,20	0,0005
	Erro	18	47,191	47,191	2,622		
	Total	23	138,307				

A FIG. B.62 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{RI} dos CAARFA.

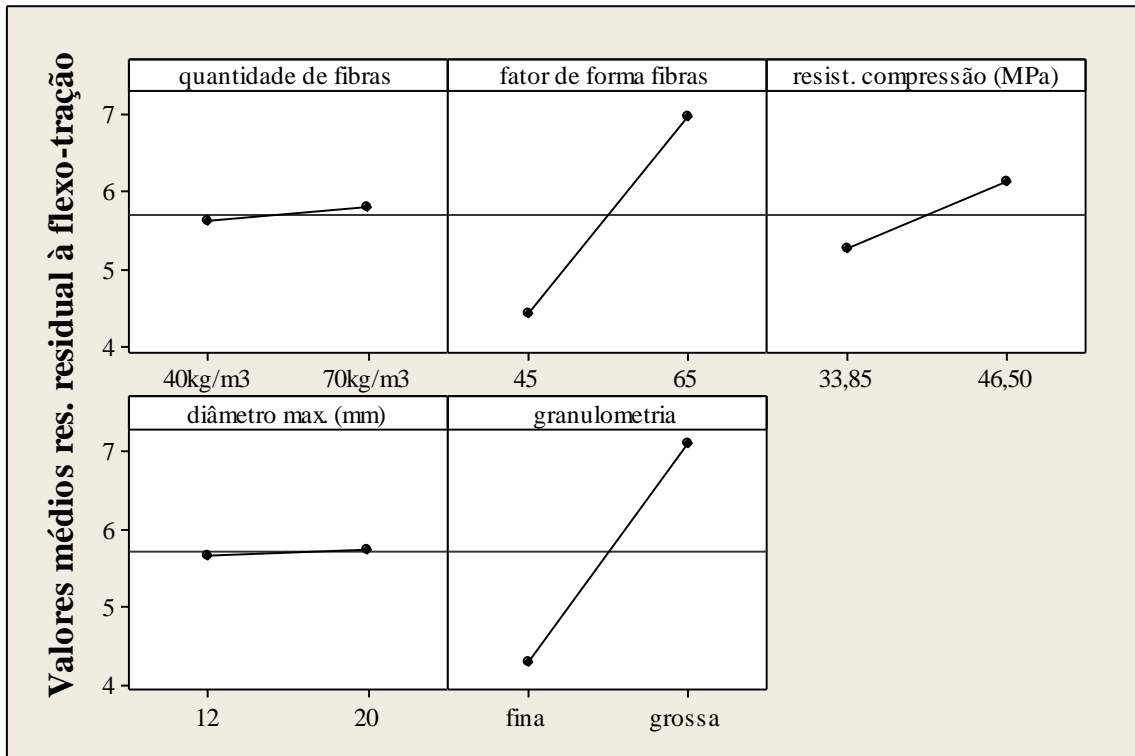


Figura B.62. f_{Rl} médio dos CAARFA – Variáveis de interesse Viga Tipo 5.

A análise de resíduos da resistência residual f_{Rl} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.63, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

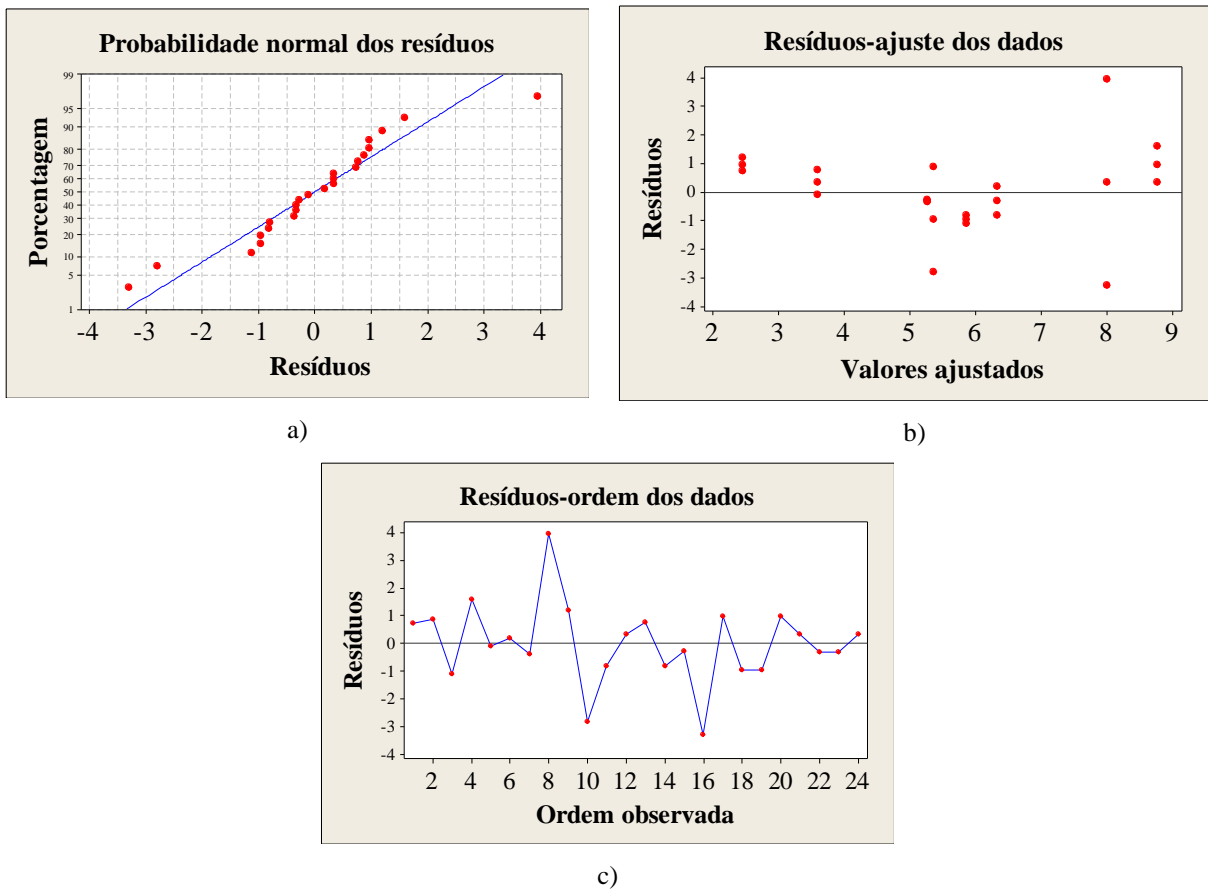


Figura B.63. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R1} das vigas Tipo 5 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.23. Análise de variância (ANOVA) da f_{R2} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 5	Quantidade de fibras	1	1,361	1,361	1,361	0,61	0,445
	Fator de forma das fibras	1	41,936	41,936	41,936	18,78	0,0005
	Resist. compressão	1	0,838	0,838	0,838	0,38	0,548
	Diâmetro máx.	1	0,629	0,629	0,629	0,28	0,602
	Granulometria	1	18,877	18,877	18,877	8,45	0,009
	Erro	18	40,195	40,195	2,233		
	Total	23	103,837				

A FIG. B.64 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R2} dos CAARFA.

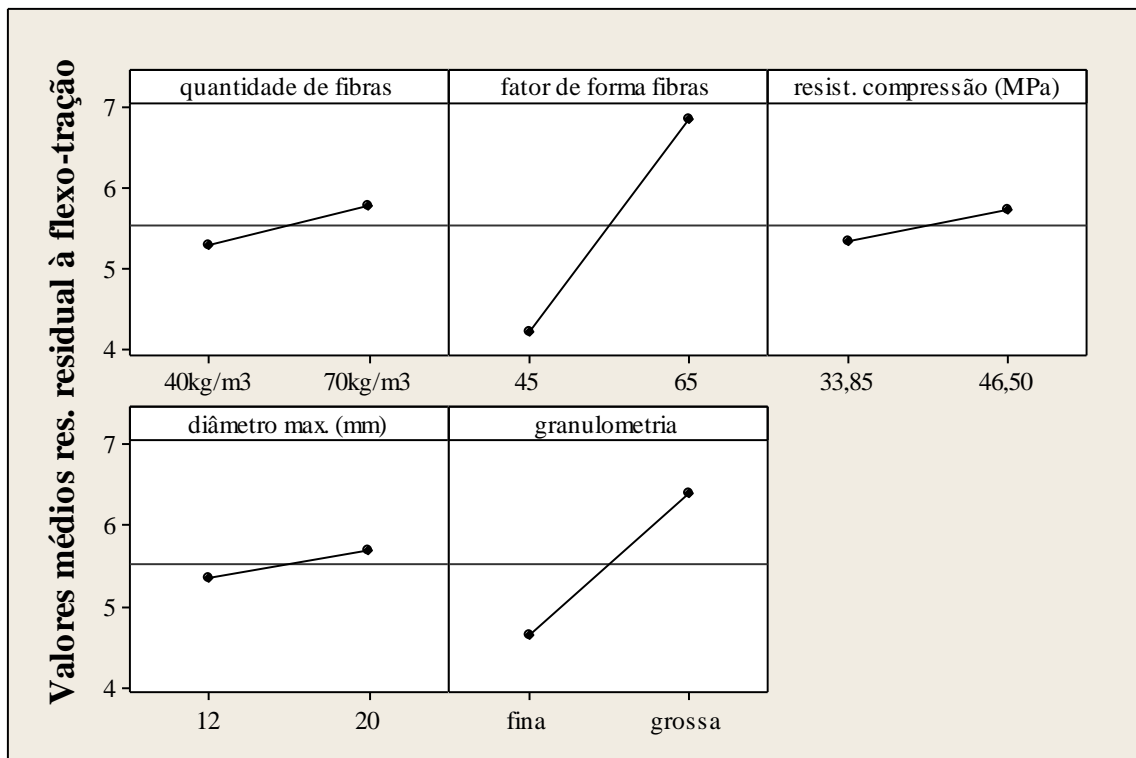


Figura B.64. f_{R2} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 5.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R2} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.65, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

