



DESEMPENHO MECÂNICO, ESTRUTURAL E DURABILIDADE DE  
CONCRETOS DE RESISTÊNCIA NORMAL E ALTA RESISTÊNCIA  
PRODUZIDOS COM AGREGADOS RECICLADOS DE DIFERENTES ORIGENS

Caroline Santana Rangel

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientadores: Romildo Dias Toledo Filho

Enzo Martinelli

Rio de Janeiro

Junho de 2019

DESEMPENHO MECÂNICO, ESTRUTURAL E DURABILIDADE DE  
CONCRETOS DE RESISTÊNCIA NORMAL E ALTA RESISTÊNCIA  
PRODUZIDOS COM AGREGADOS RECICLADOS DE DIFERENTES ORIGENS

Caroline Santana Rangel

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ  
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM  
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

---

Prof. Romildo Dias Toledo Filho, D. Sc.

---

Prof. Enzo Martinelli, Ph. D.

---

Dr. Marco Pepe, Ph. D.

---

Prof. Oscar Aurelio Mendoza Reales, D. Sc.

---

Prof. Paulo Roberto Lopes Lima, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 2019

Rangel, Caroline Santana

Desempenho mecânico, estrutural e durabilidade de concretos de resistência normal e alta resistência produzidos com agregados reciclados de diferentes origens/ Caroline Santana Rangel. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

XXIII, 249 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Romildo Dias Toledo Filho

Enzo Martinelli

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 235-249.

1. ARC 2. Avaliação estrutural 3. Congelamento-descongelação 4. Molhagem-secagem 5. Caracterização experimental I. Toledo Filho, Romildo Dias *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*Dedico este trabalho aos meus queridos pais,*

*Ana e Marcus*

*“Sua tarefa é descobrir o seu trabalho  
e, então, com todo o coração,  
dedicar-se a ele.”*

*Buda*

# AGRADECIMENTOS

Talvez essa seja uma das partes mais difíceis da tese para escrever. Porque a importância das pessoas não pode ser expressa por fórmulas, gráficos e figuras. Talvez, após quatro anos de Doutorado, isto mostre que eu aprendi que, por mais que a dedicação tenha sido minha, não seria possível chegar ao final sem diversas outras pessoas. Que realmente o nosso sucesso depende do apoio de mais pessoas. Então, tendo isto em vista, já sei que este agradecimento não tem como representar a total realidade, ele é apenas uma tentativa de expor alguns dos meus sentimentos.

Primeiramente, agradeço a Deus. Sem Deus não existiria a vida. E sem a vida, não existiria a vitória.

Ao meu professor e orientador Romildo, não existem palavras para expressar minha gratidão. Obrigada por ser presente nos momentos necessários, sem ter me dado o peixe, porém me ensinado a pescar. Por imaginar e criar os caminhos e me direcionar, indicando como seguir ano após ano para que eu me tornasse a melhor versão de mim. Por me motivar quando as dificuldades pareciam que iriam me derrubar. Serei eternamente agradecida por ter sido sua aluna. Não existe aluno sem professor. E eu tive o melhor.

Ao meu coorientador Enzo, obrigada pelo interesse sincero em minha pesquisa e pelo tempo de dedicação, principalmente, no período em que morei na Itália.

Ao Marco Pepe, por ter acompanhado meu estudo desde o início, sempre propondo novas ideias para elevar o nível do trabalho. Por se fazer presente e disponível para me ajudar. Por ter tornado minha experiência na Itália possível. Pela parceria durante todos esses anos.

Aos membros da banca, Oscar e Paulo Roberto, pelo tempo dedicado a leitura e a apresentação do meu trabalho, pelas palavras de valorização da minha pesquisa e pelas contribuições fornecidas.

À minha família incrível que jamais me deixou ter dúvidas sobre a importância do que faço e sobre a minha capacidade. Aos meus pais, Ana e Marcus, pelo ensinamento que o estudo é o maior investimento que uma pessoa pode fazer em si mesma. Dizem que a melhor forma de ensinar seus filhos é pelo exemplo e vocês fizeram isto com excelência. Se hoje posso dizer que sou Doutora é porque vocês me guiaram em todos os dias até aqui. Vocês são minha eterna inspiração.

À minha irmã Erica, pelo dia a dia. Por me fazer ter certeza que eu não teria um filho único, pois jamais o privaria da oportunidade de sentir a felicidade de ter alguém igual à felicidade que eu sinto por ter você. O que você adiciona a minha vida é incomparável e insubstituível. Ao meu irmão Vitor, por me fazer compreender que existem muitos caminhos diferentes nesta vida, e que cabe a cada um escolher e dar valor ao seu próprio. À minha querida Rê, por oferecer toda ajuda possível, fazendo minha vida mais leve e mais divertida. Obrigada por sentir as minhas dificuldades e minhas conquistas como se fossem suas. Nós temos uma relação impossível de explicar, porém perfeita. E a todos os meus familiares ou pessoas que são família no coração, vocês estão no meu pensamento.

Ao meu querido Cairo, por acreditar em mim mais do que eu mesma, por valorizar o meu estudo e o meu esforço, por me apoiar na minha carreira. Por constantemente me lembrar de tudo que já tenho e de tudo que ainda posso conseguir. E ainda, talvez o mais importante, por também me lembrar como a vida é muito mais. Você é grande parte da minha felicidade.

À minha eterna dupla, a irmã que Deus me deu, Mayara. Por, literalmente, tudo. Se agradecer às pessoas já é uma tarefa difícil, conseguir agradecer a você de forma justa seria apenas um sonho. Talvez seja mais fácil dizer que você sabe o que penso e o que sinto sobre a nossa dupla. Não teria tido graça sem você. Não seria a mesma vida, nem o mesmo Doutorado. Se um dia achei que havia encontrado uma boa parceria para trabalhar junto, nunca imaginei que seria realmente minha alma gêmea da amizade. O trabalho foi em dobro, porém a diversão e a felicidade também. Obrigada por todos os dias juntas. E que venham muitos mais.

Aos meus amigos de todos os cantos e todas as épocas, vocês estão no meu coração. Em especial à minha amiga Dani, por ser, desde sempre e para sempre, maravilhosa em minha vida, eu não seria completa se não tivesse você ao meu lado. À querida Flávia, pela amizade incrível que continua a crescer mesmo após tantos anos, pela preocupação diária com meu bem-estar e meu estudo, pelo amadurecimento conjunto que tivemos. Aos queridos João Gabriel e André, pela amizade sincera, pelo carinho e preocupação, pelas conversas incentivadoras, pelos momentos de diversão. Aos queridos Ana e Gabriel, por serem meus bebês, por suas loucuras que sempre animam os dias. E aos amigos que vieram e foram, aos novos e aos velhos, aos diários e aos sumidos, a todos que eu sei que torcem por mim.

Aos meus amigos do NUMATS, vocês são nota dez. Em especial à querida Tamara, por tornar minha sala melhor ainda quando se mudou para lá, por estar sempre presente, por ser atenciosa e carinhosa comigo. Ao querido trio Yassin, Daniele e Vanessa, pela amizade ao longo desde difícil caminho, tudo se torna mais fácil quando temos amigos ao nosso lado. Ao Thiago e ao Fabrício, por tornarem diversos dias mais alegres e pelos conselhos. À querida Vivian, pela preocupação, ajuda e carinho muito sinceros em todos esses anos que trabalhamos juntas, pela paciência no final corrido desta pesquisa.

A todos os técnicos e funcionários do NUMATS e LabEST que contribuíram de alguma forma para o desenvolvimento deste trabalho: Alessandro, Hélder, Hidekel, Anderson, Márcio, Flávio, Kleber e Mauro. Em especial, ao Adailton, ao Marcelo e ao Alex, que ajudaram intensamente no desenvolvimento desta pesquisa desde o início. Em especial à Luzidelle, por todo tempo e atenção disponibilizados para me ajudar sempre que necessário.

A todos os funcionários do Programa de Engenharia Civil. Em especial à Márcia, pela calma, paciência e carinho comigo em todos os momentos, resolvendo situações que pareciam não ter solução.

À CAPES, pelo apoio financeiro.



Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

DESEMPENHO MECÂNICO, ESTRUTURAL E DURABILIDADE DE  
CONCRETOS DE RESISTÊNCIA NORMAL E ALTA RESISTÊNCIA  
PRODUZIDOS COM AGREGADOS RECICLADOS DE DIFERENTES ORIGENS

Caroline Santana Rangel

Junho/2019

Orientadores: Romildo Dias Toledo Filho

Enzo Martinelli

Programa: Engenharia Civil

Na literatura, ainda não existe um consenso sobre quais as consequências da presença de agregados de resíduo de concreto (ARC) na ligação aço-concreto reciclado, sobretudo em condições reais de uso das estruturas. O plano experimental foi desenvolvido para avaliar a influência de ARCs no comportamento mecânico, estrutural e durabilidade de concretos de resistência normal (35 MPa) e de alta resistência (60 MPa), antes e após processos de degradação (ciclos de congelamento-descongelamento e molhagem-secagem). Em um estudo de caso em escala piloto, foram gerados ARCs nas frações brita 0 (9,5 mm) e brita 1 (19 mm) a partir de aproximadamente 20 toneladas de resíduos de concreto, provenientes de três diferentes origens: laboratório, construção e demolição. A investigação estrutural foi feita através de ensaios de *tension stiffening*, que fornecem uma análise abrangente sobre a interação aço-matriz e os mecanismos de fissuração. Foi identificado que as principais propriedades dos ARCs estão diretamente relacionadas ao teor de argamassa aderida, que pode ser definido como um parâmetro fundamental de controle de qualidade para classificação de ARCs. Fica evidente que o volume de argamassa total da mistura governa uma das principais particularidades do concreto reciclado, a absorção total de água. Além disso, este parâmetro foi identificado como a característica chave para compreensão dos efeitos dos processos de degradação no desempenho mecânico e estrutural do concreto.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

MECHANICAL, STRUCTURAL AND DURABILITY PERFORMANCE OF  
NORMAL AND HIGH STRENGTH CONCRETE PRODUCED WITH RECYCLED  
CONCRETE AGGREGATES FROM DIFFERENT SOURCES

Caroline Santana Rangel

June/2019

Advisors: Romildo Dias Toledo Filho

Enzo Martinelli

Department: Civil Engineering

In literature, there is still no agreement on the consequences of the presence of recycled concrete aggregates (RCA) in the connection between steel and recycled aggregate concrete (RAC), especially under real conditions of use of the structures. The experimental investigation was carried out to evaluate the influence of RCAs on the mechanical, structural and durability behavior of concrete of normal strength (35 MPa) and high strength (60 MPa) before and after degradation processes (freezing-thawing cycles and wetting-drying cycles). In a pilot scale case study, RCAs were generated in the fractions coarse 0 (9.5 mm) and coarse 1 (19 mm) from approximately 20 tons of concrete waste from three different sources: laboratory, construction and demolition. Structural investigation was carried out through tension stiffening tests, which provide a comprehensive analysis regarding the steel-matrix interaction and the cracking mechanisms. It was identified that the main properties of RCAs are directly related to the Attached Mortar (AM) content, which can be defined as a fundamental parameter of quality control for classification of RCAs. It is evident that the total mortar volume of the mixture governs one of the main particularities of the recycled concrete, the total water absorption. In addition, this parameter was identified as the key characteristic for understanding the effects of degradation processes on the mechanical and structural performance of concrete.

# SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>XIV</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>XXII</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 MOTIVAÇÃO.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 ESTRUTURA DA TESE.....	3
<b>2. PROCESSAMENTO E PROCEDIMENTOS PARA AGREGADOS RECICLADOS DE CONCRETO .....</b>	<b>5</b>
2.1 REVISÃO DA LITERATURA .....	5
2.1.1 RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO .....	5
2.1.2 AGREGADO DE RESÍDUO DE CONCRETO .....	6
2.2 MATERIAIS E MÉTODOS.....	9
2.2.1 AS ORIGENS DOS RESÍDUOS DE CONCRETO .....	9
2.2.2 PRODUÇÃO DO RESÍDUO DE LABORATÓRIO .....	11
2.2.3 DO RESÍDUO AO AGREGADO RECICLADO: OS PROCEDIMENTOS DE PROCESSAMENTO.....	12
2.2.4 AGREGADOS GRAÚDOS: NATURAIS E RECICLADOS .....	14
2.2.5 MÉTODOS DE ENSAIO DOS AGREGADOS .....	16
2.3 RESULTADOS E ANÁLISES.....	19
2.3.1 QUANTIDADE DE MATERIAL RECICLADO PRODUZIDO DE CADA FONTE DE ORIGEM.....	19
2.3.2 PROPRIEDADES DOS ARCS E PARÂMETROS DE CONTROLE DE QUALIDADE .....	21
2.4 CONCLUSÕES .....	36
<b>3. PRODUÇÃO E PROCEDIMENTOS PARA CONCRETOS DE AGREGADOS RECICLADOS.....</b>	<b>38</b>
3.1 REVISÃO DA LITERATURA .....	38
3.2 MATERIAIS E MÉTODOS.....	42

3.2.1	MATERIAIS .....	42
3.2.2	DOSAGEM DOS CONCRETOS.....	44
3.2.3	PRODUÇÃO DOS CONCRETOS .....	47
3.2.4	MÉTODOS DE ENSAIO EM CONCRETOS .....	48
3.3	RESULTADOS E ANÁLISES.....	48
3.3.1	PROPRIEDADE REOLÓGICA DO CONCRETO RECICLADO NO ESTADO FRESCO .....	48
3.3.2	PROPRIEDADES FÍSICAS DO CONCRETO RECICLADO .....	49
3.3.3	PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO RECICLADO.....	53
3.4	CONCLUSÕES .....	65
<b>4.</b>	<b>COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE CONCRETOS DE AGREGADOS RECICLADOS.....</b>	<b>68</b>
4.1	REVISÃO DA LITERATURA .....	68
4.1.1	AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DO CONCRETO RECICLADO .....	68
4.1.2	COMPORTAMENTO DE TENSION STIFFENING .....	78
4.1.3	MODELAGEM DE TENSION STIFFENING PARA CONCRETO RECICLADO .....	82
4.1.4	FORMULAÇÕES PARA PROPRIEDADES ESTRUTURAIS DO CONCRETO .....	90
4.2	MATERIAIS E MÉTODOS .....	92
4.2.1	MATERIAIS .....	92
4.2.2	PRODUÇÃO E PREPARO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....	93
4.2.3	MÉTODO DE ENSAIO DE TENSION STIFFENING.....	94
4.3	RESULTADOS E ANÁLISES.....	95
4.3.1	PROPRIEDADES DO CONCRETO RECICLADO NO ENSAIO DE TENSION STIFFENING .....	95
4.3.2	PROCESSO DE MÚLTIPLA FISSURAÇÃO DO CONCRETO RECICLADO .....	99
4.3.3	CONTRIBUIÇÃO DA MATRIZ DE CONCRETO RECICLADO .....	103
4.3.4	PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO DO COMPÓSITO PELO FIB MODEL CODE 2010 .....	105
4.3.5	MODELAGEM DO COMPORTAMENTO DE TENSION STIFFENING DO CONCRETO RECICLADO.....	111
4.3.6	CORRELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO PARA CONCRETO RECICLADO.....	116