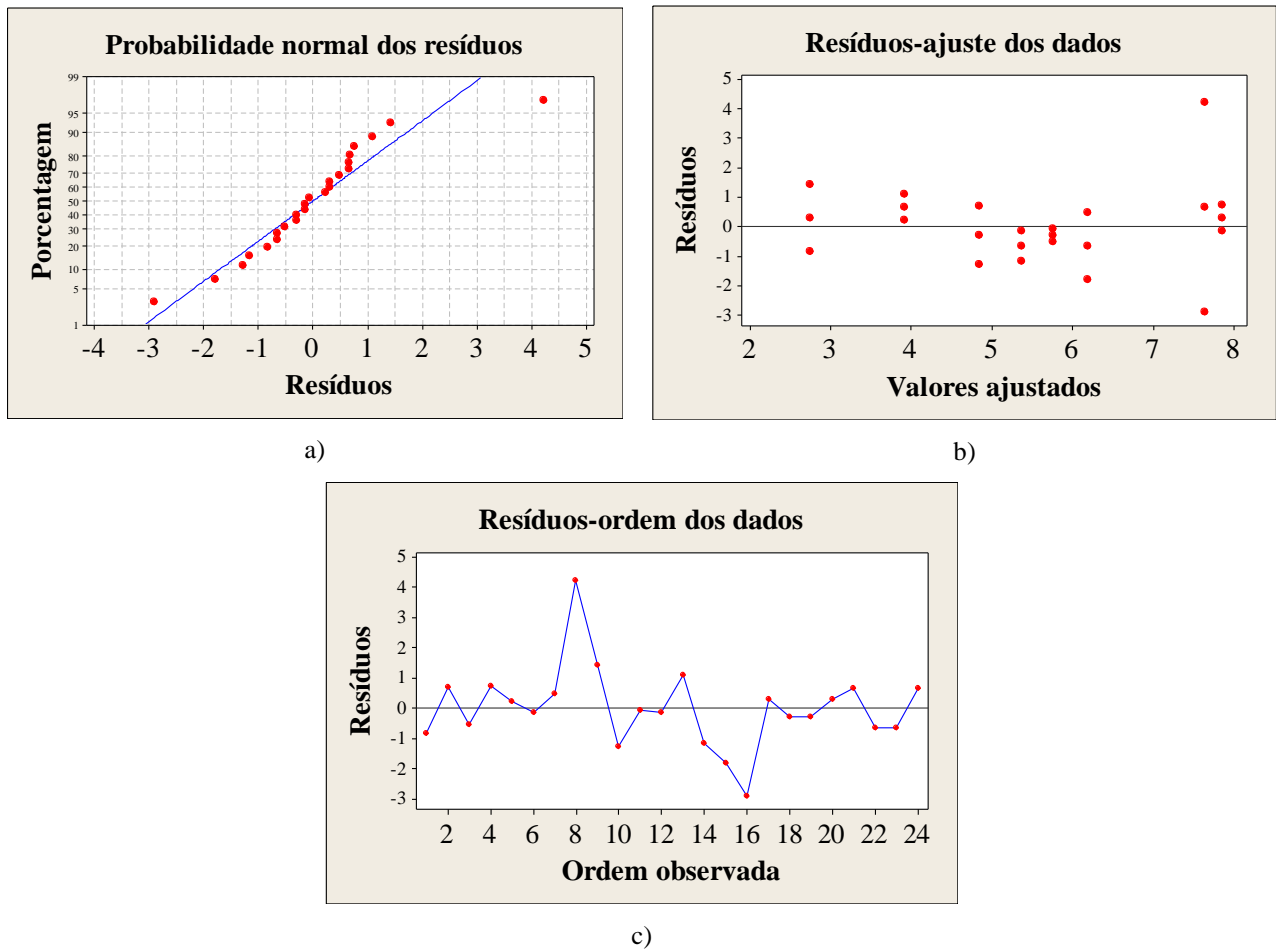


Figura B.65. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R2} das vigas Tipo 5 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.24. Análise de variância (ANOVA) da f_{R3} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 5	Quantidade de fibras	1	0,140	0,140	0,140	0,06	0,807
	Fator de forma das fibras	1	45,871	45,871	45,871	20,25	0,0005
	Resist. compressão	1	0,586	0,586	0,586	0,26	0,617
	Diâmetro máx.	1	3,557	3,557	3,557	1,57	0,226
	Granulometria	1	12,833	12,833	12,833	5,66	0,029
	Erro	18	40,781	40,781	2,266		
	Total		23	103,769			

A FIG. B.66 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R3} dos CAARFA.

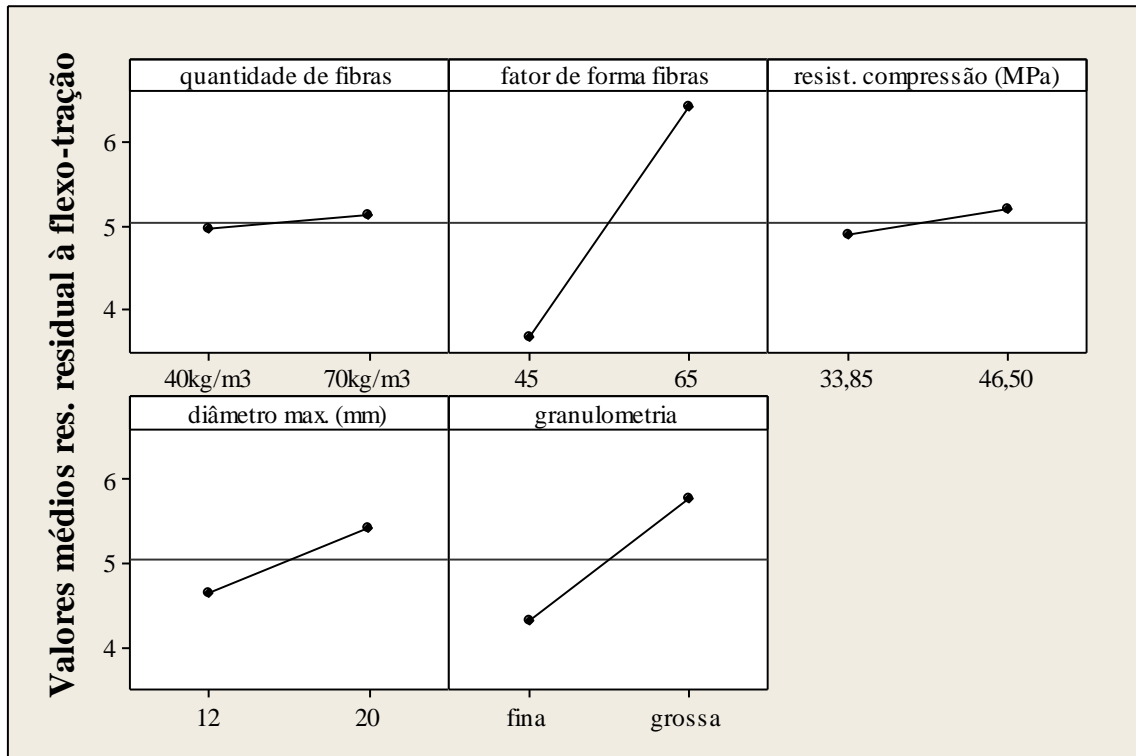


Figura B.66. f_{R3} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 5.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R3} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.67, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