4.4	CONCLUSÕES .....	118
<b>5.</b>	<b>DEGRADAÇÃO DE CONCRETOS DE AGREGADOS RECICLADOS .....</b>	<b>121</b>
5.1	REVISÃO DA LITERATURA .....	121
5.1.1	DEGRADAÇÃO POR PROCESSOS DE CONGELAMENTO- DESCONGELAMENTO .....	122
5.1.2	DEGRADAÇÃO POR PROCESSOS DE MOLHAGEM-SECAGEM.....	124
5.2	MATERIAIS E MÉTODOS .....	126
5.2.1	MISTURAS DE CONCRETO .....	126
5.2.2	MÉTODOS DE ENSAIO DE DEGRADAÇÃO EM CONCRETOS .....	126
5.3	RESULTADOS E ANÁLISES.....	128
5.3.1	DEGRADAÇÃO POR PROCESSOS DE CONGELAMENTO- DESCONGELAMENTO .....	128
5.3.2	DEGRADAÇÃO POR PROCESSOS DE MOLHAGEM-SECAGEM.....	147
5.3.3	FORMULAÇÕES PARA DEGRADAÇÃO E COMPARAÇÃO COM A LITERATURA.....	165
5.4	CONCLUSÕES .....	166
<b>6.</b>	<b>DEGRADAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO RECICLADO</b> <b>170</b>	
6.1	REVISÃO DA LITERATURA .....	170
6.2	MATERIAIS E MÉTODOS .....	173
6.2.1	MATERIAIS .....	173
6.2.2	PRODUÇÃO E PREPARO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....	173
6.2.3	MÉTODOS DE ENSAIOS.....	174
6.3	RESULTADOS E ANÁLISES.....	175
6.3.1	DEGRADAÇÃO POR PROCESSOS DE CONGELAMENTO- DESCONGELAMENTO .....	175
6.3.2	DEGRADAÇÃO POR PROCESSOS DE MOLHAGEM-SECAGEM.....	201
6.4	CONCLUSÕES .....	225
<b>7.</b>	<b>CONCLUSÕES FINAIS.....</b>	<b>229</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>235</b>

# LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Resíduos de concreto utilizados neste trabalho.....	10
Figura 2.2 – Etapas da produção do resíduo L .....	11
Figura 2.3 – Etapas da britagem dos resíduos .....	12
Figura 2.4 – Etapas do peneiramento mecânico industrial.....	13
Figura 2.5 – Homogeneização .....	13
Figura 2.6 – Amostras dos agregados graúdos .....	15
Figura 2.7 – Alguns métodos de ensaio dos agregados graúdos .....	17
Figura 2.8 - Ensaio de teor argamassa aderida .....	18
Figura 2.9 – Proporções de cada classe granulométrica para os três resíduos .....	19
Figura 2.10 – Granulometria dos agregados graúdos .....	21
Figura 2.11 – Massa específica $\times$ Absorção total .....	24
Figura 2.12 – Influência do teor de argamassa aderida nas propriedades dos agregados .....	25
Figura 2.13 – Classificação generalizada proposta para ARCs graúdos .....	26
Figura 2.14 – Desgaste por abrasão Los Angeles de ARCs graúdos .....	29
Figura 2.15 – Absorção de água no tempo para os ARCs.....	30
Figura 2.16 – Imagens dos agregados graúdos.....	31
Figura 3.1 – Granulometria da areia e do cimento .....	44
Figura 3.2 - Produção dos concretos .....	47
Figura 3.3 – Resultados do ensaio de abatimento de tronco de cone .....	49
Figura 3.4 – Relação entre as propriedades físicas dos concretos.....	51

Figura 3.5 – Absorção total $\times$ Volume de argamassa total .....	52
Figura 3.6 – Curvas típicas do comportamento de compressão dos concretos aos 28 dias .....	55
Figura 3.7 – Amostra do tipo de ruptura dos concretos no ensaio de resistência à compressão .....	55
Figura 3.8 – Amostra do tipo de ruptura dos concretos no ensaio de resistência à tração .....	56
Figura 3.9 – Consumo de cimento $\times$ Resistência à compressão .....	57
Figura 3.10 – $f_c$ do concreto natural de referência $\times$ $f_c$ do concreto reciclado.....	58
Figura 3.11 – $E_c$ do concreto natural de referência $\times$ $E_c$ do concreto reciclado.....	60
Figura 3.12 – Módulo de elasticidade $\times$ Resistência à compressão.....	61
Figura 3.13 – $f_t$ do concreto natural de referência $\times$ $f_t$ do concreto reciclado.....	63
Figura 3.14 – Resistência à tração $\times$ Resistência à compressão .....	64
Figura 4.1 – Descrição esquemática do comportamento típico no ensaio de tension stiffening.....	79
Figura 4.2 – Distribuição de tensões na matriz e no reforço no ensaio de tension stiffening.....	80
Figura 4.3 – Curvas força $\times$ deformação dos ensaios de tension stiffening (RANGEL, 2015).....	81
Figura 4.4 – Modelo de diferenças finitas (SORANAKOM & MOBASHER, 2010) ...	84
Figura 4.5 – Modelos utilizados para simulação do comportamento do compósito .....	85
Figura 4.6 – Comparação entre os resultados experimentais e da simulação (C25) .....	86
Figura 4.7 – Comparação entre os resultados experimentais e da simulação (C65) .....	87
Figura 4.8 – Comparação entre os resultados experimentais e da simulação para matriz .....	89
Figura 4.9 – Comportamento do aço no ensaio de resistência à tração.....	92
Figura 4.10 – Produção dos elementos estruturais .....	93
Figura 4.11 – Preparo dos elementos para o ensaio .....	94

Figura 4.12 – Dimensões do corpo de prova do ensaio de tension stiffening .....	94
Figura 4.13 – Configuração do ensaio de tension stiffening .....	95
Figura 4.14 – Comportamento força $x$ deformação dos compósitos .....	96
Figura 4.15 – Análise das propriedades de pré-fissuração .....	97
Figura 4.16 – Processo típico de fissuração no ensaio de <i>tension stiffening</i> da classe C35 .....	100
Figura 4.17 – Processo típico de fissuração no ensaio de <i>tension stiffening</i> da classe C60 .....	100
Figura 4.18 – Comportamento de espaçamento de fissura ( <i>crack spacing</i> ).....	101
Figura 4.19 – Comportamento de abertura de fissura ( <i>crack width</i> ).....	102
Figura 4.20 – Contribuição da matriz de concreto .....	103
Figura 4.21 – Comportamento previsto pelo fib Model Code 2010, para as misturas da classe C35 .....	109
Figura 4.22 – Comportamento previsto pelo fib Model Code 2010, para as misturas da classe C60 .....	110
Figura 4.23 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para classe C35 (Parte A).....	112
Figura 4.24 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para classe C35 (Parte B).....	113
Figura 4.25 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para classe C60 (Parte A).....	114
Figura 4.26 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para classe C60 (Parte B).....	115
Figura 4.27 – Comportamentos referentes à aderência utilizados para modelagem ....	116
Figura 4.28 – Relação entre resistência de aderência e resistência à compressão.....	117
Figura 5.1 – Ensaio de degradação com ciclos de congelamento-descongelamento ...	127
Figura 5.2 – Ensaio de degradação com ciclos de molhagem-secagem .....	128



Figura 5.3 – Dano superficial das amostras C35 para 150 ciclos de congelamento-descongelamento .....	128
Figura 5.4 – Dano superficial das amostras C35 para 300 ciclos de congelamento-descongelamento .....	129
Figura 5.5 – Dano superficial das amostras C60 para 150 ciclos de congelamento-descongelamento .....	130
Figura 5.6 – Dano superficial das amostras C60 para 300 ciclos de congelamento-descongelamento .....	131
Figura 5.7 – Degradação por congelamento-descongelamento: comportamento à compressão para C35.....	131
Figura 5.8 – Degradação por congelamento-descongelamento: comportamento à compressão para C60.....	132
Figura 5.9 – Amostra do tipo de ruptura dos concretos da C35 no ensaio de resistência à compressão .....	134
Figura 5.10 – Amostra do tipo de ruptura dos concretos da C60 no ensaio de resistência à compressão.....	134
Figura 5.11 – Resistência à compressão relativa para os ciclos de congelamento-descongelamento .....	136
Figura 5.12 – Queda na resistência à compressão devido a degradação por congelamento-descongelamento.....	136
Figura 5.13 – Módulo de elasticidade relativo para os ciclos de congelamento-descongelamento .....	138
Figura 5.14 – Queda no módulo de elasticidade devido a degradação por congelamento-descongelamento .....	138
Figura 5.15 – Relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão após degradação por FT.....	139
Figura 5.16 – Resistência à tração relativa para os ciclos de congelamento-descongelamento .....	141

Figura 5.17 – Queda na resistência à tração devido a degradação por congelamento-descongelamento .....	141
Figura 5.18 – Relação entre resistência à tração e resistência à compressão após degradação por FT .....	142
Figura 5.19 – Perda de massa para os ciclos de congelamento-descongelamento .....	143
Figura 5.20 – Perda de massa devido a degradação por congelamento-descongelamento .....	143
Figura 5.21 – Influência do volume de argamassa total nas propriedades após degradação por FT .....	145
Figura 5.22 – Influência da absorção total nas propriedades após degradação por FT	147
Figura 5.23 – Dano superficial das amostras C35 para 25 e 50 ciclos de molhagem-secagem .....	148
Figura 5.24 – Dano superficial das amostras C60 para 50 ciclos de molhagem-secagem .....	148
Figura 5.25 – Degradação por molhagem-secagem: comportamento à compressão para C35 .....	149
Figura 5.26 – Degradação por molhagem-secagem: comportamento à compressão para C60 .....	150
Figura 5.27 – Amostra do tipo de ruptura dos concretos da C35 no ensaio de resistência à compressão.....	151
Figura 5.28 – Amostra do tipo de ruptura dos concretos da C60 no ensaio de resistência à compressão.....	151
Figura 5.29 – Resistência à compressão relativa para os ciclos de molhagem-secagem .....	153
Figura 5.30 – Queda na resistência à compressão devido a degradação por molhagem-secagem .....	153
Figura 5.31 – Módulo de elasticidade relativo para os ciclos de molhagem-secagem.	156
Figura 5.32 – Queda no módulo de elasticidade devido a degradação por molhagem-secagem .....	156

Figura 5.33 – Relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão após degradação por WD .....	157
Figura 5.34 – Resistência à tração relativa para os ciclos de molhagem-secagem .....	159
Figura 5.35 – Queda na resistência à tração devido a degradação por molhagem-secagem .....	159
Figura 5.36 – Relação entre resistência à tração e resistência à compressão após degradação por WD .....	160
Figura 5.37 – Perda de massa para os ciclos de molhagem-secagem.....	161
Figura 5.38 – Perda de massa devido a degradação por molhagem-secagem.....	161
Figura 5.39 – Influência do volume de argamassa total nas propriedades após degradação por WD .....	163
Figura 5.40 – Influência da absorção total nas propriedades após degradação por WD .....	164
Figura 6.1 – Ensaio de degradação com ciclos de congelamento-descongelamento ...	174
Figura 6.2 – Ensaio de degradação com ciclos de molhagem-secagem.....	174
Figura 6.3 – Comportamento de força $\times$ deformação dos compósitos .....	175
Figura 6.4 – Módulo de elasticidade pré-fissuração: relativo e queda .....	177
Figura 6.5 – Comparação do módulo elástico pré-fissuração: previsto $\times$ experimental	178
Figura 6.6 – Força de primeira fissura: relativa e queda .....	179
Figura 6.7 – Relação entre módulo pré-fissuração e força de 1ª fissura com a resistência à compressão.....	180
Figura 6.8 – Relação entre $\Delta f_c$ , $\Delta E_{pre}$ e $\Delta F_{1st}$ .....	181
Figura 6.9 – Influência do volume de argamassa total e da absorção total nas propriedades após degradação por FT .....	182
Figura 6.10 – Resultados das propriedades do compósito após degradação por FT ....	184
Figura 6.11 – Contribuição da matriz de concreto .....	185
Figura 6.12 – Resistência da matriz à primeira fissura: relativa e queda .....	187
Figura 6.13 – Resistência final da matriz pós-fissuração: relativa e queda.....	187

Figura 6.14 – Relação entre $\Delta f_c$ , $\Delta f_{m,1st}$ e $\Delta f_{m,final}$ .....	188
Figura 6.15 – Influência do volume de argamassa total e da absorção total nas propriedades após degradação por FT .....	189
Figura 6.16 – Comportamento previsto pelo <i>fib</i> Model Code 2010, para as amostras degradadas por FT .....	191
Figura 6.17 – Espaçamento de fissura ( <i>crack spacing</i> ) e abertura de fissura ( <i>crack width</i> ).....	193
Figura 6.18 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para FT150 .....	195
Figura 6.19 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para FT300 .....	196
Figura 6.20 – Comportamentos referentes à aderência utilizados para modelagem ....	198
Figura 6.21 – Resistência de aderência: relativa e queda .....	199
Figura 6.22 – Influência do volume de argamassa total e da absorção total na aderência .....	199
Figura 6.23 – Relação entre resistência de aderência e resistência à compressão após degradação por FT .....	200
Figura 6.24 – Comportamento de força $x$ deformação dos compósitos .....	201
Figura 6.25 – Módulo de elasticidade pré-fissuração: relativo e queda .....	203
Figura 6.26 – Comparação do módulo elástico pré-fissuração: previsto $x$ experimental .....	204
Figura 6.27 – Força de primeira fissura: relativa e queda .....	205
Figura 6.28 – Relação entre módulo pré-fissuração e força de 1 <sup>a</sup> fissura com a resistência à compressão.....	206
Figura 6.29 – Relação entre $\Delta f_c$ , $\Delta E_{pre}$ e $\Delta F_{1st}$ .....	206
Figura 6.30 – Influência do volume de argamassa total e da absorção total nas propriedades após degradação por WD .....	208
Figura 6.31 – Resultados das propriedades do compósito após degradação por WD..	209

Figura 6.32 – Contribuição da matriz de concreto .....	211
Figura 6.33 – Resistência da matriz à primeira fissura: relativa e queda .....	212
Figura 6.34 – Resistência final da matriz pós-fissuração: relativa e queda.....	213
Figura 6.35 – Relação entre $\Delta f_c$ , $\Delta f_{m,1st}$ e $\Delta f_{m,final}$ .....	214
Figura 6.36 – Influência do volume de argamassa total e da absorção total nas propriedades após degradação por WD .....	215
Figura 6.37 – Comportamento previsto pelo <i>fib</i> Model Code 2010, para as amostras degradadas por WD .....	216
Figura 6.38 – Espaçamento de fissura ( <i>crack spacing</i> ) e abertura de fissura ( <i>crack width</i> ).....	218
Figura 6.39 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para WD25 .....	220
Figura 6.40 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para WD50 .....	221
Figura 6.41 – Comportamentos referentes à aderência utilizados para modelagem ....	222
Figura 6.42 – Resistência de aderência: relativa e queda .....	223
Figura 6.43 – Influência do volume de argamassa total e da absorção total na aderência .....	224
Figura 6.44 – Relação entre resistência de aderência e resistência à compressão após degradação por WD .....	224

# LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Nomenclatura e origem dos resíduos de concreto .....	9
Tabela 2.2 – Nomenclatura adotada dos agregados graúdos.....	16
Tabela 2.3 – Métodos de ensaio dos agregados graúdos.....	16
Tabela 2.4 – Propriedades dos agregados graúdos .....	22
Tabela 2.5 – Classificação generalizada proposta para ARCs graúdos.....	27
Tabela 2.6 – Propriedades dos agregados graúdos .....	32
Tabela 2.7 – Parâmetros “p” e “q” dos agregados graúdos .....	35
Tabela 3.1 – Caracterização da areia .....	43
Tabela 3.2 – Caracterização do cimento.....	43
Tabela 3.3 – Caracterização do superplastificante .....	44
Tabela 3.4 – Composição das misturas de concreto.....	46
Tabela 3.5 – Métodos de ensaio em concretos .....	48
Tabela 3.6 – Resultados das propriedades físicas dos concretos.....	50
Tabela 3.7 – Resultados das propriedades mecânicas dos concretos aos 28 dias .....	53
Tabela 4.1 – Detalhamento de estudos em concreto reciclado armado (Parte A).....	73
Tabela 4.2 – Detalhamento de estudos em concreto reciclado armado (Parte B) .....	74
Tabela 4.3 – Caracterização das barras de aço .....	92
Tabela 4.4 – Método de ensaio de tension stiffening .....	94
Tabela 4.5 – Resultados das propriedades dos compósitos na fase de pré-fissuração ...	96
Tabela 4.6 – Resultados das propriedades dos compósitos na fase de pós-fissuração ...	98

Tabela 4.7 – Resultados do comportamento de espaçamento de fissura ( <i>crack spacing</i> ) .....	101
Tabela 4.8 – Resultados do comportamento de abertura de fissura ( <i>crack width</i> ).....	103
Tabela 4.9 – Resultados do comportamento de contribuição da matriz de concreto ...	104
Tabela 5.1 – Métodos de ensaio de degradação em concretos .....	127
Tabela 5.2 – Degradação por congelamento-descongelamento: Resistência à compressão .....	135
Tabela 5.3 – Degradação por congelamento-descongelamento: Módulo de elasticidade .....	137
Tabela 5.4 – Degradação por congelamento-descongelamento: Resistência à tração .	140
Tabela 5.5 – Degradação por molhagem-secagem: Resistência à compressão.....	152
Tabela 5.6 – Degradação por molhagem-secagem: Módulo de elasticidade .....	155
Tabela 5.7 – Degradação por molhagem-secagem: Resistência à tração .....	158
Tabela 6.1 – Degradação por congelamento-descongelamento: Módulo de elasticidade pré-fissuração.....	176
Tabela 6.2 – Degradação por congelamento-descongelamento: Força de primeira fissura .....	178
Tabela 6.3 – Degradação por congelamento-descongelamento: Resistência da matriz à primeira fissura.....	186
Tabela 6.4 – Degradação por molhagem-secagem: Módulo de elasticidade pré-fissuração .....	202
Tabela 6.5 – Degradação por molhagem-secagem: Força de primeira fissura.....	204
Tabela 6.6 – Degradação por molhagem-secagem: Resistência da matriz à primeira fissura .....	212

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 MOTIVAÇÃO

Um dos materiais de construção mais utilizados no mundo é o concreto. A popularidade do concreto é explicada por suas propriedades mecânicas, durabilidade, custo e disponibilidade. As estatísticas mostram que a taxa média anual de produção de concreto é de cerca de uma tonelada por pessoa com base na população mundial (MEDINA *et al.*, 2014).

Todos os anos, com construções e demolições, são produzidos milhões de toneladas de resíduos na indústria da engenharia civil, que se tornam uma preocupação significativa devido ao seu impacto na conservação dos recursos naturais e na preservação do meio ambiente. Devido à falta de planejamento adequado e falta de plantas de processamento para a reciclagem desses materiais, eles não são reutilizados para novas construções e são enviados para aterros (SILVA *et al.*, 2014). Com isso, atualmente, na área da construção civil, atitudes e medidas para melhoria dos processos de produção estão sendo estudadas.

Uma das possibilidades exploradas para a redução do impacto ambiental do concreto feito com materiais convencionais é a substituição de agregados naturais por agregados derivados da reciclagem de resíduos de construção e demolição (RCD). Assim, essa opção não só reduz o uso de recursos naturais, como também resolve a questão da eliminação segura e sustentável dos enormes volumes de resíduos de construção e demolição gerados em todo o mundo.

Atualmente, diversos países já apresentam normas para a utilização de RCD em novas construções e apresentam pesquisas sobre o assunto, como Japão, Holanda, Dinamarca, Alemanha, Inglaterra, Portugal, Suíça, Estados Unidos, Austrália, Itália e, inclusive, o Brasil. Porém, concreto contendo agregados reciclados tem sido usado principalmente para aplicações não estruturais, e para que aumente seu uso estrutural é necessário o conhecimento do comportamento deste tipo de concreto sob condições e esforços que as estruturas devem suportar.



Alguns estudos experimentais têm sido realizados sobre a incorporação de agregados reciclados em vigas, colunas e outros elementos estruturais, verificando a viabilidade desses materiais (XIAO, 2012). Com isso, a tecnologia de agregados reciclados de concreto está intensamente disponível atualmente, porém precisa ser aprimorada neste tópico. Dentre os problemas que merecem mais foco, as características de ligação entre o concreto reciclado e o reforço devem ser mais exploradas, devido à importância deste vínculo para os projetos de estruturas de concreto armado. Este trabalho está sendo realizado em resposta a esta lacuna, visando entender melhor o desempenho do concreto reciclado armado, especialmente em condições reais de uso.

## 1.2 OBJETIVOS

Através de uma gama de diferentes agregados reciclados, o trabalho buscou explicar de forma mais racional como o uso de agregados reciclados para produção de novos concretos influencia no comportamento mecânico e estrutural do concreto reciclado, e também como influencia na durabilidade do concreto reciclado na escala material e na escala estrutural, quando submetido a condições externas de degradação. Com este objetivo, este estudo propõe analisar o comportamento de elementos estruturais de aço-concreto produzido com agregado reciclado de concreto (ARC), com foco no desempenho estrutural, nos mecanismos de fissuração e na aderência aço-concreto. Além disso, identificar e compreender as propriedades de durabilidade do concreto reciclado isolado e do concreto reciclado armado após envelhecimento acelerado em diferentes ambientes agressivos. Para isto, foram consideradas as variáveis: classe de resistência à compressão do concreto, fonte de origem do ARC, diâmetro máximo do grão do agregado reciclado, tipos de degradação e graus de degradação.

Os objetivos específicos são:

1. Avaliar e comparar as propriedades dos agregados reciclados de diferentes fontes de resíduo de concreto e diferentes tamanhos, através de métodos de ensaio da Norma Brasileira e outros, buscando identificar parâmetros capazes de prever as propriedades dos ARCs;
2. Produzir concretos reciclados de diferentes classes de resistência, com base no Modelo de Empacotamento Compressível (MEC), com desempenho mecânico

(resistência à compressão, módulo de elasticidade, deformação de pico e resistência à tração) similar ao de concretos naturais;

3. Avaliar a influência da classe de resistência do concreto, da fonte de ARC graúdo e do diâmetro máximo do grão de ARC nas propriedades estruturais do concreto reciclado através de ensaios de *tension stiffening* e na modelagem do comportamento estrutural do concreto reciclado armado;
4. Avaliar o impacto do envelhecimento acelerado em ambientes agressivos nas propriedades mecânicas dos concretos reciclados, identificando parâmetros capazes de explicar e quantificar estes impactos, para casos de degradação por congelamento-descongelamento e degradação por molhagem-secagem;
5. Avaliar o impacto destes mesmos processos de degradação no desempenho estrutural do concreto reciclado armado, com objetivo de melhor compreender a influência das propriedades específicas dos ARCs e, conseqüentemente, das propriedades dos concretos reciclados no comportamento de um elemento estrutural em condições que simulem situações reais de uso das estruturas.

### 1.3 ESTRUTURA DA TESE

A presente tese apresenta uma estrutura diferenciada, em que cada um dos cinco objetivos específicos acima listados foi abordado detalhadamente em um capítulo. Assim, cada capítulo referente aos cinco tópicos apresenta: revisão da literatura; materiais e métodos; resultados e análises; e conclusões. Esta organização foi escolhida com base na estrutura padrão de artigos científicos, visando melhor expor e debater cada assunto individualmente.

Portanto, o trabalho é composto por sete capítulos:

- O Capítulo 1 apresenta a introdução, com a motivação para a escolha do tema, os objetivos específicos do trabalho e a descrição da estrutura da tese.
- O Capítulo 2 aborda o primeiro tópico de estudo: Processamento e procedimentos para agregados reciclados de concreto.
- O Capítulo 3 aborda o segundo tópico de estudo: Produção e procedimentos para concretos de agregados reciclados.

- O Capítulo 4 aborda o terceiro tópico de estudo: Comportamento estrutural de concretos de agregados reciclados.
- O Capítulo 5 aborda o quarto tópico de estudo: Degradação de concretos de agregados reciclados.
- O Capítulo 6 aborda o quinto (e último) tópico de estudo: Degradação de elementos estruturais de concreto reciclado.
- O Capítulo 7 apresenta as conclusões gerais da tese como um todo.

Ainda, no final do trabalho, apresentam-se as referências bibliográficas consultadas.

## 2.PROCESSAMENTO E PROCEDIMENTOS PARA AGREGADOS RECICLADOS DE CONCRETO

### 2.1 REVISÃO DA LITERATURA

#### 2.1.1 RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO

Nesta pesquisa, o termo “Resíduos de Construção e Demolição” é representado por “RCD”, devido a sua utilização pelo meio acadêmico nacional. Isto se dá pela tradução da denominação internacional *Construction and Demolition Waste (CDW)*. A Resolução nº 307 do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA, 2002) define os resíduos de construção civil como os provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, assim como, os resíduos de preparações e escavações de terrenos. A Associação Brasileira de Normas Técnicas respeita o disposto na CONAMA nº 307, adotando a mesma definição na NBR 15114 (2004). A NBR 10004 (2004) indica a classificação dos resíduos sólidos quanto ao risco à saúde pública e ao meio ambiente. Nesta norma, os resíduos de construção civil são classificados como Classe II B – resíduo não perigoso inerte.

A reciclagem de resíduos de construção e demolição é uma alternativa com grande potencial para minimizar o impacto gerado tanto pela extração de recursos naturais, quanto pelo descarte inadequado de resíduos (SILVA *et al.*, 2017). A contribuição da reciclagem de RCD é superior em comparação com os métodos tradicionais de gerenciamento de resíduos (WIJAYASUNDARA *et al.*, 2018). Diversos estudos mostraram que, comparando três cenários (reciclagem, incineração e descarte em aterros sanitários) em termos de potencial de aquecimento global, a solução mais ambientalmente amigável para tratar RCD é a reciclagem, seguida pela incineração, e depois pela disposição em aterros sanitários (ORTIZ *et al.*, 2010). De fato, são muitas

as vantagens na reciclagem de resíduos: conservação de áreas ambientais, aumento da vida útil dos aterros, redução da poluição, redução do consumo de recursos naturais e reutilização de resíduos que seriam dispostos em aterros (ULUBEYLI *et al.*, 2017). Vale ressaltar que, certamente, maiores benefícios poderiam ser obtidos a partir da real prevenção da produção de RCD, que também é uma opção de gerenciamento de resíduos, ao invés da reciclagem do próprio RCD. As práticas de reciclagem de RCD em todo o mundo estão se tornando cada vez mais necessárias, com diversos países estabelecendo metas para esse objetivo. Por exemplo, o comitê da Comunidade Européia declarou que pelo menos 70% de todo RCD deve estar preparado para reutilização e reciclagem até 2020 (DIRECTIVE 2008/98/CE, 2008).

Uma das principais questões relacionadas à difusão de processos de reciclagem para RCD é a falta de confiança dos consumidores e construtores em relação à qualidade dos agregados gerados. O RCD é um material heterogêneo composto em sua maioria por concretos, argamassas, rochas naturais, cerâmica, madeira, aço, plásticos, gesso, vidro e impurezas. Além disso, a composição dos resíduos de construção civil varia bastante de acordo com sua origem: resíduos de construção, de demolição ou ambos. Existem ainda outros fatores a serem considerados como, por exemplo, a região geográfica, a época do ano, o tipo de obra e a fase em que a obra se encontra, dentre outros. Em geral, o RCD é um resíduo misto, mas o grau de heterogeneidade depende principalmente da sua origem (AL-BAYATI *et al.*, 2016). Assim, essa composição heterogênea do RCD é a característica que mais atrapalha sua aplicação em larga escala.

### 2.1.2 AGREGADO DE RESÍDUO DE CONCRETO

A NBR 15116 (2004) define agregado reciclado como o material granular obtido de RCD após a aplicação de um beneficiamento, ou seja, é o RCD após um processo de transformação, de forma que o produto apresente características técnicas que permitam sua aplicação em novas construções. Além disso, para o material ser considerado agregado de resíduo de concreto, a NBR 15116 (2004) define a composição da sua fração graúda de, no mínimo, 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas. Neste trabalho, o termo “Agregado de Resíduo de Concreto” é representado por “ARC”, que internacionalmente é conhecido por *Recycled Concrete Aggregate (RCA)*.

A importância do estudo das características dos agregados gerados a partir de RCD é explicada pela elevada porcentagem de volume que eles ocupam no concreto, em torno de 70%. Caso os agregados apresentem propriedades indesejáveis, podem comprometer a resistência, a durabilidade e o desempenho estrutural do concreto produzido. Segundo YOUNIS & PILAKOUTAS (2013), a principal preocupação da engenharia, que está dificultando o uso deste material, é relacionada à inconsistência nas características e propriedades do ARC. As propriedades do ARC, como forma, textura, absorção, porosidade e massa específica, influenciam significativamente nas propriedades do concreto produzido com agregado reciclado.

A principal diferença entre o ARC e o agregado natural é a presença de uma argamassa envelhecida, conhecida internacionalmente como *Attached Mortar (AM)*, na superfície de agregados reciclados. Os agregados naturais têm valores de absorção de água entre 0,5% e 1,5%, o que normalmente não causa nenhuma modificação para a maioria das aplicações de concreto. Porém, no geral, devido à presença da argamassa aderida porosa no agregado reciclado, a sua massa específica é inferior a do agregado natural, além de apresentar uma maior capacidade de absorção de água e uma maior porosidade, ambas extremamente variáveis entre diferentes tipos de ARC. Os ARCs graúdos apresentam uma capacidade de absorção menor que a fração fina correspondente, devido à elevada quantidade de pasta de cimento triturada que se acumula na fração fina, aumentando a absorção de água deste material (SILVA *et al.*, 2014).

Um consenso entre os autores é que o potencial de absorção de água é o parâmetro que mais diferencia o agregado reciclado do agregado natural. A absorção de água ocorre através da rede de poros do agregado, permitindo uma maior absorção de fluido para o interior do sólido. As argamassas, por serem mais porosas, absorvem mais água do que os concretos, com isso, a argamassa aderida aos grãos do agregado reciclado causa esse maior potencial de absorção de água do material (ETXEBERRIA *et al.*, 2007).

O tipo de equipamento utilizado para britagem e o número de processos realizados para produzir os agregados influenciam no tamanho e na forma dos grãos resultantes. O processo de britagem normalmente utiliza duas fases: primária e secundária. Os trituradores de mandíbulas, que são tipicamente usados na fase primária, fornecem a melhor distribuição de tamanho de grãos de ARC para a produção de concretos. Uma segunda britagem geralmente gera partículas mais redondas e menos afiadas. Portanto, se o agregado foi produzido apenas com esmagamento primário, tende a apresentar

grãos mais planos e afiados (SILVA *et al.*, 2014). Um benefício da forma angular e da textura rugosa dos agregados reciclados seria a melhoria da aderência pasta-agregado, porque o agregado realiza uma maior absorção da pasta de cimento pelos seus poros que o agregado natural, causando um maior fechamento da zona de transição do concreto. A composição granulométrica dos agregados reciclados é variável com o tipo de resíduo processado, a forma de beneficiamento, os equipamentos utilizados no seu processamento e a granulometria do RCD inicial, portanto é esperado que agregados de diferentes resíduos apresentem diferentes curvas granulométricas.

VERIAN *et al.* (2018) realizaram uma extensa revisão da literatura sobre as principais propriedades dos ARCs e resumiram os resultados obtidos por diversos autores. Em relação a teor de argamassa aderida, os autores verificaram que as porcentagens variam, geralmente, de 20% a 46%, ressaltando que esta propriedade apresenta maiores valores para as frações mais finas. Para massa específica, os valores variam de 1910 a 2700  $\text{kg/m}^3$  para ARCs e de 2400 a 2890  $\text{kg/m}^3$  para agregados naturais, destacando que os ARCs apresentam valor inferior aos agregados naturais de tamanho correspondente. Para absorção total de água, os valores obtidos na literatura variam em uma ampla faixa de 0,5% a 14,7%, e vários autores reforçam: maiores valores de absorção estão relacionados a menores valores de massa específica. Os valores de perda de massa pelo teste de abrasão “Los Angeles” são maiores para agregados reciclados, e esta maior perda é causada principalmente pela quebra da argamassa antiga presente no entorno dos grãos dos ARCs. Os resultados obtidos nas pesquisas consideradas por VERIAN *et al.* (2018) apresentam variação de 20% a 51% de perda de massa para ARCs e de 11% a 38% para agregados naturais. Por fim, em suas conclusões, os autores enfatizam que a diferença nas propriedades dos ARCs em relação aos agregados naturais está diretamente relacionada à presença, às características e à quantidade dessa argamassa antiga aderida à superfície das partículas dos ARCs.