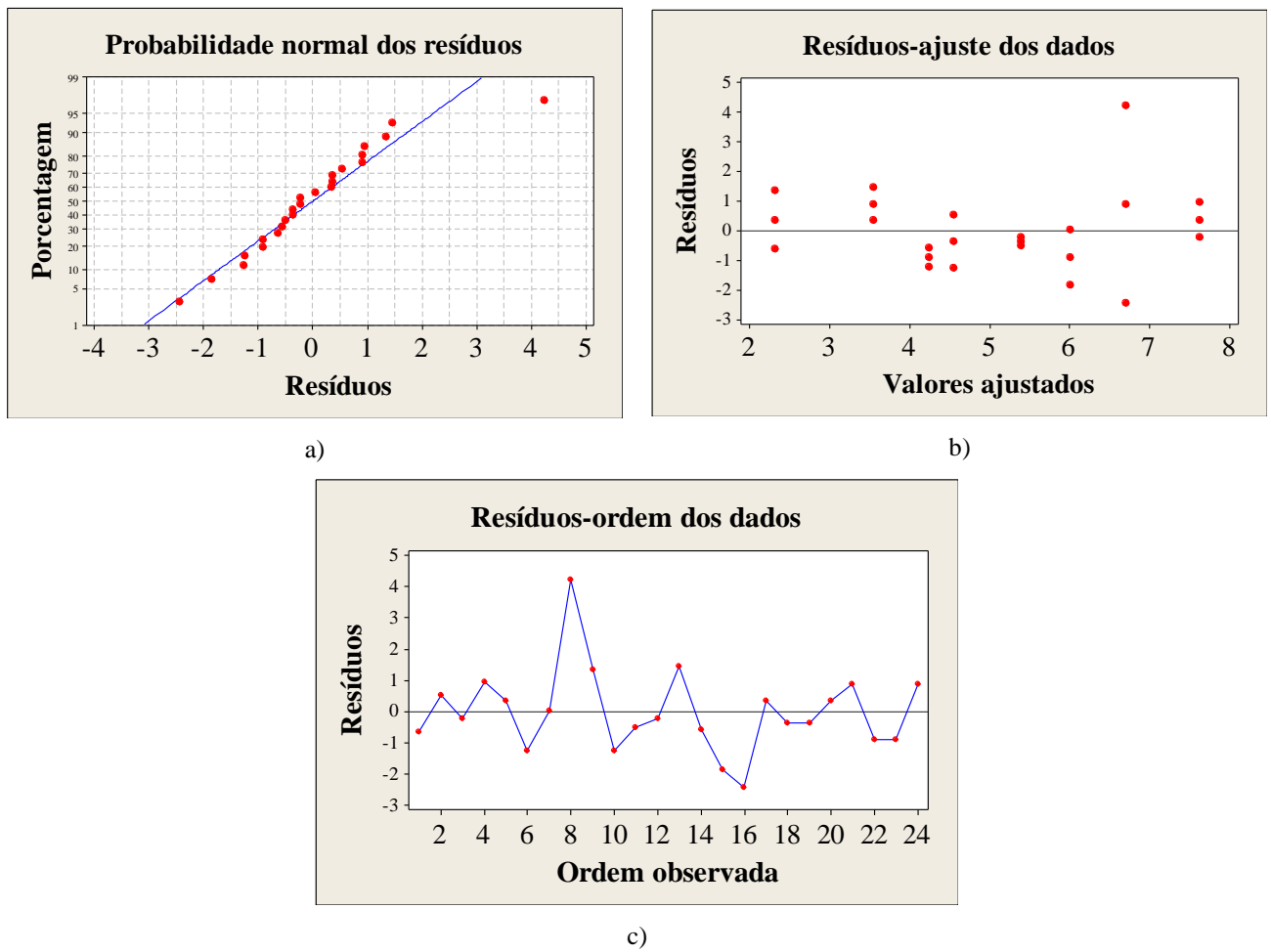


Figura B.67. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R3} das vigas Tipo 5 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.25. Análise de variância (ANOVA) da f_{R4} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 5	Quantidade de fibras	1	0,059	0,059	0,059	0,03	0,867
	Fator de forma das fibras	1	40,990	40,990	40,990	20,34	0,0005
	Resist. compressão	1	0,527	0,527	0,527	0,26	0,615
	Diâmetro máx.	1	6,258	6,258	6,258	3,11	0,095
	Granulometria	1	6,474	6,474	6,474	3,21	0,090
	Erro	18	36,273	36,273	2,015		
	Total	23	90,580				

A FIG. B.68 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R4} dos CAARFA.

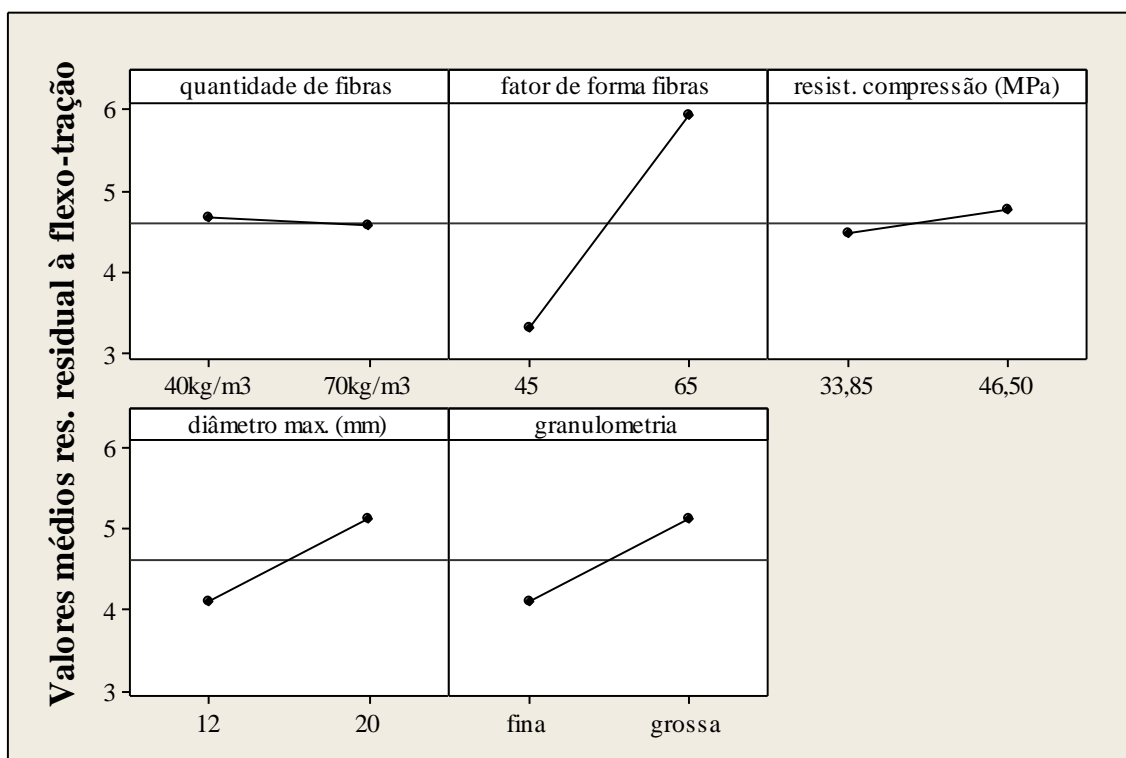


Figura B.68. f_{R4} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 5.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R4} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.69, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

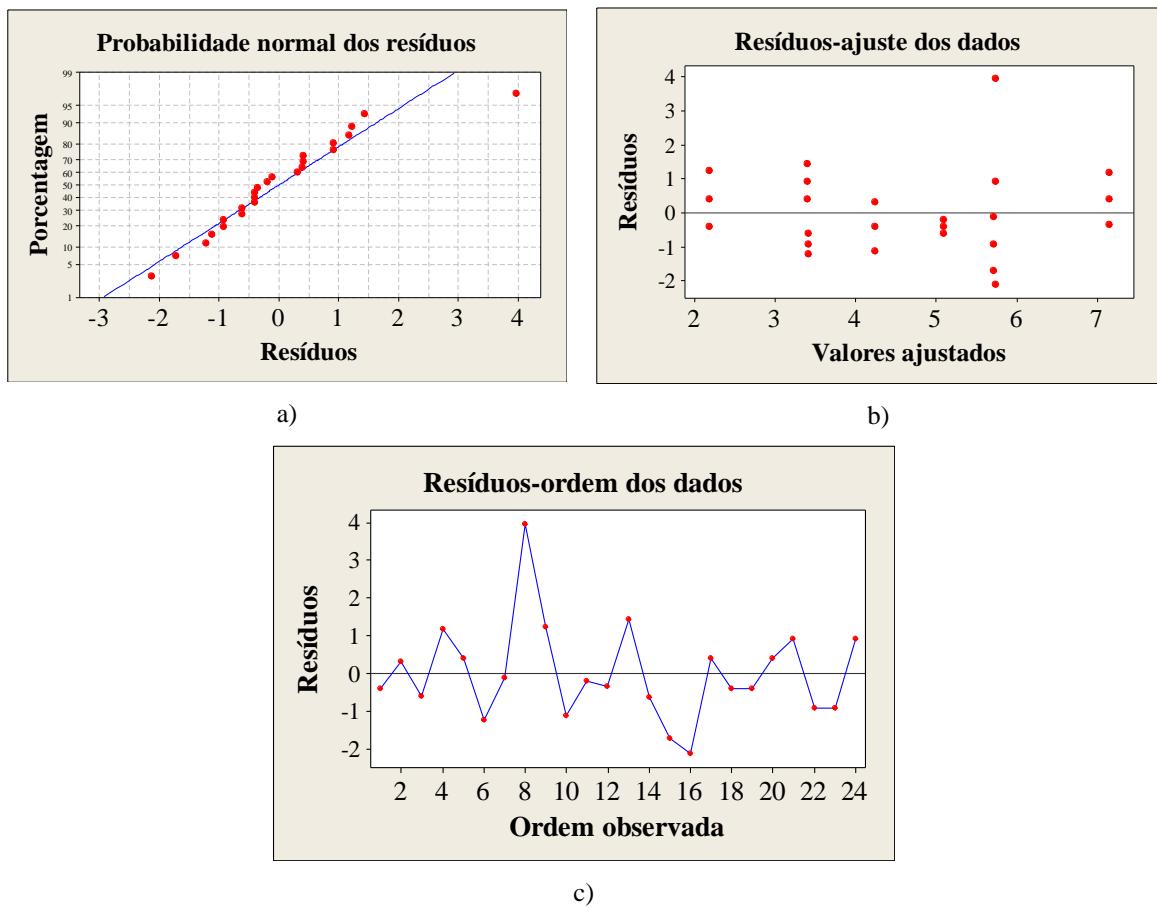


Figura B.69. Análise dos resíduos da resistência residual f_{Rd} das vigas Tipo 5 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.26. Análise de variância (ANOVA) da f_{ctL} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 6	Quantidade de fibras	1	1,50751	1,50751	1,50751	28,80	0,0005
	Fator de forma das fibras	1	0,05851	0,05851	0,05851	1,12	0,304
	Resist. compressão	1	1,55296	1,55296	1,55296	29,67	0,0005
	Diâmetro máx.	1	0,90676	0,90676	0,90676	17,32	0,001
	Granulometria	1	0,26776	0,26776	0,26776	5,12	0,036
	Erro	18	0,94222	0,94222	0,05235		
	Total		23	5,23572			

A FIG. B.70 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{ctL} dos CAARFA.

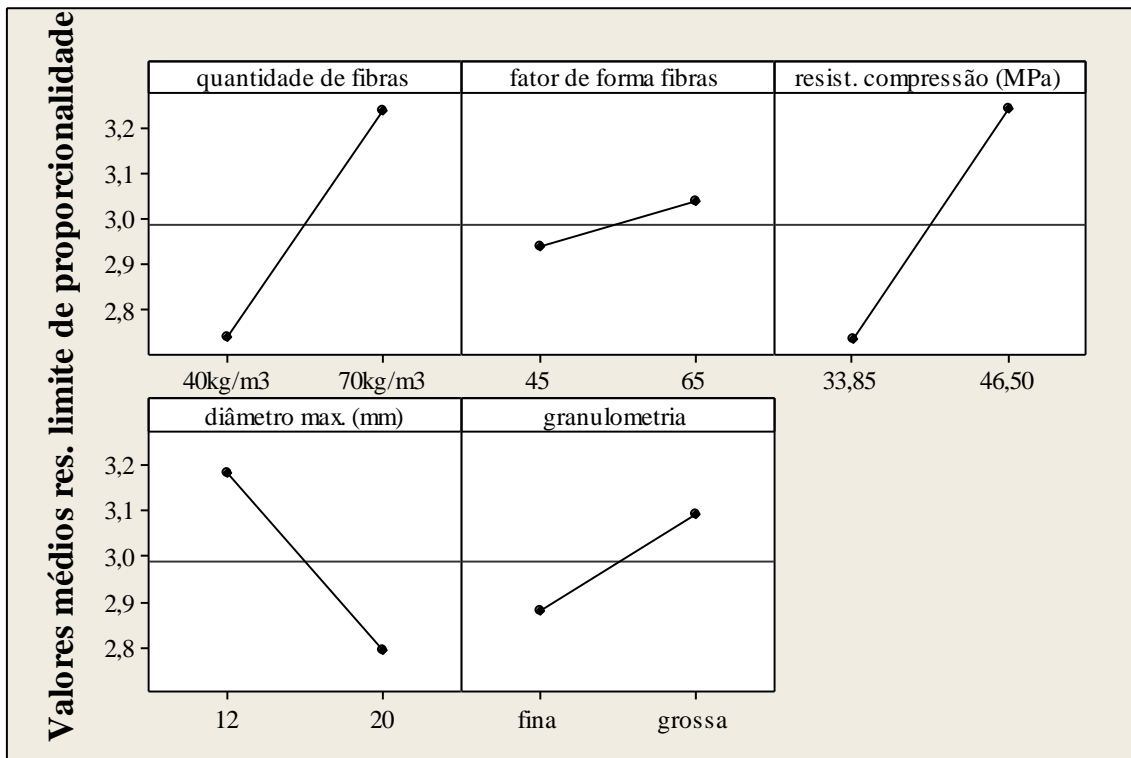


Figura B.70. f_{cil} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 6.

A análise de resíduos da resistência no limite de proporcionalidade dos CAARFA é apresentada na FIG. B.71, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado. Entretanto os resultados também indicam uma larga padronização dos resíduos.

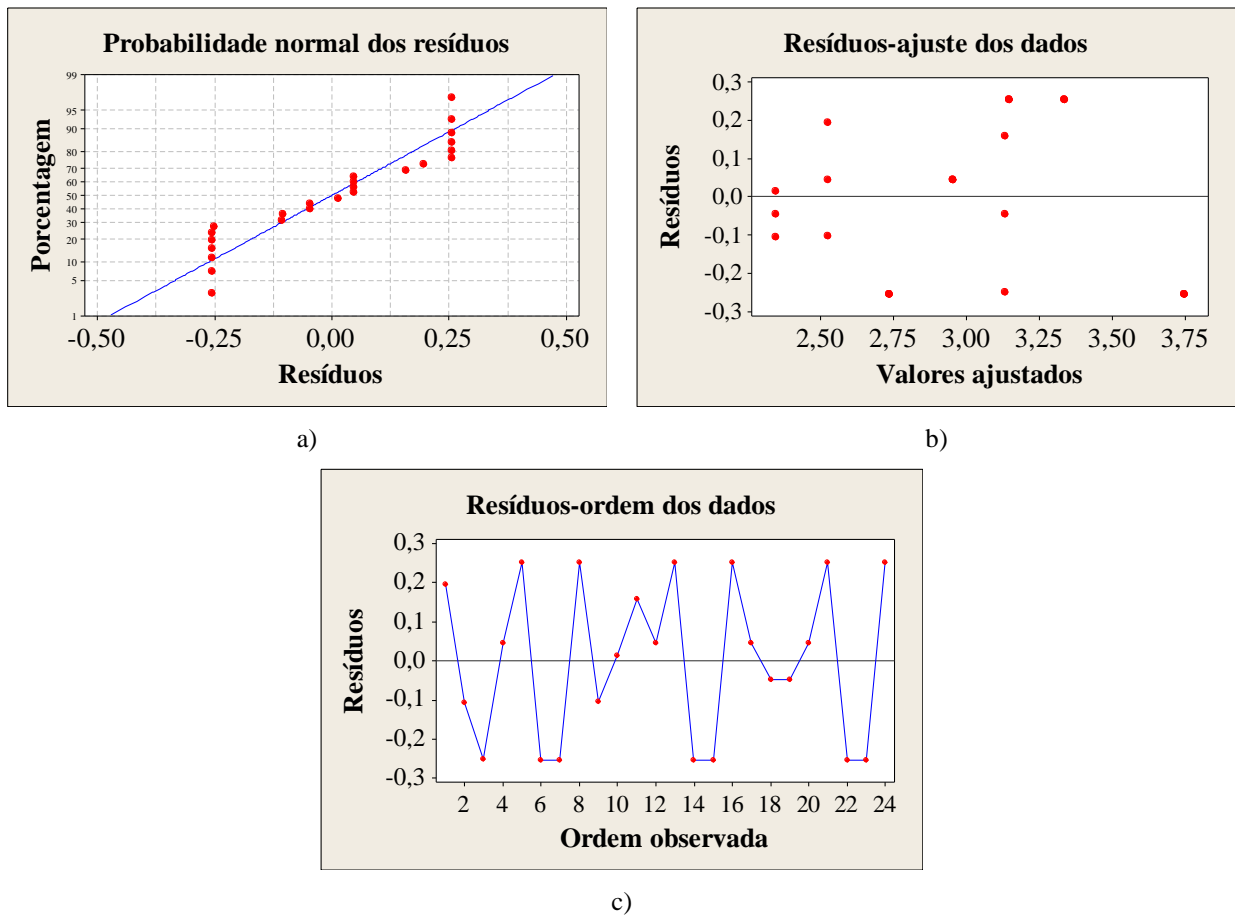


Figura B.71. Análise dos resíduos da resistência no limite de proporcionalidade das vigas Tipo 6 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.27. Análise de variância (ANOVA) da f_{RI} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 6	Quantidade de fibras	1	30,612	30,612	30,612	15,09	0,001
	Fator de forma das fibras	1	17,570	17,570	17,570	8,66	0,009
	Resist. compressão	1	10,356	10,356	10,356	5,11	0,036
	Diâmetro máx.	1	3,639	3,639	3,639	1,79	0,197
	Granulometria	1	1,052	1,052	1,052	0,52	0,481
	Erro	18	36,504	36,504	2,028		
	Total	23	99,732				

A FIG. B.72 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{RI} dos CAARFA.