Nas últimas décadas, muitos estudos demonstraram o potencial de utilização de agregado reciclado de concreto (miúdo e graúdo), substituindo as partículas derivadas de uma fonte natural, para produção de concreto estrutural normal e de alta resistência. Isso destaca o potencial do processo de reciclagem de RCD, embora a maioria desses estudos tenha sido realizada em escala de laboratório, sem demonstrar a real possibilidade de aumentar a produção de agregados reciclados de concreto a nível industrial.

Diante dessas circunstâncias, um protocolo de procedimento de processamento precisa ser definido, com o objetivo de promover a produção mundial de produtos de alto desempenho, que inclua estas matérias-primas secundárias, visando também identificar os principais parâmetros de controle de qualidade para a caracterização dos ARCs. Neste contexto, foi realizado um estudo de caso onde foram processadas aproximadamente 6-7 toneladas de resíduo de três diferentes fontes de resíduo de concreto (para um total de aproximadamente 20 toneladas), simulando um processo de reciclagem em uma planta piloto industrial. O principal aspecto inovador do estudo deste capítulo consiste na identificação e definição de uma gestão da qualidade dos resíduos de concreto derivados de diferentes fontes, a fim de promover sua reciclagem para aplicações de alto nível e, ao mesmo tempo, demonstrar uma aplicação em escala piloto para seu uso em larga escala no mercado.

## 2.2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.2.1 AS ORIGENS DOS RESÍDUOS DE CONCRETO

Para este estudo, foram produzidos agregados reciclados graúdos de concreto de três diferentes fontes de origem. As três diferentes fontes foram identificadas por iniciais na Tabela 2.1 e são apresentadas na Figura 2.1.

Tabela 2.1 – Nomenclatura e origem dos resíduos de concreto

<b>Nomenclatura adotada</b>	<b>Origem do resíduo</b>
Resíduo L	Concreto produzido em laboratório
Resíduo C	Resíduo de usina de concreto
Resíduo D	Concreto de usina de reciclagem de resíduos de demolição

O resíduo L foi produzido de forma controlada em laboratório. Por ter sido produzido com fins de utilização neste estudo, este material tem a finalidade de simular resíduos de concreto de construção: com idade precoce, com dosagem e propriedades controladas e sem contaminação.

O resíduo C foi fornecido pela usina de concreto Supermix, localizada na cidade do Rio de Janeiro, RJ. Este material é proveniente da lavagem do resíduo de concreto de caminhões-betoneira que retornam para a empresa com as sobras de concreto das obras,



ou seja, o concreto que foi para as obras, porém não foi utilizado por completo. O resíduo foi entregue no laboratório ainda no estado fresco e foi aguardado que ele completasse 28 dias de idade para sua secagem, e só em seguida se iniciou seu processamento. Portanto, o material apresenta: dosagem e propriedades desconhecidas, idade recente e alta adição de água à mistura (alta relação a/c). Decidiu-se processar este resíduo com o objetivo principal de analisar ARCs derivados de uma gama muito diferente de propriedades, assim, o resíduo C foi processado para obtenção de ARCs caracterizados por alta porosidade, baixa resistência à abrasão, alta absorção de água e baixa massa específica, a fim de ampliar a faixa de aplicação da formulação proposta neste capítulo.

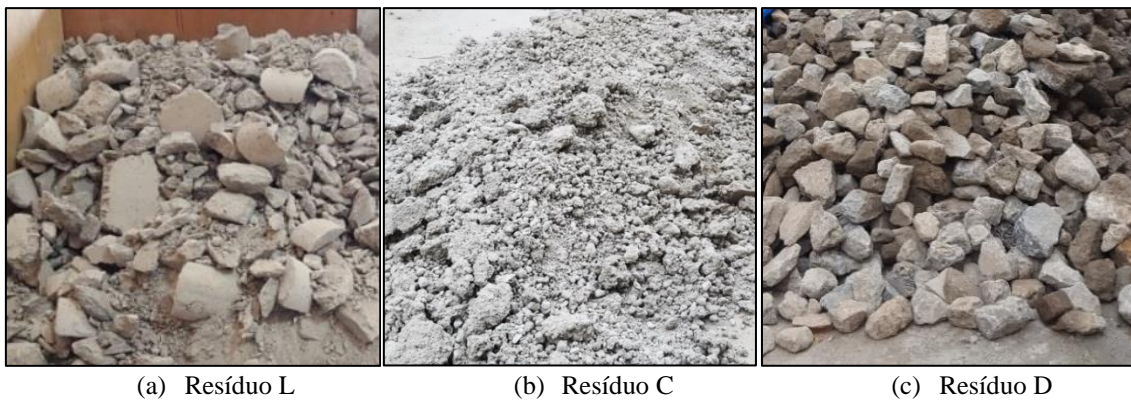


Figura 2.1 – Resíduos de concreto utilizados neste trabalho

O resíduo D foi fornecido pela usina de reciclagem de resíduos de demolição FOCCUS, localizada em Praia Grande, SP. Na usina de reciclagem, os resíduos de demolição são previamente separados em resíduos de concreto e resíduos cerâmicos. Para este estudo, o interesse está apenas nos resíduos de concreto. Por ser um resíduo composto por uma mistura de diferentes concretos de demolição, apresenta: dosagem e propriedades desconhecidas e idade avançada.

De cada fonte, aproximadamente 7 toneladas de resíduo foram utilizadas. Um dos principais objetivos do presente capítulo é propor um “caminho de processamento” a ser seguido e, possivelmente, identificar parâmetros-chave para descrever as características de ARCs derivados tanto de material reciclado controlado (ARCs derivados do resíduo L), quanto de material sem controle (ARCs derivados de resíduos gerais de construção e de demolição).

## 2.2.2 PRODUÇÃO DO RESÍDUO DE LABORATÓRIO

O concreto do resíduo L foi produzido no Laboratório de Concretagem do NUMATS, na COPPE/UFRJ. Para produção do concreto de origem, foi usada a seguinte composição: 894,5 kg/m<sup>3</sup> de brita 0 natural (até 9,5 mm), 815,2 kg/m<sup>3</sup> de areia natural, 353,0 kg/m<sup>3</sup> de cimento de alta resistência inicial (CPV-ARI), 3,5 kg/m<sup>3</sup> de superplastificante Glenium 51 e 211,4 kg/m<sup>3</sup> de água. A resistência à compressão foi planejada para atingir valor de aproximadamente 30 MPa aos 28 dias. Foi utilizado fator água/cimento de 0,6. O uso de brita 0 natural teve como objetivo a produção de agregados reciclados da classe brita 1 (de dimensão máxima 19 mm) com maior quantidade de argamassa aderida, uma vez que este estudo visa compreender melhor como a argamassa aderida está relacionada às propriedades dos ARCs correspondentes.

Todas as misturas do concreto de origem foram produzidas em misturador planetário e, após a mistura, o material foi colocado em moldes cilíndricos de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura. A desmoldagem dos corpos de prova foi realizada após 24 horas, seguida por cura em câmara úmida por 28 dias. Aos 28 dias, os corpos de prova foram posicionados horizontalmente em prensa mecânica (modelo WPM, com capacidade de 3000 kN) e levados à ruptura, de forma que fossem fragmentados até tamanho adequado para a realização da etapa de britagem. A escolha pela ruptura diametral teve como base apenas a otimização do processo de fragmentação, considerando que os corpos de prova são rompidos mais rapidamente na posição horizontal do que na posição vertical. O concreto de origem apresentou resistência à compressão média de 32,8 MPa e módulo de elasticidade de 22,3 GPa aos 28 dias. Para produção de uma quantidade de aproximadamente 7 toneladas de concreto, foi necessária a realização de 30 moldagens, resultando na produção de 600 corpos de prova. Algumas etapas de produção do resíduo L são apresentadas na Figura 2.2.

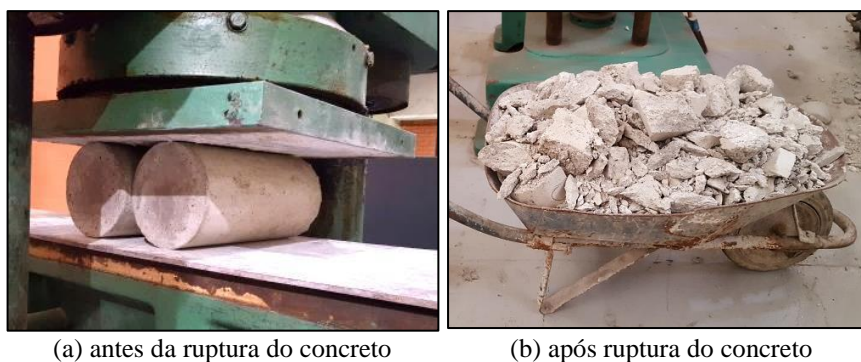


Figura 2.2 – Etapas da produção do resíduo L

### 2.2.3 DO RESÍDUO AO AGREGADO RECICLADO: OS PROCEDIMENTOS DE PROCESSAMENTO

Todos os resíduos de concreto foram submetidos às mesmas etapas de beneficiamento: britagem, peneiramento mecânico, homogeneização e secagem. Por fim, os materiais resultantes foram pesados.

#### a) Britagem

A britagem dos resíduos foi realizada no Laboratório do NUMATS, na COPPE/UFRJ. Nesta etapa, foi utilizado o britador de mandíbulas móvel, QUEIXADA 200, que quebra o material por esmagamento. O britador produz dois tamanhos de material, um fino e um grosso, porém esta separação não é feita com uma malha de peneira padronizada, de forma que esta divisão não separa os grãos em agregado miúdo e agregado graúdo corretamente, e deve ser vista como uma separação rudimentar. Para todos os materiais, a maior produção foi de material grosso. O processo de britagem está apresentado na Figura 2.3. Após as britagens, as frações, fina e grossa, de cada um dos resíduos foram armazenadas em *big bags* até a etapa de peneiramento.

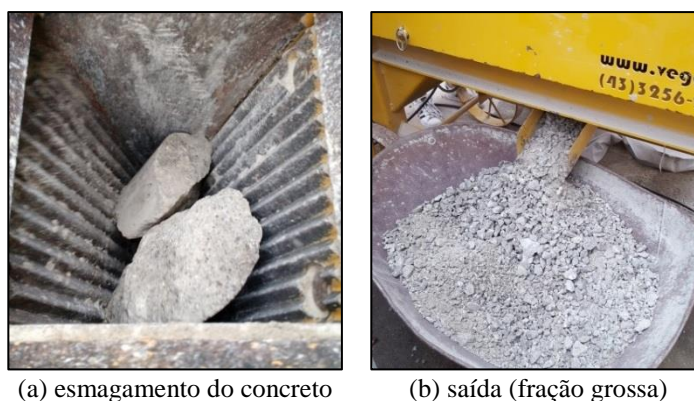


Figura 2.3 – Etapas da britagem dos resíduos

#### b) Peneiramento mecânico

Visando simular um processamento em escala industrial, foi utilizado um peneirador mecânico industrial no laboratório do CETEM/UFRJ, e o processo de peneiramento realizado se encontra na Figura 2.4. Foram utilizadas as peneiras de abertura de malha de 4,8 mm, 9,5 mm e 19 mm. O material entre as peneiras 4,8 mm e 9,5 mm foi classificado como Brita 0 (nomeado “B0”) e o material entre as peneiras 9,5 mm e 19 mm foi classificado como Brita 1 (nomeado “B1”). Essas classes foram escolhidas com base nos tamanhos de agregados naturais comercializados na cidade do Rio de Janeiro, visto que o objetivo do trabalho é comparar o comportamento dos agregados naturais

com o de ARCs nas mesmas frações granulométricas. Como esta pesquisa visa estudar agregados reciclados graúdos, apenas a fração grossa saída do britador foi peneirada por este sistema.

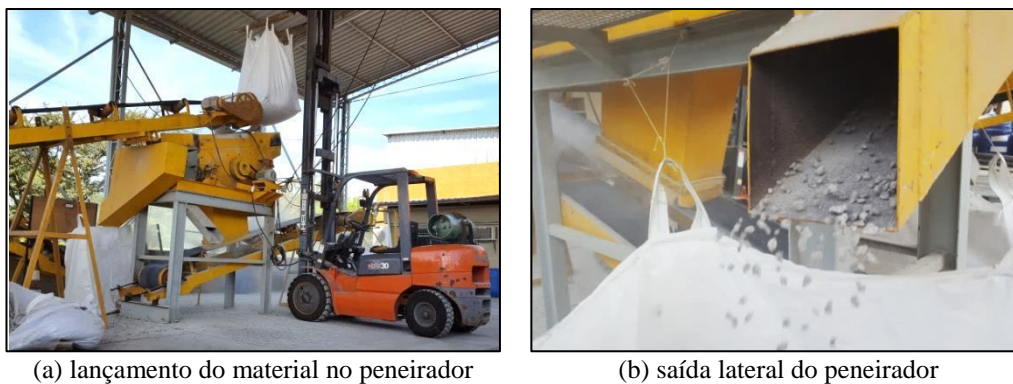


Figura 2.4 – Etapas do peneiramento mecânico industrial

### c) Pilha de homogeneização

Após o término do peneiramento, foi realizada a homogeneização do material. A homogeneização dos ARCs foi realizada através do método de pilha alongada (Figura 2.5) no Laboratório do NUMATS, na COPPE/UFRJ. Este procedimento tem como objetivo uniformizar grandes quantidades de material. O processo consiste em espalhar pequenas quantidades de material ao longo de uma pilha em camadas, em sentidos alternados, da direita para a esquerda e, em seguida, da esquerda para a direita, até que todo material tenha sido espalhado. Após a distribuição de todo o material em diversas camadas, o agregado depositado nas extremidades da pilha é recolhido e distribuído novamente da mesma forma ao longo da pilha. Devido à elevada quantidade de material, o processo foi realizado com uso de uma talha mecânica, de forma que fosse possível levantar a *big bag* e foi feito um furo no tecido na parte de embaixo. Com isso, os grãos foram despejados gradativamente ao longo da pilha conforme explicado.



Figura 2.5 – Homogeneização

#### d) Secagem

A secagem de todos os agregados foi realizada sob o sol, com espalhamento de finas camadas de material. Após a secagem, os agregados foram colocados em bombonas de plástico com tampa para armazenamento, para que não absorvessem umidade.

#### e) Pesagem

A presente pesquisa é uma parte de um grupo de estudos que está sendo desenvolvido no Laboratório NUMATS, na COPPE/UFRJ. O objetivo geral gira em torno do estudo de aplicações para todas as frações de materiais reciclados produzidos, ou seja, tem como objetivo viabilizar o uso integral dos materiais produzidos a partir do resíduo de concreto, sejam materiais na forma de brita 1 e brita 0, como também a areia e os finos.

Neste contexto, os materiais maiores que 19 mm e menores que 4,8 mm, saídos da etapa de peneiramento mecânico (que não serão utilizados neste trabalho), junto com a fração fina saída do britador (também não utilizada neste trabalho), foram peneirados em outras malhas no próprio laboratório por outros alunos do mesmo grupo de pesquisa. Por fim, foi realizada a pesagem final dos materiais gerados e foi realizado um levantamento das quantidades de cada classe granulométrica de cada um dos resíduos depois de finalizada a etapa de beneficiamento.

O único resíduo que apresenta massa inicial conhecida é o resíduo L, visto que os corpos de prova de concreto produzidos em laboratório foram pesados antes da ruptura. Os demais resíduos foram obtidos em volume aproximado. Desta forma, foi determinada a porcentagem de perdas do processo para o resíduo L, e como as condições de beneficiamento foram iguais para todos os resíduos, foram consideradas as mesmas perdas para os três resíduos, de forma a permitir o cálculo das proporções finais destes também.