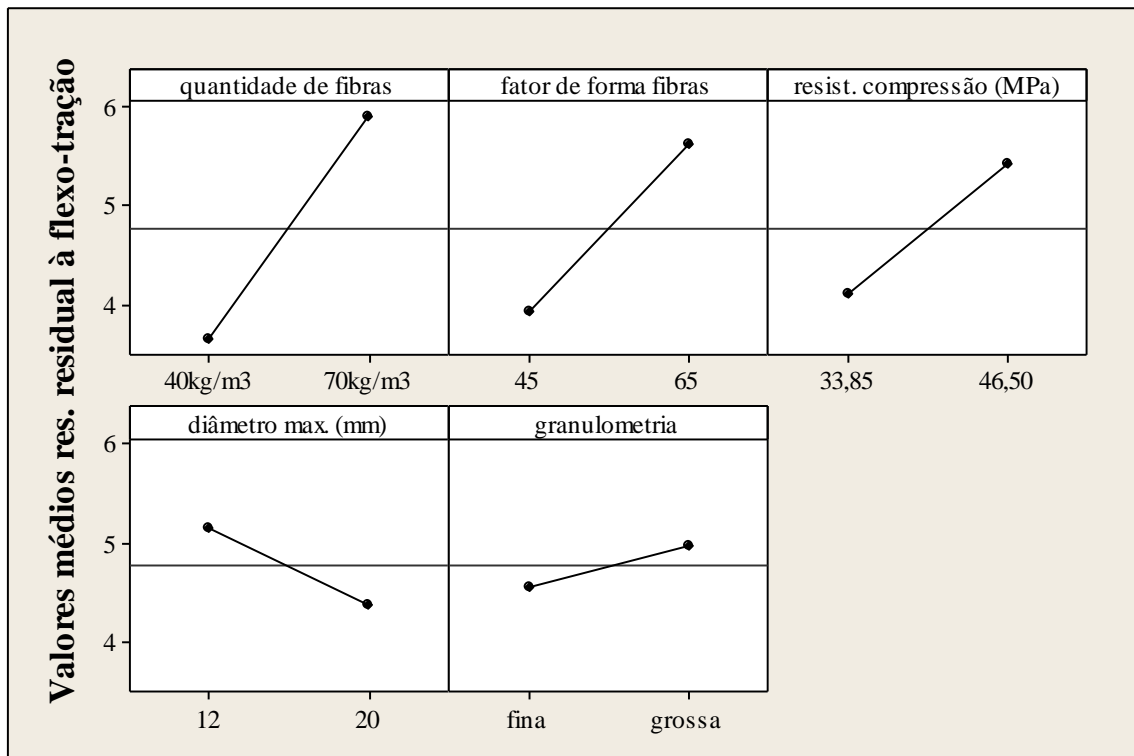


Figura B.72. f_{Rl} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 6.

A análise de resíduos da resistência residual f_{Rl} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.73, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

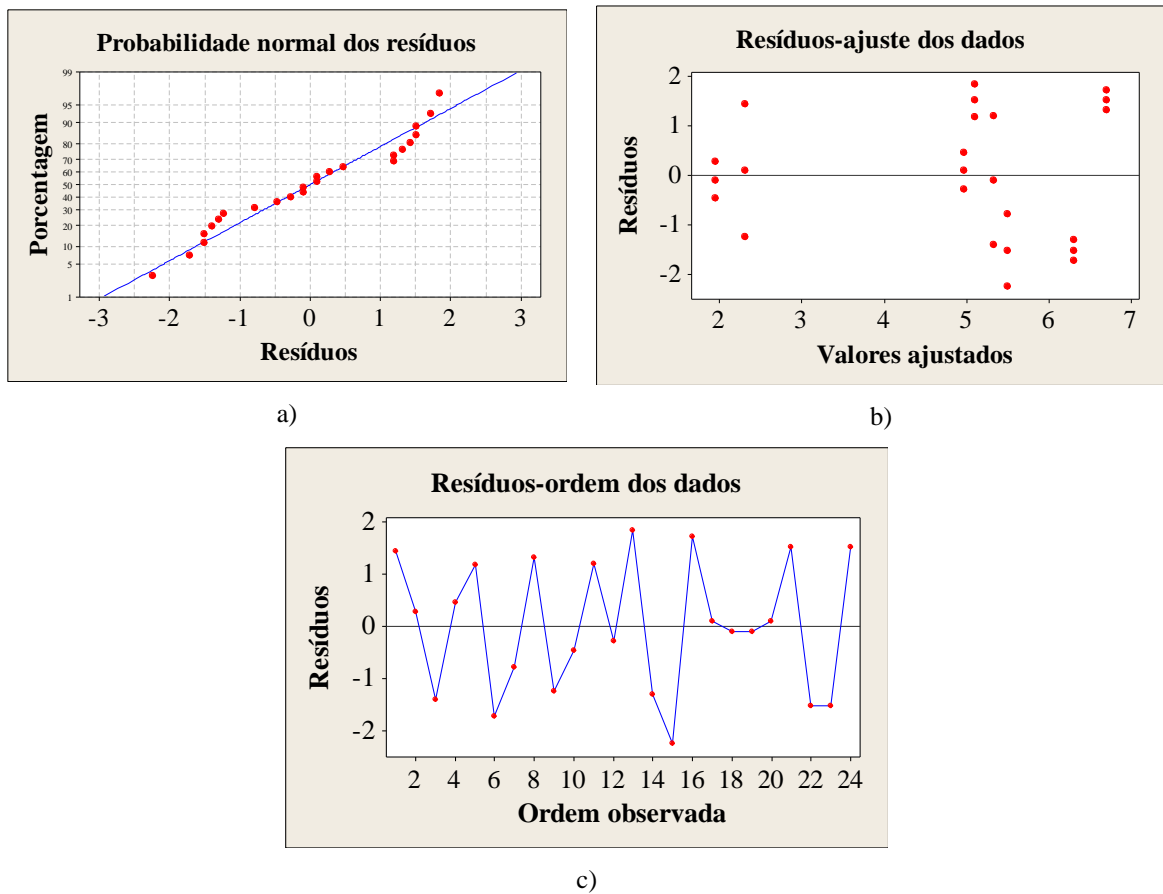


Figura B.73. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R1} das vigas Tipo 6 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.28. Análise de variância (ANOVA) da f_{R2} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 6	Quantidade de fibras	1	28,842	28,842	28,842	17,15	0,001
	Fator de forma das fibras	1	11,344	11,344	11,344	6,75	0,018
	Resist. compressão	1	16,187	16,187	16,187	9,63	0,006
	Diâmetro máx.	1	3,985	3,985	3,985	2,37	0,141
	Granulometria	1	0,020	0,020	0,020	0,01	0,915
	Erro	18	30,270	30,270	1,682		
	Total	23	90,648				

A FIG. B.74 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R2} dos CAARFA.

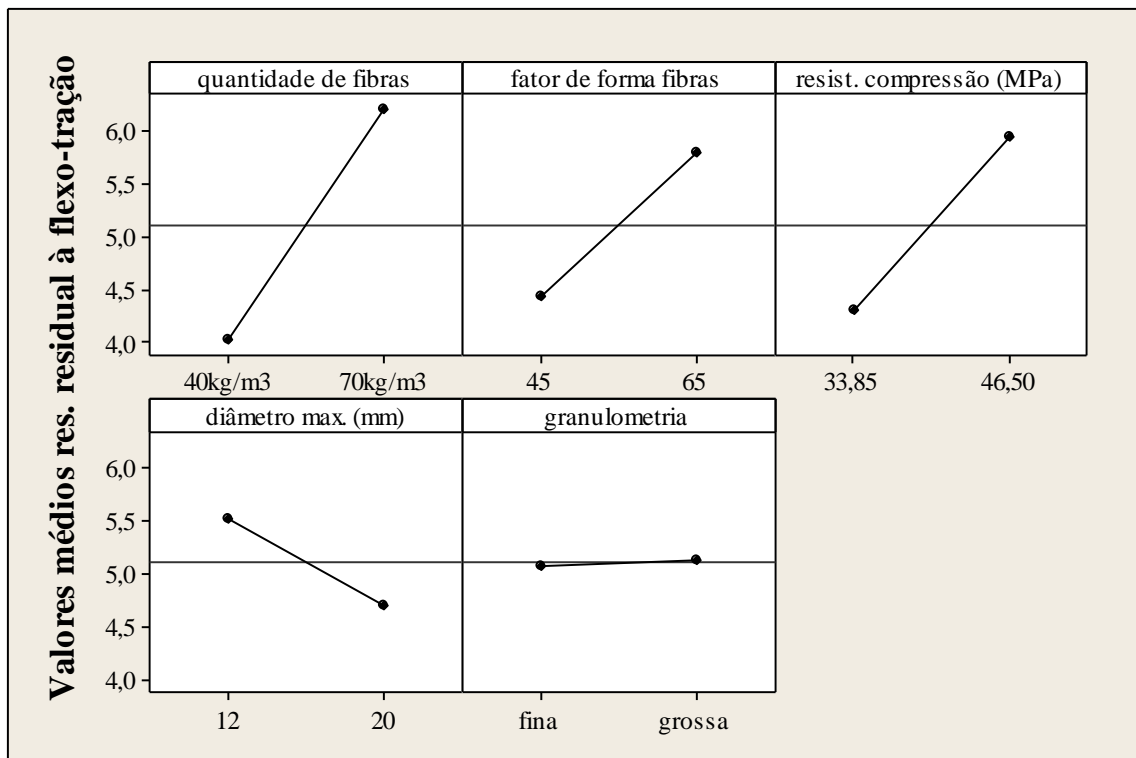


Figura B.74. f_{R2} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 6.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R2} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.75, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

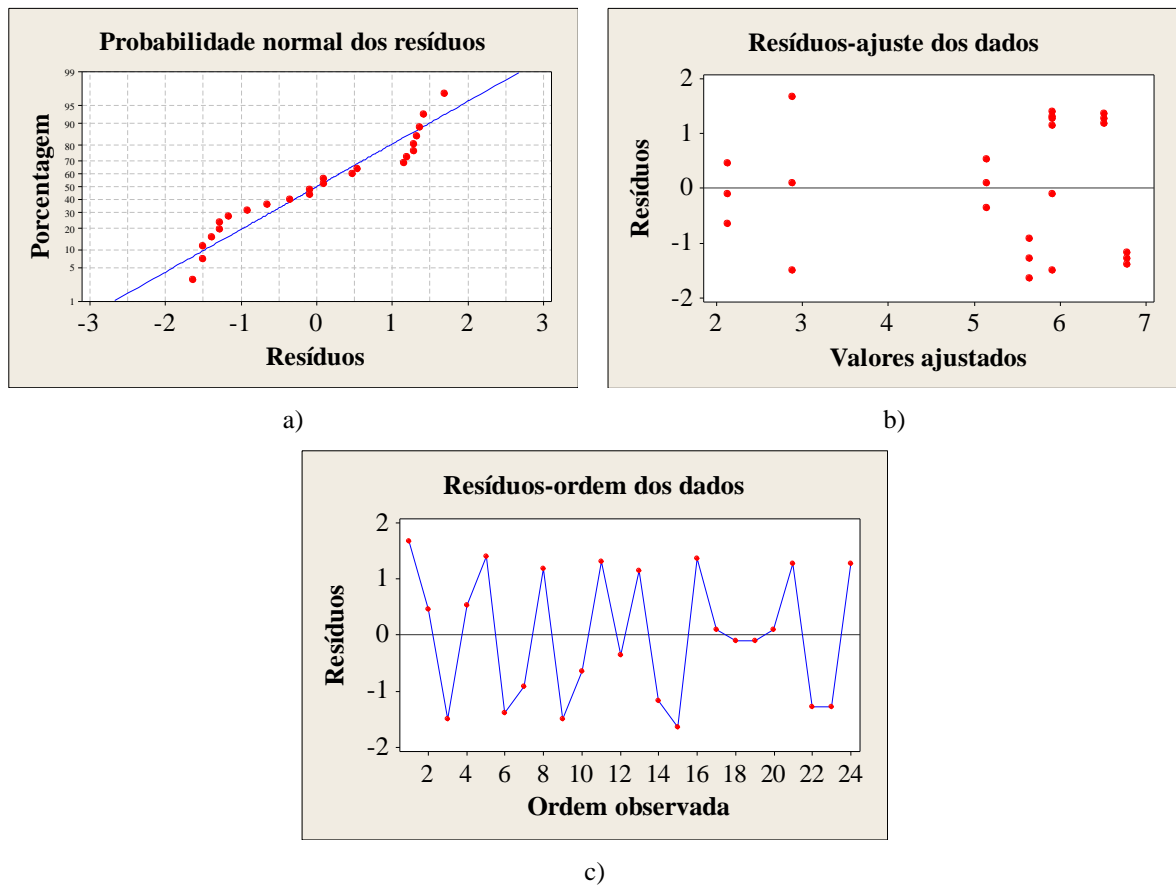


Figura B.75. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R2} das vigas Tipo 6 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.29. Análise de variância (ANOVA) da f_{R3} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 6	Quantidade de fibras	1	22,932	22,932	22,932	16,91	0,001
	Fator de forma das fibras	1	7,628	7,628	7,628	5,62	0,029
	Resist. compressão	1	16,733	16,733	16,733	12,34	0,002
	Diâmetro máx.	1	2,106	2,106	2,106	1,55	0,229
	Granulometria	1	0,043	0,043	0,043	0,03	0,860
	Erro	18	24,415	24,415	1,356		
	Total		23	73,857			

A FIG. B.76 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R3} dos CAARFA.

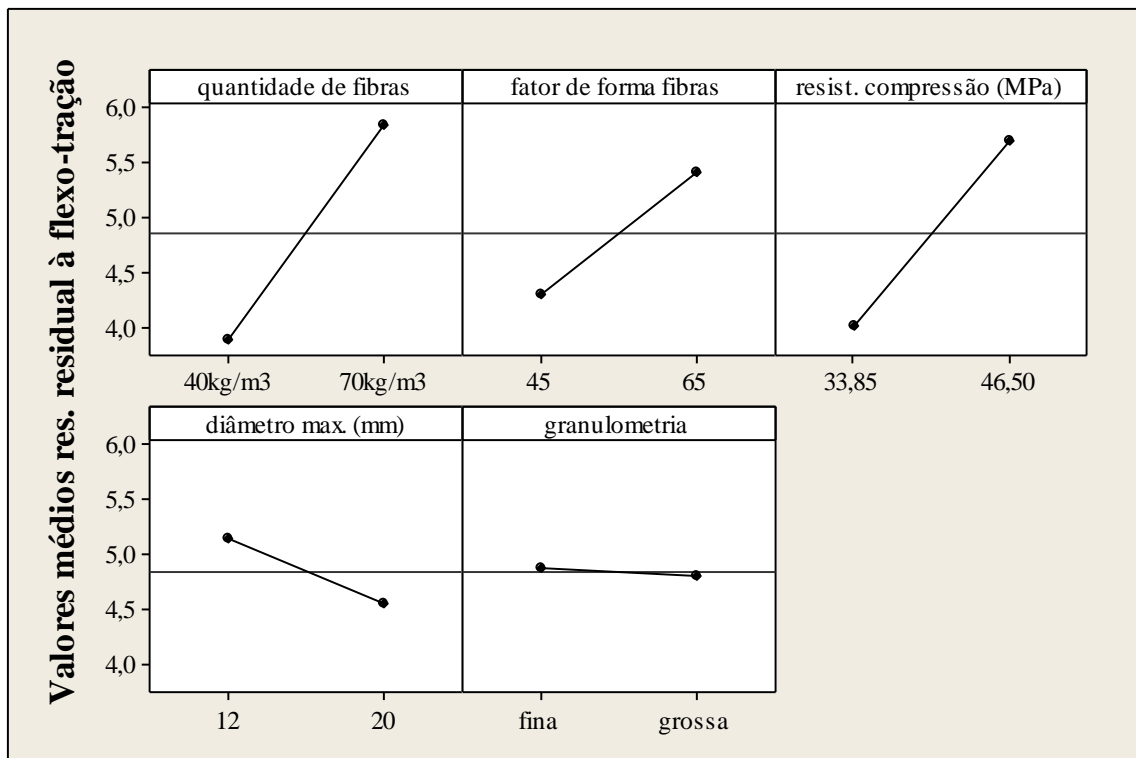


Figura B.76. f_{R3} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 6.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R3} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.77, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