#### 2.2.4 AGREGADOS GRAÚDOS: NATURAIS E RECICLADOS

Como agregado graúdo natural, foram utilizados dois tipos de tamanho: Brita 0 (tamanho de grãos de 4,75 mm a 9,5 mm) e Brita 1 (tamanho de grãos de 9,5 mm a 19 mm). As britas de origem natural são de rocha do tipo granito, proveniente da Pedreira BritaBrás, no Rio de Janeiro. Como explicado anteriormente, os agregados reciclados apresentam três diferentes fontes de origem, com dois tipos de tamanho para cada fonte, totalizando em seis agregados graúdos reciclados. As nomenclaturas adotadas para os

oito diferentes agregados grãos foram expostas na Tabela 2.2 e amostras dos agregados grãos são apresentadas na Figura 2.6.

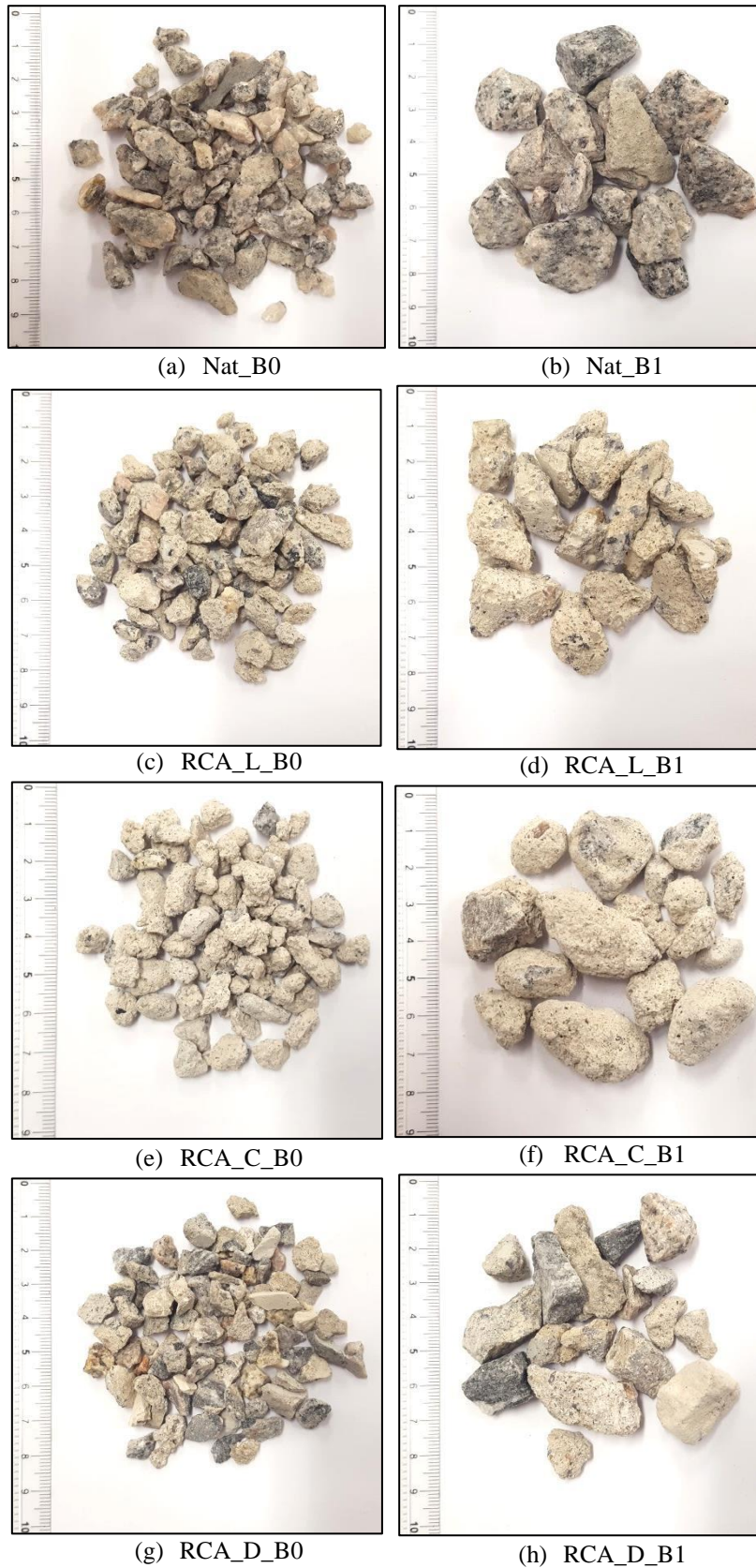


Figura 2.6 – Amostras dos agregados grãos

Tabela 2.2 – Nomenclatura adotada dos agregados graúdos

<b>Origem do resíduo</b>	<b>Tamanho dos grãos</b>	<b>Nomenclatura adotada</b>
Natural (granito)	Brita 0	Nat_B0
	Brita 1	Nat_B1
L (produzido em laboratório)	Brita 0	RCA_L_B0
	Brita 1	RCA_L_B1
C (usina de concreto)	Brita 0	RCA_C_B0
	Brita 1	RCA_C_B1
D (demolição)	Brita 0	RCA_D_B0
	Brita 1	RCA_D_B1

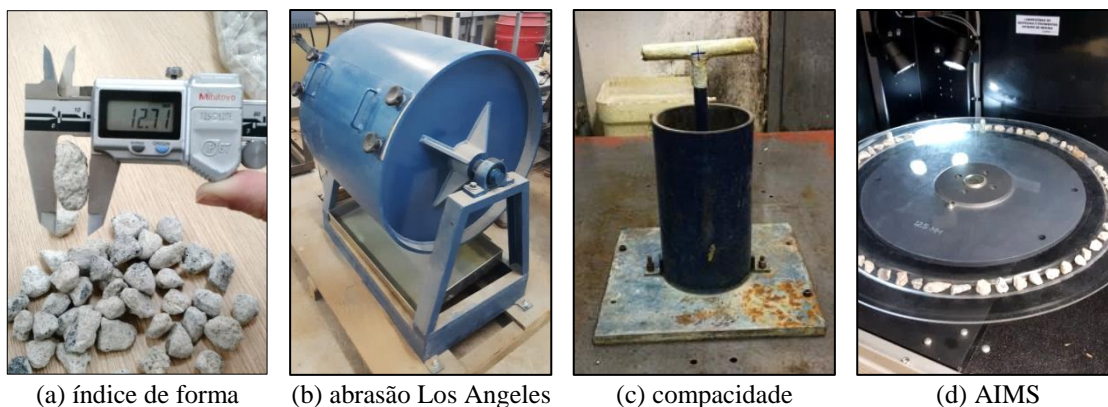
### 2.2.5 MÉTODOS DE ENSAIO DOS AGREGADOS

Com o objetivo de determinar a qualidade dos ARCs graúdos produzidos e dos agregados naturais, foram realizados os ensaios apresentados na Tabela 2.3 e alguns são ilustrados na Figura 2.7. Sempre que possível, foram utilizados ensaios normalizados. Na maioria, os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, e os demais locais são evidenciados.

Tabela 2.3 – Métodos de ensaio dos agregados graúdos

<b>Ensaio</b>	<b>Norma/Método</b>
Distribuição de tamanho das partículas <sup>(1)</sup>	NBR NM 248 (2003)
Massa específica e Absorção total de 24h	NBR NM 53 (2009)
Índice de forma	NBR 7809 (2006)
Abrasão Los Angeles <sup>(1)</sup>	NBR NM 51(2001)
Compacidade	DE LARRARD (1999)
Análise de imagem por MEV <sup>(2)</sup>	-
Forma, angularidade e textura por AIMS <sup>(3)</sup>	-
Absorção de água no tempo	Adaptado da NBR NM 53 (2009)
Teor de argamassa aderida	Método de choque térmico adaptado
Parâmetros “p” e “q”	DE LARRARD (1999)

<sup>(1)</sup> Laboratório de Tecnologia Mineral da COPPE/UFRJ; <sup>(2)</sup> Laboratório do CETEM/UFRJ; <sup>(3)</sup> Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ



(a) índice de forma (b) abrasão Los Angeles (c) compactidade (d) AIMS

Figura 2.7 – Alguns métodos de ensaio dos agregados graúdos

A caracterização específica para ARCs foi proposta usando dois métodos não convencionais:

- *Absorção de água no tempo*: com base no método de ensaio para determinação da absorção total de 24 horas, NBR NM 53 (2009), foi feita uma adaptação ao ensaio para determinação de uma curva de absorção de água no tempo para cada material. Para este ensaio, as amostras foram utilizadas na mesma condição em que foram usadas ao longo do desenvolvimento deste trabalho, ou seja, secas ao sol. As amostras foram colocadas submersas em água à temperatura ambiente por períodos variáveis: 2, 5, 10, 30 e 60 minutos. Ao retirar cada amostra da água, foi feita uma secagem superficial com um pano absorvente para retirada de toda água visível e foi feita a pesagem do agregado. A absorção é calculada pela diferença entre o valor de massa inicial e final.

- *Teor de argamassa aderida*: com objetivo de quantificar o teor dessa argamassa aderida, foi realizado um ensaio através de método de choque térmico (Figura 2.8) para todos os agregados reciclados de concreto deste trabalho. O procedimento foi definido com base nos métodos realizados por PANDURANGAN *et al.* (2016). Inicialmente, uma amostra de 150 g foi seca em estufa à temperatura de  $60^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  até constância de massa, e pesada. A amostra foi colocada em uma água à temperatura de  $5^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  por 10 minutos e, em seguida, colocada diretamente em forno a  $600^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  por duas horas. Depois de tirar do forno, o material foi colocado novamente em água à temperatura de  $5^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  por 10 minutos. Logo após, a amostra foi friccionada em um pano, de forma que a argamassa esfrelasse e soltasse do grão natural. A



amostra foi peneirada em malha de abertura 1,7 e lavada, para garantir que toda a argamassa fosse retirada. Por fim, a amostra final foi seca em estufa à temperatura de  $60^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  até constância de massa, e pesada. O teor de argamassa aderida é a porcentagem obtida através da diferença entre a massa inicial e a massa final seca da amostra.



Figura 2.8 - Ensaio de teor argamassa aderida

Ainda, um método alternativo de análise foi realizado para todos os agregados graúdos:

- *Parâmetros “p” e “q”*: calibração de dois parâmetros relacionados com a resistência à compressão, com base nos procedimentos sugeridos por DE LARRARD (1999), com a utilização da ferramenta computacional *Betonlab Pro 3*. O parâmetro “p” está relacionado com a interface pasta-agregado, enquanto o parâmetro “q” está relacionado com a resistência intrínseca do agregado. Esta calibração leva em consideração os grãos de maior dimensão da mistura, portanto foi realizada a produção de: concretos com agregados de dimensão máxima 9,5 mm para calibrar Britas 0; e concretos com agregados de dimensão máxima 19 mm para calibrar Britas 1. Foram produzidas duas misturas para a calibração de cada agregado, uma com baixa resistência à compressão (Traço Pobre – TP) e outra de alta resistência (Traço Rico – TR). Os concretos foram ensaiados à compressão aos 1, 3, 7 e 28 dias de cura, segundo a NBR 5739 (2007). Foram utilizados corpos de prova cilíndricos de 75 mm de diâmetro e 150 mm de altura. Com os dados dos traços e da evolução de resistência à compressão de TP e TR de cada agregado, as informações foram inseridas no programa e os parâmetros “p” e “q” de cada agregado foram determinados.

## 2.3 RESULTADOS E ANÁLISES

### 2.3.1 QUANTIDADE DE MATERIAL RECICLADO PRODUZIDO DE CADA FONTE DE ORIGEM

O conhecimento da composição de material produzido ao final do processamento, ou seja, a proporção de agregados reciclados produzidos é uma informação fundamental para melhor compreensão da realidade em torno do uso de ARCs, permitindo que se busquem melhores alternativas para a aplicação de cada fração granulométrica. Para destacar a escala semi-industrial da análise proposta, vale mencionar que foram processadas cerca de 20 toneladas de resíduos: 6756 kg do resíduo L, 6276 kg do resíduo C e 6610 kg do resíduo D. Na Figura 2.9, a porcentagem obtida de material reciclado produzido neste estudo para cada classe é ilustrada, sendo as classes: maior que 19 mm; brita 1 (9,5 a 19 mm); brita 0 (4,8 a 9,5 mm); areia (0,150 a 4,8 mm); e finos (menor que 0,150 mm).

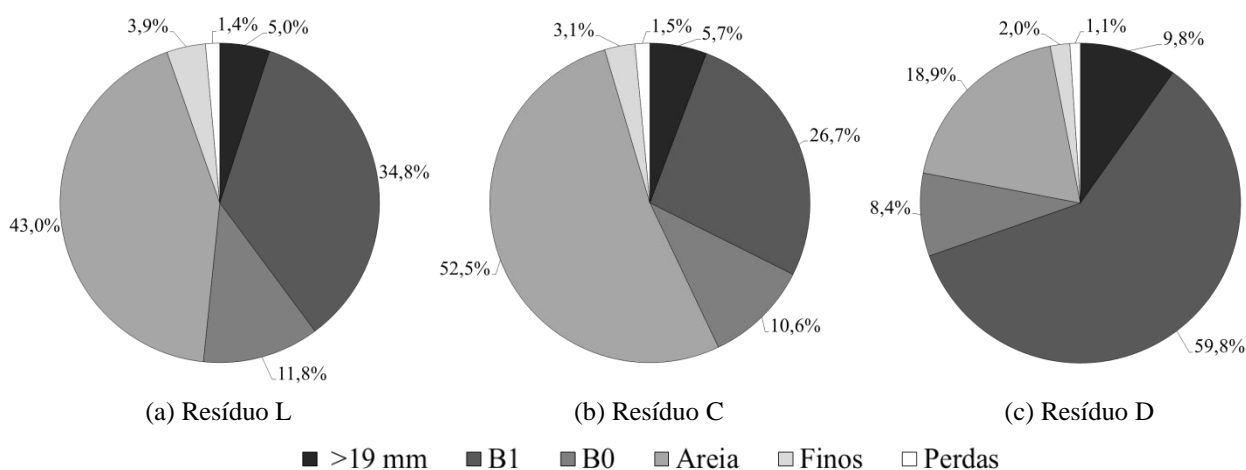


Figura 2.9 – Proporções de cada classe granulométrica para os três resíduos

A partir dos resultados apresentados, pode-se observar que a quantidade total da fração graúda (brita 1 + brita 0) foi maior para o resíduo D (68,2%), seguido pelo resíduo L (46,6%) e, em seguida, o resíduo C com uma porcentagem de fração graúda igual a 37,2%. Em seguida, ainda observando os resultados obtidos na fração graúda (brita 1 + brita 0), observou-se que, como a abertura das mandíbulas do britador foi ajustada para obter um diâmetro nominal máximo de 19 mm, a porcentagem relativa de agregados classe B1 foi maior para todos os resíduos estudados (85 %, 75% e 70% para as fontes D, L e C, respectivamente). Este resultado é confirmado pela observação dos três resíduos iniciais apresentados na Figura 2.1, na qual pedaços de maior dimensão são

predominantes para o resíduo D. A diferença nos percentuais está relacionada com as diferentes fontes de concreto reciclado utilizadas neste estudo. Dependendo da composição e da qualidade do concreto de origem, a quantidade produzida de frações graúdas e miúdas muda mesmo ao manter constante o procedimento de processamento. Os gráficos da Figura 2.9 enfatizam claramente esse comportamento.

Outra descoberta que se destaca é a maior quantidade da classe de areia reciclada que é produzida a partir do resíduo C (52,5%), seguida do resíduo L (43,0%) e, então, da fonte de resíduos D com apenas 18,9% de agregados miúdos gerados. Também neste caso, esta evidência é suportada pelo mostrado na Figura 2.1, na qual é visível que a presença de pequenas partículas é predominante na fonte de resíduo C. A maior quantidade de material fino presente no resíduo C se da, principalmente, devido à sua composição, uma vez que este material é obtido a partir de restos de concreto de caminhões-betoneira.