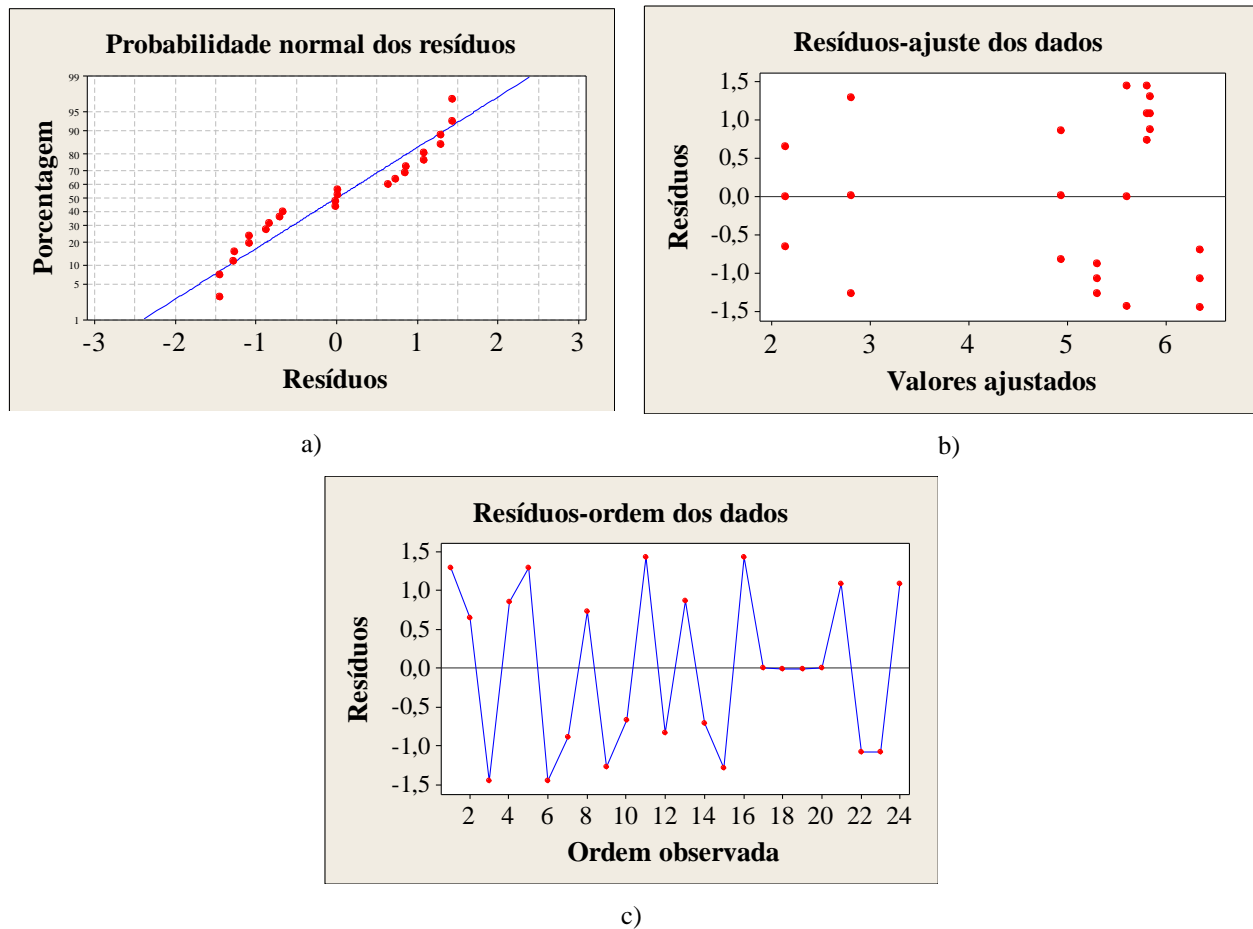


Figura B.77. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R3} das vigas Tipo 6 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

Tabela B.30. Análise de variância (ANOVA) da f_{R4} dos CAARFA.

Viga	Fatores	GL	Seq SQ	Adj SQ	Adj MQ	F	P-Δ
Viga 6	Quantidade de fibras	1	16,187	16,187	16,187	14,79	0,001
	Fator de forma das fibras	1	4,109	4,109	4,109	3,75	0,069
	Resist. compressão	1	17,391	17,391	17,391	15,89	0,001
	Diâmetro máx.	1	1,122	1,122	1,122	1,03	0,325
	Granulometria	1	0,271	0,271	0,271	0,25	0,625
	Erro	18	19,701	19,701	1,094		
	Total	23	58,781				

A FIG. B.78 apresenta como as variáveis de interesse influenciaram na f_{R4} dos CAARFA.

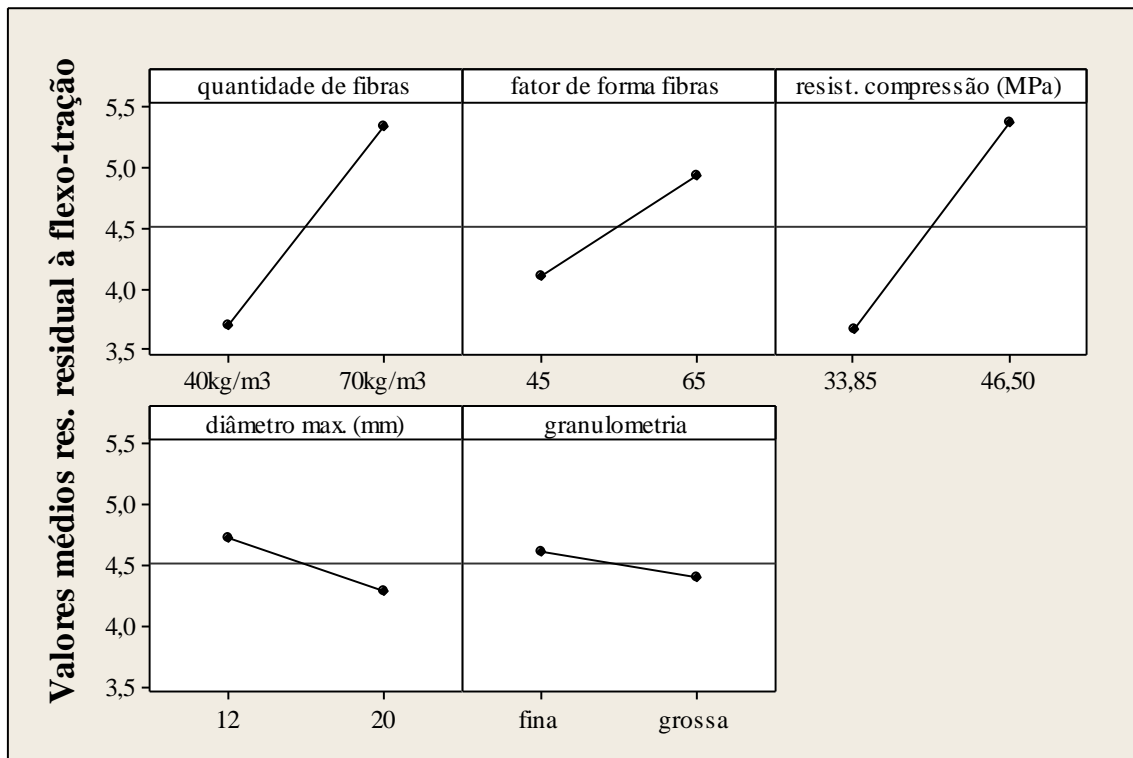


Figura B.78. f_{R4} médio dos CAARFA versus Variáveis de interesse Viga Tipo 6.

A análise de resíduos da resistência residual f_{R4} dos CAARFA é apresentada na FIG. B.79, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado.