A porcentagem de finos reciclados (ou seja, o pó, com diâmetro menor que 0,150 mm) presente na quantidade total de material produzido atingiu 3,9%, 3,1% e 2,0% para os resíduos L, C e D, respectivamente. Se apenas a fração fina (considerando diâmetro menor que 4,75 mm, ou seja, areia + finos) é levada em conta, as porcentagens relativas de pó são as seguintes: 8,3%, 5,6% e 9,5% para resíduos L, C e D, respectivamente.

No contexto geral, as perdas do processo podem ser consideradas pequenas para um processamento em escala industrial. A quantidade total de material perdida durante o procedimento de processamento foi, em todos os casos, uma quantidade de pó inferior a 2%, com as maiores perdas sendo observadas para o resíduo C. Foi observado que as perdas estão relacionadas em sua maioria ao transporte e ao peneiramento e, ainda, no peneiramento, foi observado que as perdas ocorriam por materiais mais finos que ficavam suspensos no ar e depois se depositavam no chão.

Vale ressaltar que, considerando as três fontes de origem, o resíduo D, apresentando o maior percentual de partículas graúdas, é o resíduo mais representativo da indústria da construção civil. Finalmente, é possível concluir que, ao se manter constante o procedimento de processamento para transformação de resíduos de concreto em agregados reciclados, a quantidade produzida para cada classe depende, principalmente, da fonte de origem e do tamanho das partículas do resíduo. Essa conclusão enfatiza a

importância de uma caracterização fundamental para cada classe obtida, a fim de promover uma adequada reutilização integral dessas matérias-primas secundárias.

### 2.3.2 PROPRIEDADES DOS ARCS E PARÂMETROS DE CONTROLE DE QUALIDADE

As curvas granulométricas dos agregados são apresentadas na Figura 2.10. Em relação à classe B1, Nat\_B1 é comparativamente maior que as britas recicladas, apesar de se encontrar na mesma variação de 9,5 a 19 mm que as demais. As recicladas apresentam uma distribuição de grãos muito similar, com apenas uma variação na quantidade de finos, que é menor para a RCA\_L\_B1 e maior para a RCA\_C\_B1. Numericamente, RCA\_L\_B1 apresenta a maior porcentagem de partículas com um diâmetro nominal que varia de 9,5 mm a 19 mm (cerca de 80%), enquanto que para ambos RCA\_C\_B1 e RCA\_D\_B1 este valor não excede 75%.

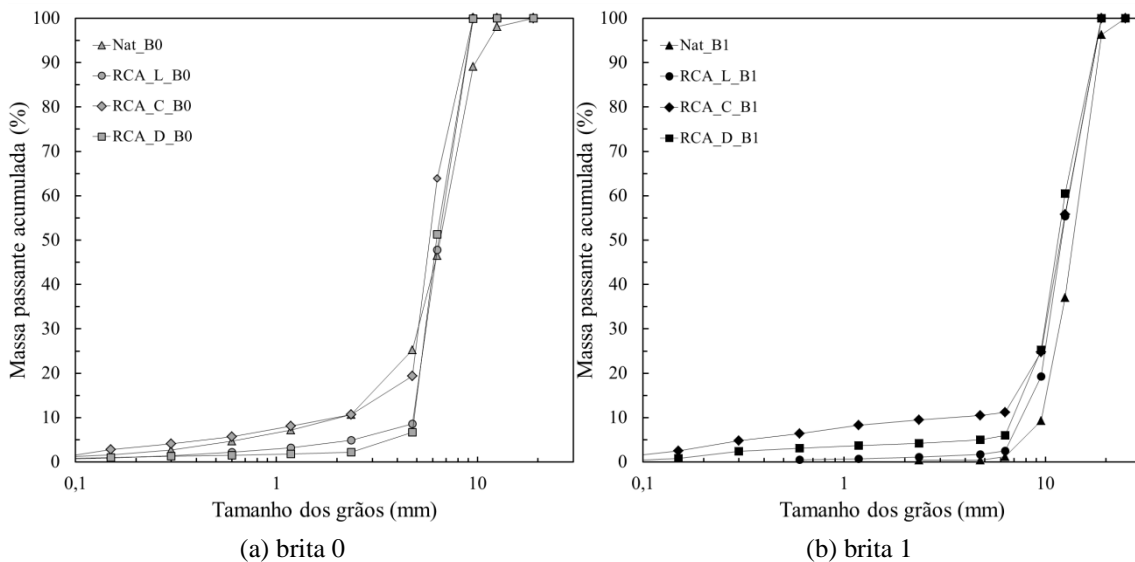


Figura 2.10 – Granulometria dos agregados graúdos

Numa análise geral da classe B0, as quatro curvas granulométricas são semelhantes, a que mais se diferencia é a Nat\_B0, por apresentar uma melhor distribuição de grãos. Dentre as recicladas, RCA\_L\_B0 e RCA\_D\_B0 se mostraram extremamente similares em relação à distribuição de grãos, com curvas praticamente iguais. RCA\_C\_B0 se aproxima da distribuição das outras recicladas, porém apresenta maior quantidade de finos em sua composição. A porcentagem de partículas com um diâmetro variando entre 4,75 mm e 9,5 mm é 80% para RCA\_C\_B0 e 95% tanto para RCA\_L\_B0 quanto para RCA\_D\_B0.

O fato de uma determinada quantidade de partículas apresentar um diâmetro nominal menor que o projetado (ou seja, 9,5 mm e 4,75 mm no caso de B1 e B0, respectivamente) pode ser devido a operações de transporte, manuseio e, principalmente, devido ao peneiramento para o ensaio de granulometria. Isto ocorre porque o atrito entre as partículas promove a quebra das angularidades das partículas, gerando mais areia e agregados grosseiros de menor diâmetro nominal. É evidente a partir dos resultados obtidos que isso aconteceu de forma mais pronunciada para os ARCs provenientes da fonte de resíduo C. Esta evidência será posteriormente melhor discutida com base nos resultados obtidos para desgaste por abrasão, teor de argamassa aderida e absorção de água.

Os resultados de massa específica, absorção total, teor de argamassa aderida, índice de forma e desgaste por abrasão são mostrados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Propriedades dos agregados graúdos

	<b>Massa específica (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Absorção total (%)</b>	<b>Teor de argamassa aderida (%)</b>	<b>Índice de forma</b>	<b>Desgaste por abrasão (%)</b>
<b>Nat_B0</b>	2662	1,5	-	3,1	39,5%
<b>Nat_B1</b>	2636	1,3	-	2,7	36,1%
<b>RCA_L_B0</b>	2178	7,3	44,3	2,2	41,2%
<b>RCA_L_B1</b>	2105	8,2	64,8	2,1	46,7%
<b>RCA_C_B0</b>	1993	11,4	61,4	1,9	63,5%
<b>RCA_C_B1</b>	2242	6,7	35,2	1,9	58,5%
<b>RCA_D_B0</b>	2168	7,6	46,2	2,3	41,5%
<b>RCA_D_B1</b>	2255	6,1	35,1	2,3	46,3%

De forma geral, é possível verificar que a massa específica é menor para os agregados reciclados em comparação aos agregados naturais, conforme esperado. As britas naturais apresentam valores similares, sendo para Nat\_B0 igual a 2662 kg/m<sup>3</sup> e para Nat\_B1 de 2636 kg/m<sup>3</sup>. Dentre as britas recicladas da classe B0, a que apresenta menor valor é a RCA\_C\_B0 (1993 kg/m<sup>3</sup>), enquanto a RCA\_L\_B0 e a RCA\_D\_B0 apresentam valores muito similares (2178 kg/m<sup>3</sup> e 2168 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente). Dentre as britas recicladas da classe B1, os valores de massa específica não diferem tanto para RCA\_C\_B1 (2242 kg/m<sup>3</sup>) e RCA\_D\_B1 (2255 kg/m<sup>3</sup>), sendo RCA\_L\_B1 (2105 kg/m<sup>3</sup>) a menor de todas. Portanto, dentro de cada fonte de resíduo, houve uma contradição,

enquanto para os resíduos C e D a classe B1 tem maior massa específica que as britas da classe B0 respectivas, para o resíduo L isso não ocorreu. Acredita-se que este fato tem relação com a composição de cada material, ou seja, com o teor de argamassa aderida.

Para a absorção total, os agregados naturais apresentam valores muito baixos (Nat\_B0 com 1,5% e Nat\_B1 com 1,3%), o que normalmente é ignorado nos cálculos de concretos estruturais. Já os ARCs apresentam valores de absorção bem elevados, como era esperado, variando de 6,1% a 11,4%. Dentre as britas recicladas da classe B0, RCA\_C\_B0 se destaca por ter uma absorção (11,4%) muito maior que as outras duas, RCA\_L\_B0 (7,3%) e RCA\_D\_B0 (7,6%), que inclusive apresentaram valores muito próximos. É possível reparar que a relação da absorção com a massa específica é inversamente proporcional, visto que o material com maior absorção, RCA\_C\_B0, é o mesmo material que tem a menor massa específica. Dentre as britas recicladas da classe B1, é verificada a mesma relação com a massa específica, em que a RCA\_L\_B1 apresenta a maior absorção (8,2%) e a menor massa específica, enquanto as outras britas apresentam valores similares de absorção (RCA\_C\_B1 com 6,7% e RCA\_D\_B1 com 6,1%). Dentro de cada fonte de resíduo, seguindo o comportamento da massa específica, o material RCA\_L foi o único que apresentou maior absorção para classe B1, enquanto os outros tiveram maior absorção para a fração brita 0.

O teor de argamassa aderida obtido pelo método do choque térmico permite uma maior compreensão dos dados obtidos para massa específica e absorção total, visto que essas propriedades são modificadas de acordo com a quantidade e qualidade de argamassa que existe na composição dos grãos reciclados. Os agregados reciclados apresentaram valores de 35,1% a 64,8% de teor de argamassa aderida, sendo o material com menor quantidade o RCA\_D\_B1 e o material com maior o RCA\_L\_B1. Comparando as britas recicladas da classe B0, RCA\_C\_B0 apresenta o maior valor (61,4%) e as outras duas, RCA\_L\_B0 (44,3%) e RCA\_D\_B0 (46,2%), apresentam valores similares, e o mesmo foi observado para absorção total e massa específica. Comparando as britas recicladas da classe B1, RCA\_L\_B1 se destaca com uma absorção bem maior de 64,8%, enquanto RCA\_C\_B1 (35,2%) e RCA\_D\_B1 (35,1%) são similares e os menores valores dentre todos os materiais. Dentro de cada fonte, seguindo o esperado, o resíduo L foi o único que apresentou mais argamassa aderida para a fração brita 1 do que para a brita 0, sendo o contrário para os resíduos C e D. Isto é explicado pela escolha de se produzir o resíduo de concreto L com agregados naturais de dimensão máxima 9,5 mm, de forma

que os agregados reciclados de tamanho B1 produzidos a partir desde resíduo apresentaram maior quantidade de argamassa aderida aos seus grãos. No contexto, o resíduo que produziu melhores materiais foi o D, visto que tanto para classe B1 como para a classe B0 não existe tanta argamassa aderida aos grãos como ocorreu para os resíduos L e C.

Após a observação da relação entre estas propriedades, foram gerados os gráficos de Massa específica  $\times$  Absorção total (Figura 2.11), e Massa específica  $\times$  Teor de argamassa aderida e Absorção total  $\times$  Teor de argamassa aderida (Figura 2.12).

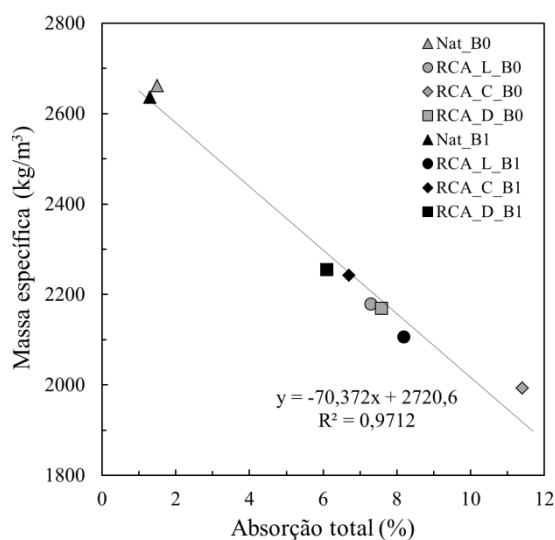
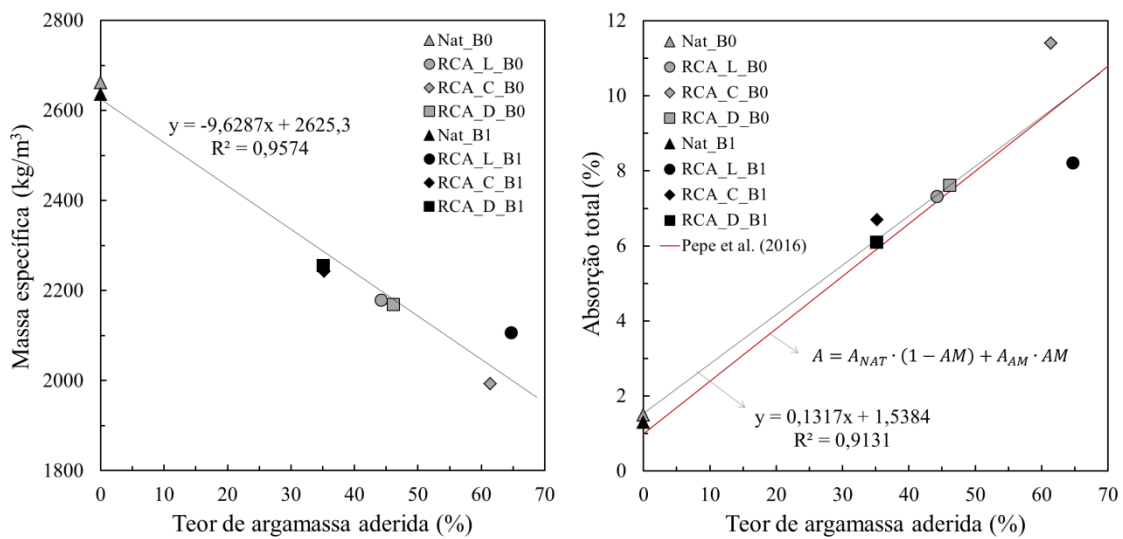


Figura 2.11 – Massa específica  $\times$  Absorção total

O gráfico da Figura 2.11 confirma a forte relação entre a massa específica e a absorção total, sendo possível identificar uma tendência linear no gráfico, em que a absorção do material aumenta diretamente com a diminuição da massa específica. Este gráfico mostra como esta relação independe do diâmetro máximo do agregado, visto que foram consideradas tanto frações de brita 0 como de brita 1, e independe da fonte de origem do resíduo, visto que foram consideradas três fontes diferentes. Além disso, é possível reparar que até as britas naturais se encaixam no comportamento, com uma massa específica bem maior e uma absorção total bem menor.

A Figura 2.12 confirma a relação entre o teor de argamassa aderida e estas duas propriedades do agregado graúdo. Ou seja, com o aumento do teor de argamassa aderida, a massa específica do material diminui e a absorção total aumenta. Neste caso, também vale ressaltar que este comportamento independe do diâmetro máximo do agregado e da origem do resíduo. As britas naturais não apresentam argamassa aderida,

e ainda assim, seguem as tendências dos gráficos, apresentando o valor esperado de massa específica e absorção total para o caso de argamassa aderida igual a zero.



(a) Massa específica x Teor de argamassa aderida (b) Absorção total x Teor de argamassa aderida

Figura 2.12 – Influência do teor de argamassa aderida nas propriedades dos agregados

Esses resultados confirmam que, para a compreensão fundamental das propriedades dos agregados acima mencionadas (massa específica e absorção total), se torna evidente a necessidade da caracterização dos ARCs em relação ao teor de argamassa aderida. Os resultados obtidos neste estudo podem ser representados pela Equação (2.1), conforme apresentado na Figura 2.12b, proposta na literatura por PEPE *et al.* (2016):

$$A = A_{NAT} \cdot (1 - AM) + A_{AM} \cdot AM \quad (2.1)$$

Onde:

$A$ : absorção total

$AM$ : teor de argamassa aderida (*Attached Mortar*)

$A_{NAT}$ : porosidade da fase de agregado natural no ARC (igual a 1%)

$A_{AM}$ : porosidade da fase de argamassa aderida no ARC (igual a 15%)

As correlações da Figura 2.12 demonstram que a avaliação do teor de argamassa aderida permitiu uma interpretação fundamental das principais propriedades dos ARCs, independentemente da fonte de origem e da classe granulométrica. Portanto, como o teor de argamassa aderida define os valores da massa específica e de capacidade de absorção de água dos ARCs graúdos, uma clara relação pode ser identificada entre esses dois parâmetros, ilustrada na Figura 2.13. Na literatura, uma relação empírica foi



proposta por SILVA *et al.* (2014) para descrever essa tendência. No entanto, como essas duas propriedades estão fisicamente correlacionadas, uma abordagem com base física é proposta para sua identificação neste presente estudo.

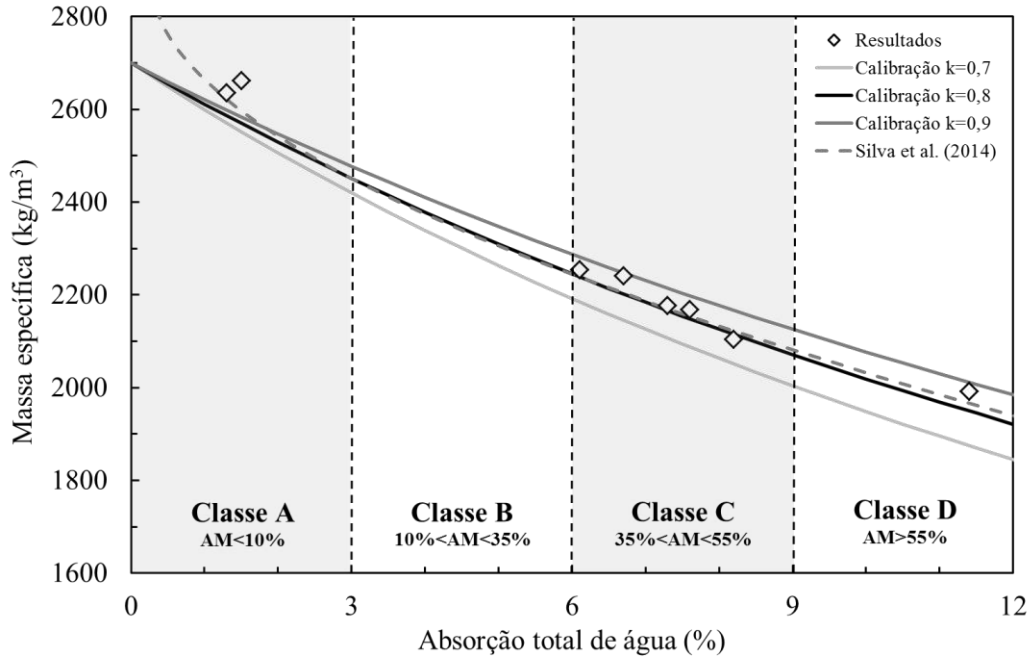


Figura 2.13 – Classificação generalizada proposta para ARCs graúdos

Ao assumir que a densidade seca ao forno do material é uma função da porosidade total de partículas e da densidade específica do material constituinte, podemos escrever a Equação (2.2), isolando o termo da porosidade da seguinte forma:

$$\gamma_{seco} = (1 - p) \cdot \gamma_m \rightarrow p = 1 - \frac{\gamma_{seco}}{\gamma_m} \quad (2.2)$$

Onde:

$\gamma_{seco}$ : densidade seca em estufa do material

$\gamma_m$ : densidade específica do material

$p$ : porosidade total de partículas

Adicionalmente, assumindo que a porosidade aberta acessível pela água em 24 h é igual a um parâmetro “k” multiplicado a porosidade total, então a capacidade de absorção de água pode ser definida conforme a Equação (2.3):

$$A = \frac{p_{aberta} \cdot \gamma_{\acute{a}gua}}{\gamma_{seco}} = \frac{k \cdot p \cdot \gamma_{\acute{a}gua}}{\gamma_{seco}} \quad (2.3)$$

Onde:

$A$ : absorção do material (24 h)

$p_{aberta}$ : porosidade aberta (acessível pela água em 24 h)

$\gamma_{água}$ : densidade da água

$k$ : parâmetro relacionado à quantidade de porosidade aberta do material

Em seguida, substituindo a Equação (2.2) na Equação (2.3), a expressão da Equação (2.4) pode ser obtida:

$$\gamma_{seco} = \gamma_m \cdot \frac{1}{1 + \frac{A}{k} \cdot \frac{\gamma_m}{\gamma_{água}}} \quad (2.4)$$

O parâmetro “k” representa a quantidade de porosidade aberta dos agregados graúdos (ou seja, a porosidade acessível pela água durante o ensaio de absorção de água). O valor do parâmetro “k” foi calibrado para variar entre 0,9 e 0,7, conforme está apresentado na Figura 2.13.

Se baseando na Equação (2.4) em combinação com a relação proposta na Figura 2.12b, é proposta uma classificação generalizada de ARCs graúdos (Tabela 2.5):

Tabela 2.5 – Classificação generalizada proposta para ARCs graúdos

<b>Classe</b>	<b>Classificação generalizada proposta</b>
Classe A	ARCs graúdos caracterizados por valores de absorção variando entre 0% e 3% apresentam teor de argamassa aderida inferior a 10% (obviamente, esta classe inclui também agregados naturais)
Classe B	ARCs graúdos caracterizados por valores de absorção variando entre 3% e 6% apresentam teor de argamassa aderida entre 10% e 35%
Classe C	ARCs graúdos caracterizados por valores de absorção variando entre 6% e 9% apresentam teor de argamassa aderida entre 35% e 55%
Classe D	ARCs graúdos caracterizados por valores de absorção acima de 9% apresentam teor de argamassa aderida acima de 55%

A classificação apresentada acima pode ser identificada como um gráfico de “controle de qualidade” que permite determinar, com parâmetros convencionais, a quantidade de argamassa aderida de ARCs graúdos independentemente de sua fonte de origem.

Continuando a análise das propriedades da Tabela 2.4, o índice de forma é calculado através da relação entre o maior comprimento de grão e sua espessura, portanto quanto maior o valor do índice de forma mais angular é o material, e quanto menor este valor

mais arredondado é o material. A forma dos agregados geralmente está relacionada a diversos fatores, como a origem do material, a resistência do grão, o processo de britagem, dentre outros. Como é possível observar nos resultados, o material que apresenta maior índice de forma é Nat\_B0 com 3,1, portanto este é o material mais angular e, em seguida, Nat\_B1 com 2,7, o que mostra que os materiais mais angulares são as duas britas naturais, o que deve estar relacionado ao processo de britagem nas pedreiras. Dentre os ARCs, verifica-se que para todos foram obtidos os mesmos valores de índice de forma pra suas duas frações (B1 e B0), porém não iguais entre as diferentes fontes, confirmando que a origem do material influencia nesta propriedade (visto que todos passaram pelo mesmo processo de beneficiamento). As britas provenientes do resíduo L apresentaram respectivamente para B0 e B1 os valores 2,2 e 2,1, e as britas do resíduo D apresentaram 2,3 para B0 e B1, mostrando que todos estes materiais apresentam formas similares, sendo os agregados do resíduo L levemente mais arredondados que os do resíduo D. Por fim, RCA\_C\_B0 e RCA\_C\_B1 tiveram valores iguais (1,9) e menores que todos os outros agregados, de forma que este material é o mais arredondado. Estas observações são confirmações do que se pode ver nas amostras apresentadas na Figura 2.6, na qual claramente os materiais provenientes do resíduo C são mais arredondados.

A resistência à abrasão é a resistência ao desgaste superficial dos grãos do agregado quando é submetido ao atrito, medindo, portanto, a capacidade do agregado de se quebrar quando manuseado. Em relação os valores de desgaste por abrasão dos agregados obtidos no ensaio de abrasão Los Angeles, os menores valores são referentes aos materiais naturais, sendo a Nat\_B0 com 39,5% e a Nat\_B1 com 36,1% de desgaste por abrasão, conforme esperado, visto que são materiais mais resistentes por não apresentarem argamassa em sua composição. Para os reciclados, os materiais provenientes dos resíduos L e D apresentaram comportamento similar para as duas frações, obtendo os valores de 41,2% para RCA\_L\_B0 e 41,5% para RCA\_D\_B0, e os valores de 46,7% para RCA\_L\_B1 e 46,3% para RCA\_D\_B1. Os materiais provenientes do resíduo C se destacam por apresentar os maiores valores de desgaste, RCA\_C\_B0 com 63,5% e RCA\_C\_B1 com 58,5%, o que significa que estes dois agregados tem menor capacidade de resistência à abrasão que os demais materiais deste estudo. Esse resultado comprova o esperado pelas curvas de granulometria, em que os materiais RCA\_C\_B0 e RCA\_C\_B1 apresentam maior quantidade de finos, mesmo

tendo passado pelo menos processo de peneiramento que os demais ARCs, o que é explicado por seu maior desgaste no manuseio. Ainda, é observado que entre as frações de um mesmo material, os agregados dos resíduos L e D têm a mesma tendência, com maior desgaste para as maiores frações (B1), quando para os agregados do resíduo C, o que tem maior desgaste é a menor fração (B0).

Assim, analisando os resultados obtidos, pode-se observar uma tendência geral: ao aumentar o teor de argamassa aderida, o desgaste por abrasão é mais pronunciado. No entanto, uma maior perda por abrasão para a classe B1 é registrada para o ARC derivado do resíduo C em comparação com o ARC obtido a partir do resíduo L, embora este último apresente quase o dobro de teor de argamassa aderida do que primeiro. Isso indica que o desgaste por abrasão é regido tanto pela quantidade de argamassa aderida como pela qualidade dessa argamassa. Portanto, depende fortemente da característica da fonte de resíduo. Para confirmar a tendência acima mencionada, é feita uma análise abrangente (Figura 2.14), plotando os resultados obtidos neste estudo com resultados disponíveis na literatura (DE JUAN & GUTIÉRREZ, 2009).

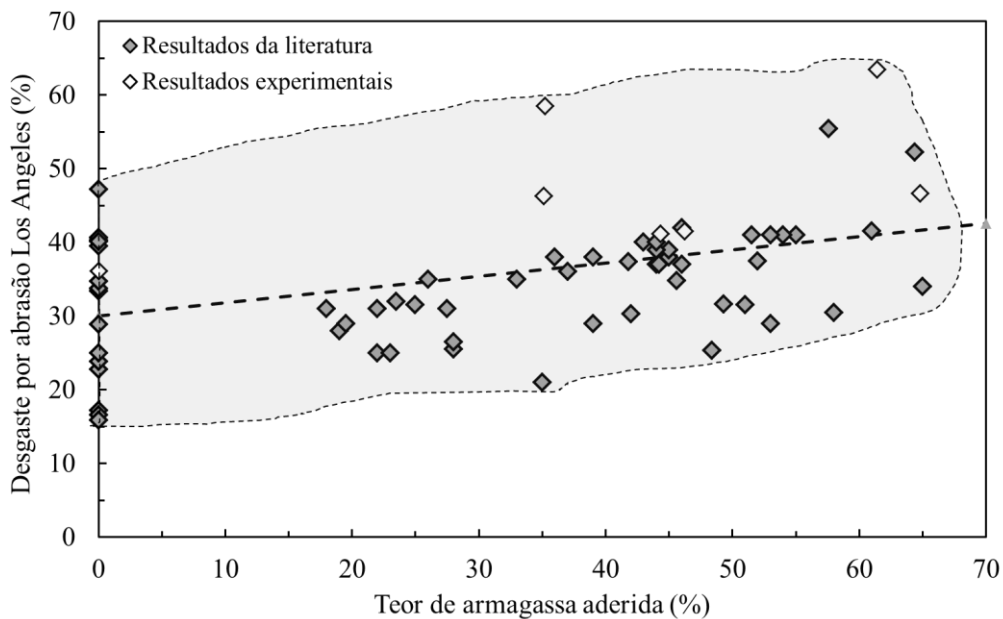


Figura 2.14 – Desgaste por abrasão Los Angeles de ARCs graúdos

Vale ressaltar que o desgaste por abrasão Los Angeles para agregados naturais é uma função da mineralogia da rocha original e, conseqüentemente, é observada uma alta variabilidade em seu valor. A mesma magnitude de dispersão é observada para os ARCs graúdos contendo diferentes quantidades de argamassa aderida. Isto confirma a alta

dependência da perda por abrasão Los Angeles em relação à qualidade da argamassa aderida (ou seja, dependendo da característica da fonte de resíduo). Por essas razões, uma equação generalizada não pode ser proposta, pois a qualidade da argamassa aderida é desconhecida.

O comportamento de absorção de água no tempo dos ARCs é apresentado na Figura 2.15. É possível observar que a velocidade de absorção destes materiais é extremamente alta, visto que todos os materiais apresentam uma elevada absorção nos primeiros 2 minutos. Os resultados obtidos mostram que as partículas com maior quantidade de argamassa aderida tendem a apresentar alta taxa inicial de absorção de água. No entanto, um valor mais alto é obtido para brita 1 proveniente do resíduo C (RCA\_C\_B1) do que para brita 1 proveniente do resíduo L (RCA\_L\_B1), embora este último apresente uma quantidade significativamente maior de argamassa aderida. Isso significa que, como observado para os resultados de abrasão de Los Angeles, a “qualidade” da argamassa aderida original desempenha um papel fundamental na determinação da absorção de água na evolução do tempo.

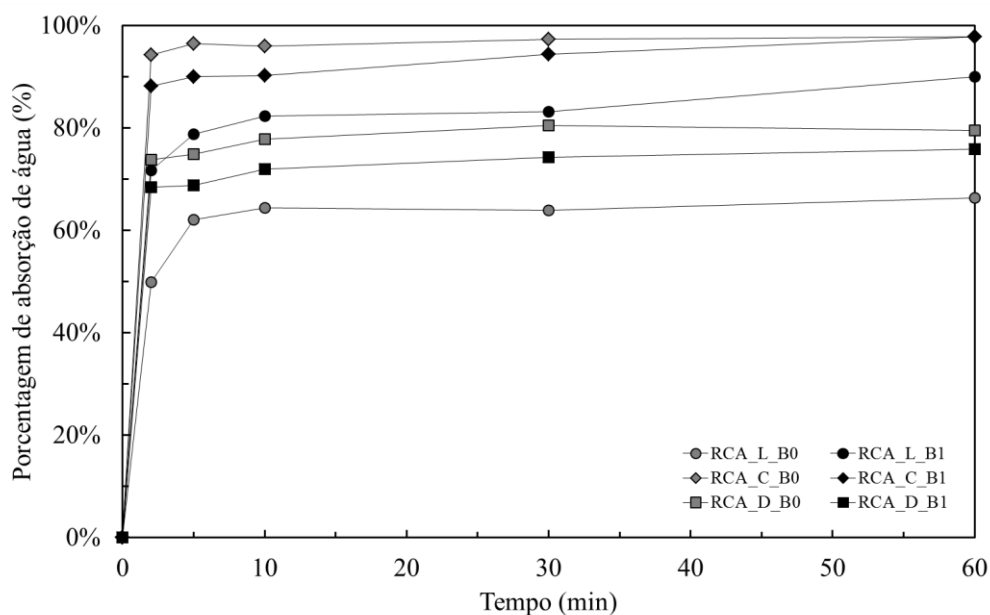


Figura 2.15 – Absorção de água no tempo para os ARCs

A Figura 2.16 apresenta as imagens obtidas para os agregados graúdos analisados neste estudo. As imagens do MEV destacam as diferenças qualitativas na morfologia, as zonas de transição e a presença da argamassa aderida nos grãos.