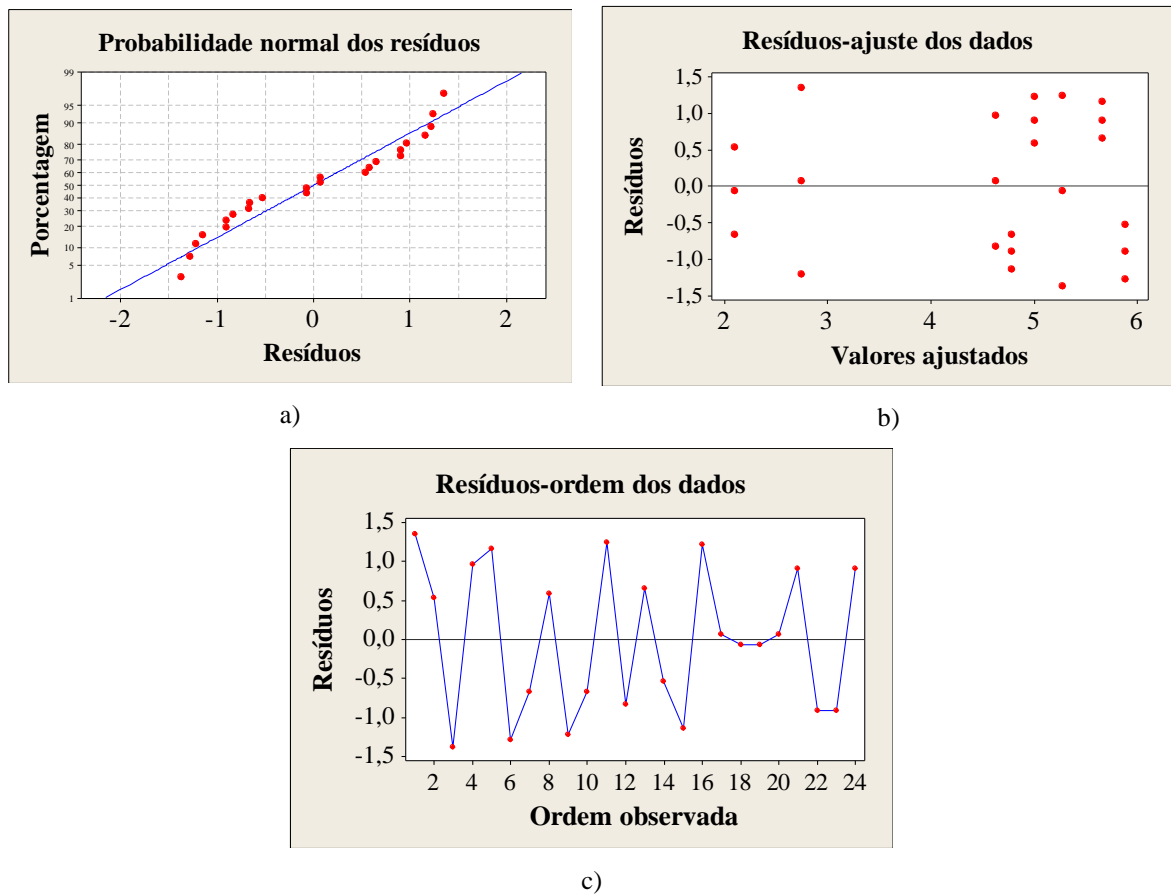


Figura B.79. Análise dos resíduos da resistência residual f_{R4} das vigas Tipo 6 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

B.3.3. ZONA DE PROCESSO DE FRATURA

A análise de resíduos do comprimento da zona de processo de fratura dos CCVRFA, determinada nos ensaios das vigas Tipo 6, é apresentada na FIG. B.80, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado, embora apresente uma larga padronização dos resíduos.

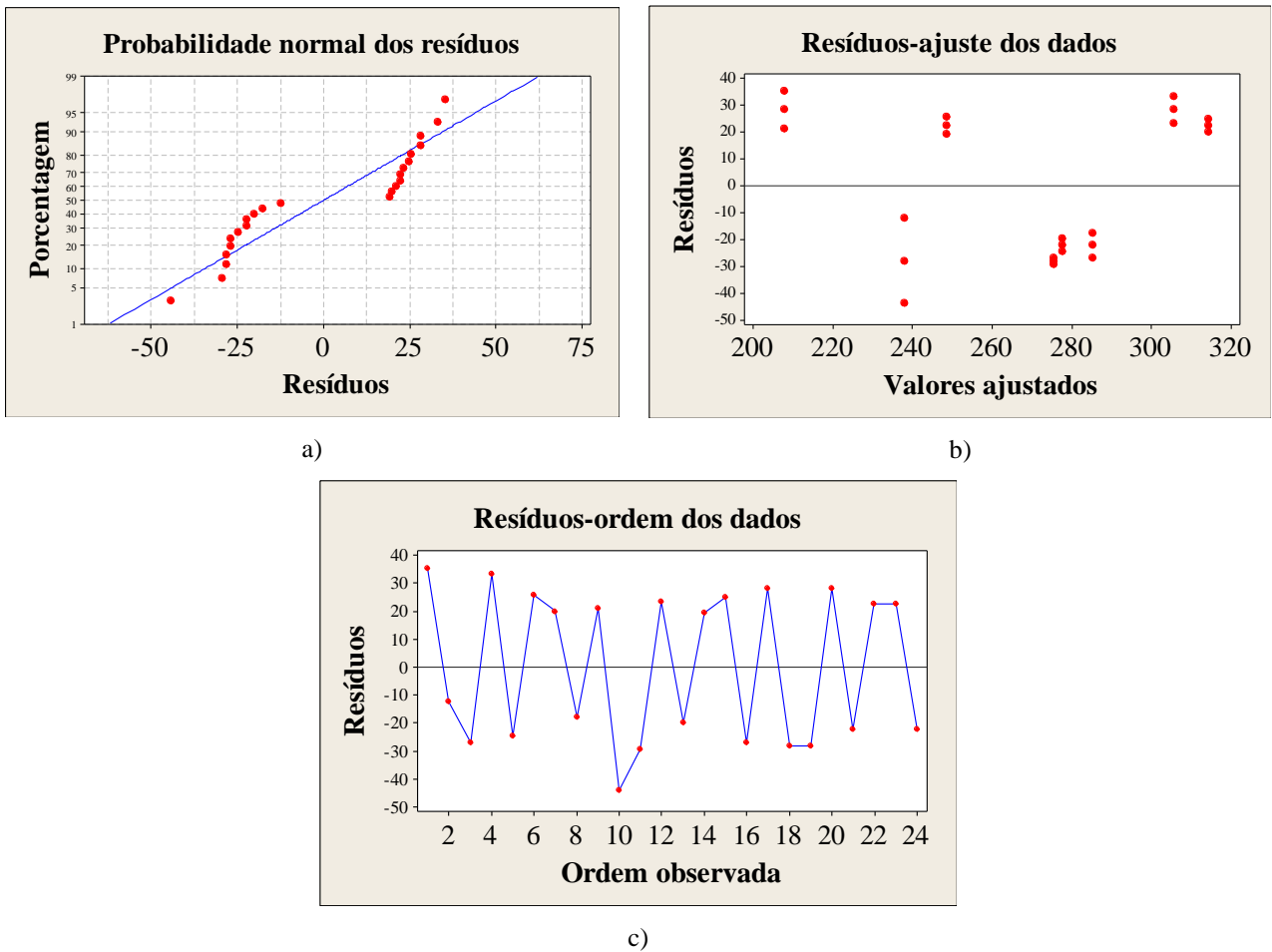
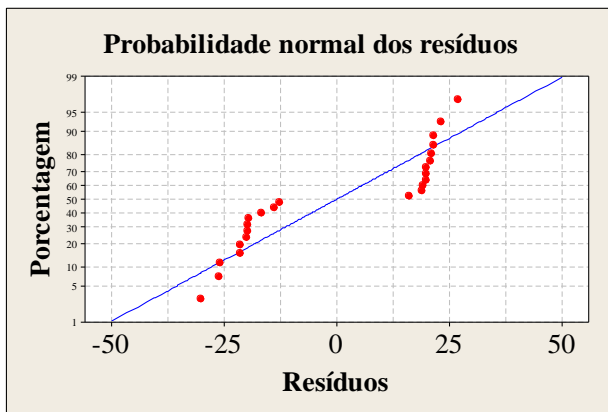
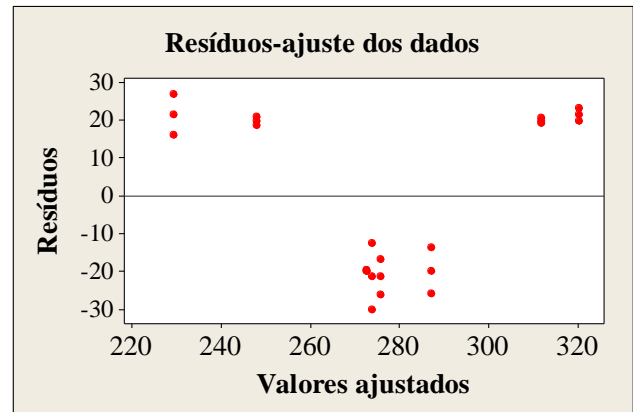


Figura B.80. Análise dos resíduos do comprimento da ZPF das vigas Tipo 6 do CCVRFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação

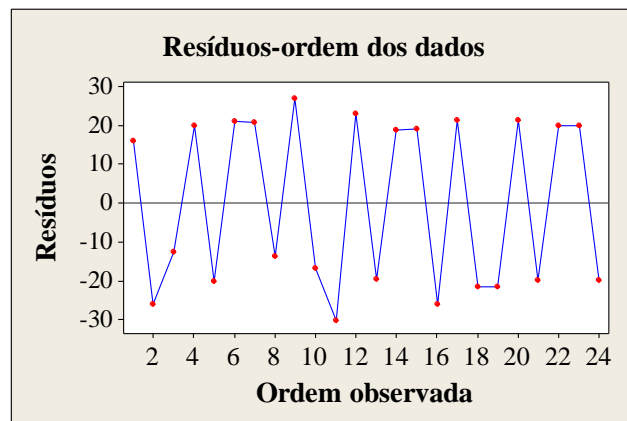
A análise de resíduos do comprimento da zona de processo de fratura dos CAARFA, determinada nos ensaios das vigas Tipo 6, é apresentada na FIG. B.81, e indica uma boa concordância dos dados ao modelo estatístico utilizado, embora apresente uma larga padronização dos resíduos.



a)



b)



c)

Figura B.9. Análise dos resíduos do comprimento da ZPF das vigas Tipo 6 do CAARFA (a) probabilidade normal dos resíduos (b) resíduos distribuídos ao longo dos valores (c) resíduos na ordem de observação