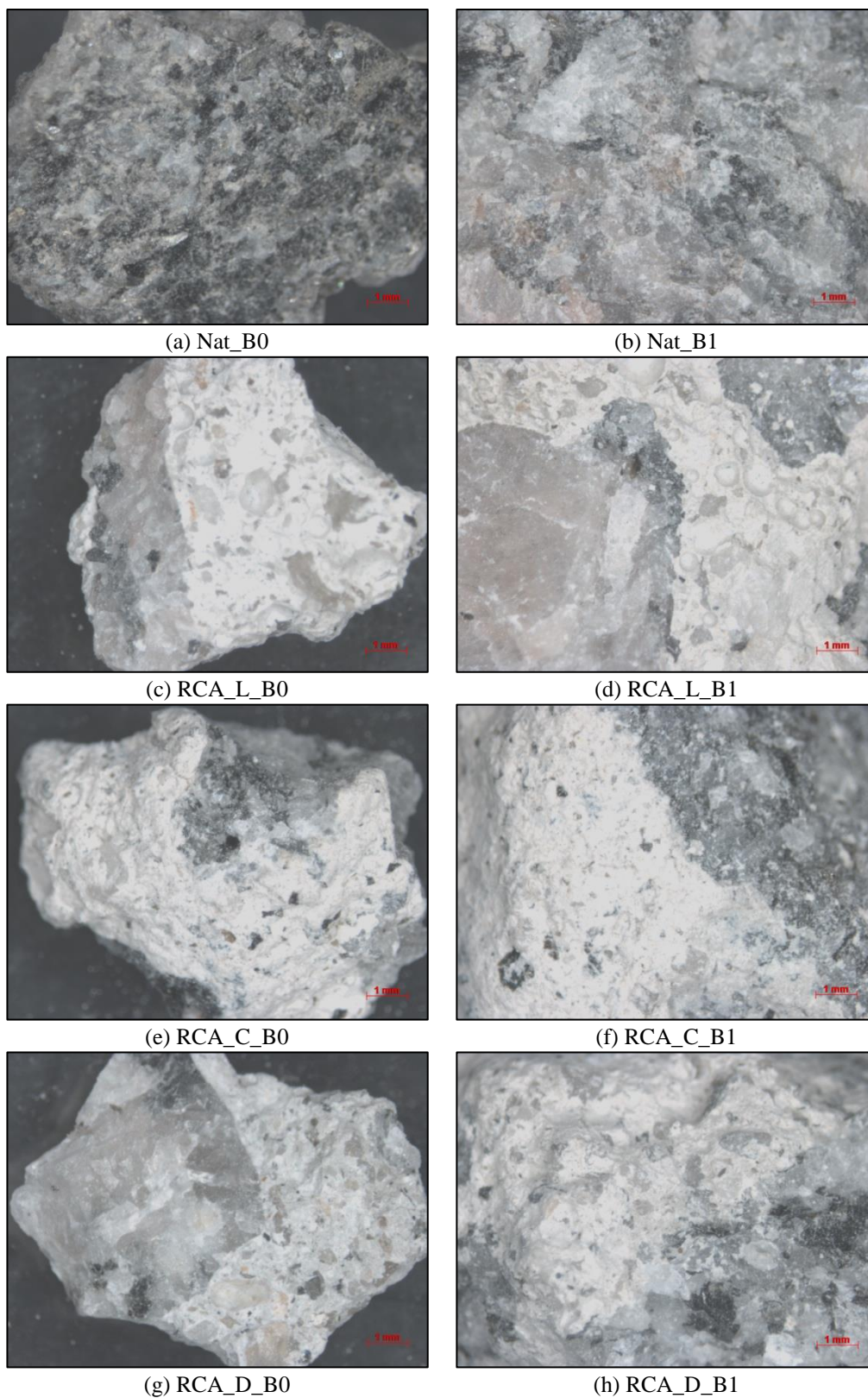


Figura 2.16 – Imagens dos agregados graúdos

Por exemplo, pode-se observar que a superfície dos agregados naturais (Figura 2.16a e b para Nat\_B0 e Nat\_B1, respectivamente) apresentam textura e rugosidade semelhantes. Nos agregados reciclados, observou-se a presença de argamassa aderida, como era

esperado. Esta argamassa tem uma cor mais clara e alta porosidade (Figura 2.16c-h). A zona de transição entre o agregado natural original e a argamassa aderida também é visível em todos os agregados reciclados, apresentando uma região bem definida.

O resumo dos resultados obtidos pelo ensaio de AIMS de angularidade, textura e esfericidade para cada agregado graúdo é mostrado na Tabela 2.6, assim como os resultados do ensaio de compacidade.

Tabela 2.6 – Propriedades dos agregados graúdos

	Angularidade	Textura	Esfericidade	Compacidade		
				Classe 1	Classe 2	Classe 3
<b>Nat_B0</b>	3216	352	0,66	0,677	0,542	0,553
<b>Nat_B1</b>	2772	416	0,68	0,603	0,557	0,539
<b>RCA_L_B0</b>	3588	309	0,68	0,663	0,604	0,604
<b>RCA_L_B1</b>	3474	416	0,68	0,564	0,552	0,603
<b>RCA_C_B0</b>	3915	319	0,83	0,620	0,617	0,622
<b>RCA_C_B1</b>	2970	414	0,79	0,566	0,575	0,583
<b>RCA_D_B0</b>	3430	336	0,76	0,570	0,552	0,574
<b>RCA_D_B1</b>	3211	418	0,76	0,572	0,572	0,576

A angularidade mede as variações geométricas nas bordas das partículas a partir de imagens bidimensionais, ou seja, a angularidade pode ser definida como uma medida de quão pontiagudas são as pequenas “quinas” das partículas. A escala de angularidade do sistema abrange um intervalo de 0 a 10000, onde 0 corresponde a um círculo. A classificação de angularidade corresponde a: baixa (0-2100), moderada (2100-3975), alta (3975-5400) e extrema (5400-10000). Os resultados mostram que todos os agregados graúdos deste estudo são classificados como moderadamente angulares. RCA\_C\_B0 é o material com maior valor (3915) e, portanto, é o que apresenta bordas mais pontiagudas, enquanto Nat\_B1 é o material com menor valor (2772) e, portanto, suas pequenas “quinas” são mais arredondadas que dos demais. É possível notar que as frações maiores (B1) apresentam maior angularidade que as frações menores (B0), e isto ocorre para todas as quatro origens de material (reciclados e natural). Em relação à classe B0, os materiais reciclados (RCA\_L\_B0 com 3588, RCA\_C\_B0 com 3915 e RCA\_D\_B0 com 3430) apresentam maior angularidade que o agregado natural (Nat\_B0 com 3216). O mesmo ocorre para a classe B1, em que o agregado natural (Nat\_B1 com

2772) tem menor valor de angularidade que os reciclados (RCA\_L\_B1 com 3474, RCA\_C\_B1 com 2970 e RCA\_D\_B1 com 3211). Porém, dentro dos agregados reciclados, não houve um padrão, visto que o material C é o que tem a maior angularidade para a fração 0, mas é o menor para a fração 1. Vale ressaltar que esta propriedade não está relacionada com a forma geral do agregado, e sim com suas pequenas “quinas”, a propriedade que está relacionada com a forma é a esfericidade.

A textura descreve a suavidade relativa da superfície do agregado graúdo. No sistema AIMS, tal propriedade é caracterizada por valores entre 0 e 1000, de forma que a textura igual a 0 corresponde a uma superfície lisa e polida. A classificação de textura corresponde a: baixa (0-200), moderada (200-500), alta (500-750) e extrema (750-1000). Os resultados mostram que todos os agregados graúdos desde estudo são classificados como moderados em relação à textura. As frações maiores (B1) apresentam maiores valores de textura do que as frações menores (B0), e isto ocorre para todas as quatro origens de material (reciclados e natural). Isto significa que os agregados menores apresentam uma superfície mais lisa e polida do que os agregados maiores correspondentes da mesma fonte de origem. Dentro da classe B0, Nat\_B0 é o material com maior valor (352) e, portanto, apresenta textura menos lisa em relação aos agregados reciclados, porém com pouca diferença. Dentre os reciclados da fração 0, a ordem de maior textura para menor é RCA\_D\_B0 (336), RCA\_C\_B0 (319) e RCA\_L\_B0 (309), indicando que são ainda bem similares entre si. Para a fração 1, os valores dos quatro agregados são extremamente semelhantes, indicando que as texturas são similares entre eles (Nat\_B1 com 416, RCA\_L\_B1 com 416, RCA\_C\_B1 com 414 e RCA\_D\_B1 com 418). Por fim, pode-se concluir que esta propriedade é muito influenciada pelo tamanho das partículas, porém não houve influência significativa da origem do material.

A esfericidade é a medida que descreve a forma tridimensional da partícula. Sua escala de medidas, com intervalo entre 0 e 1, atribui o valor de 1 para partículas contendo as mesmas dimensões nas três direções (x, y, z). A classificação de esfericidade corresponde a: baixa (0-0,5), moderada (0,5-0,6), alta (0,6-0,8) e extrema (0,8-1,0). Os agregados graúdos desde estudo são classificados com esfericidade moderada, com exceção de RCA\_C\_B0, que apresenta esfericidade extrema. Os resultados mostram uma forte relação desta propriedade com o material de origem, enquanto não foi identificada influência do diâmetro máximo do agregado na esfericidade. Os agregados



grãos naturais e provenientes do resíduo L apresentaram valores praticamente iguais (0,66 a 0,68), indicando que apresentam esfericidade similar entre si, e são os menores valores dentre todos os agregados. Os agregados do resíduo D apresentaram valores iguais (0,76), indicando que seu formato é mais esférico que os agregados naturais e os reciclados do resíduo L. Já o material C, foi o que produziu agregados mais esféricos tanto da fração 0 como da fração 1 (RCA\_C\_B0 com 0,83 e RCA\_C\_B1 com 0,79), o que é reafirmado visualmente na Figura 2.6. Isto pode ser explicado por sua menor resistência à abrasão e maior quantidade de argamassa aderida. A esfericidade e o índice de forma são propriedades relacionadas à forma geral dos grãos e os resultados obtidos para os dois ensaios são consistentes.

A compacidade permite uma avaliação da capacidade de compactação do agregado, sendo que quanto maior o valor da compacidade maior a capacidade de compactação do material. Pelos resultados da Tabela 2.6, foi verificado que os ARCs apresentam valores de compacidade similares aos dos agregados naturais, indicando que eles não prejudicam a compacidade de um conjunto, quando dentro do concreto, por exemplo. Foi observada uma contradição sobre a influência do diâmetro máximo dos grãos nos resultados de compacidade, para os materiais dos resíduos L e C a classe B0 apresenta compacidade maior que a classe B1, porém isso não ocorreu para o material D.

Os valores obtidos para os parâmetros “p” e “q” de cada agregado gráudo, propostos por DE LARRARD (1999), são apresentados na Tabela 2.7. Conforme explicado, o parâmetro “p” está relacionado com a interface pasta-agregado, enquanto o parâmetro “q” está relacionado com a resistência intrínseca do agregado. Segundo AMARIO (2015), o parâmetro “p” dos agregados exerce forte influência na resistência à compressão de concretos produzidos com estes materiais, e quanto maior “p” maior é a resistência esperada. Já o parâmetro “q” apresenta relação inversa com a resistência à compressão dos concretos, ou seja, quanto maior o valor de “q” menor é a resistência esperada para o concreto. Porém, o parâmetro “q” não influencia tanto a resistência como o parâmetro “p”, ou seja, a resistência à compressão do concreto é muito mais influenciada pela interface agregado-pasta do que pela resistência intrínseca do próprio agregado. Não houve variação no parâmetro “q” obtido para os agregados deste estudo.

Para os agregados grãos analisados, verifica-se que existe uma relação significativa entre a origem do material e os valores de “p”, visto que foram obtidos valores similares para as classes B0 e B1 em cada fonte de material. Isso evidencia que a fonte de origem

do resíduo determina a qualidade da interface pasta-agregado. As britas naturais Nat\_B0 e Nat\_B1 apresentam os maiores resultados de “p” (1,9867 e 1,9846, respectivamente), indicando uma melhor interface agregado-pasta, e esperasse uma maior resistência dos concretos produzidos com estes materiais. Dentre os ARCs, as britas que apresentaram maiores valores foram RCA\_L\_B0 (1,4121) e RCA\_L\_B1 (1,3837), muito próximos entre si. Ou seja, entre as fontes de resíduo, o resíduo L foi o que produziu agregados que apresentam melhor interface com a pasta de cimento dentro da mistura de concreto. Já as britas RCA\_C\_B0 e RCA\_C\_B1 apresentaram resultados bem menores em relação à interface agregado-pasta (0,4035 e 0,4032 respectivamente), o que indica que este material é o que mais influencia a resistência do concreto de forma negativa.

Tabela 2.7 – Parâmetros “p” e “q” dos agregados graúdos

	<b>Parâmetro “p”</b>	<b>Parâmetro “q” (MPa<sup>-1</sup>)</b>
<b>Nat_B0</b>	1,9867	0,00102
<b>Nat_B1</b>	1,9846	0
<b>RCA_L_B0</b>	1,4121	0
<b>RCA_L_B1</b>	1,3837	0
<b>RCA_C_B0</b>	0,4035	0
<b>RCA_C_B1</b>	0,4032	0
<b>RCA_D_B0</b>	0,8676	0
<b>RCA_D_B1</b>	0,9435	0

No geral, pode-se comentar que: ao aumentar o teor de argamassa aderida, a qualidade da interface pasta-agregado diminui. No entanto, assim como ocorre para o desgaste por abrasão, apesar do material RCA\_L\_B1 ter maior quantidade de argamassa (quase o dobro) que o RCA\_C\_B1, um maior valor de “p” é registrado para o RCA\_L\_B1. Isso indica que este parâmetro é regido não pela quantidade de argamassa aderida apenas, mas também pela qualidade dessa argamassa (ou seja, depende fortemente da característica da fonte de resíduo). Da mesma forma, como a qualidade da argamassa aderida é desconhecida, não pode ser proposta uma equação generalizada que governe o comportamento deste parâmetro para os agregados estudados.

## 2.4 CONCLUSÕES

Neste capítulo é relatado um estudo de caso em escala piloto, no qual aproximadamente 20 toneladas de resíduos de concreto, provenientes de três diferentes origens, foram processadas. Em seguida, foi realizada uma caracterização fundamental dos ARCs produzidos, com o objetivo de identificar parâmetros de controle de qualidade para sua classificação.

De acordo com os resultados aqui obtidos, as seguintes conclusões podem ser ressaltadas (para os procedimentos de processamento utilizados):

- A quantidade produzida para cada fração depende principalmente da qualidade da fonte de origem do resíduo, se o procedimento de processamento para transformar os resíduos de concreto em agregados reciclados for mantido constante (e ajustado para obter um diâmetro nominal máximo de 19 mm). De fato, da fonte de resíduos L, em torno de 55% e 35% foram obtidos para agregados graúdos e miúdos, respectivamente. Por outro lado, o resíduo de usina de concreto (fonte C) gerou uma maior quantidade de areia (mais de 50%) e uma menor quantidade de agregados graúdos (36%). A partir do resíduo de demolição (fonte D) é obtida uma quantidade significativamente maior de partículas graúdas (mais de 65%) e apenas uma porcentagem de 18% de areia foi gerada. Em todos os casos, durante o processo de beneficiamento, apenas uma baixa quantidade é considerada como “perda” (menor que 2%) e a principal porção é composta de agregados graúdos e areia (mais de 90%). Isto dá uma quantidade global estimada de agregados que poderiam ser reutilizados, por exemplo, para a produção de novos concretos, substituindo os agregados naturais convencionais;
- As propriedades dos agregados, principalmente, dependem das características dos concretos originais. Isso leva a uma maior heterogeneidade no desempenho dos ARCs, dependendo da qualidade da fonte original. Por exemplo, a capacidade de absorção de água varia de 1% a 11%, o índice de forma de 1,9 a 3,1 e o desgaste por abrasão de 36% a 63%;
- Apesar disso, a identificação de um parâmetro fundamental (o teor de argamassa aderida dentro dos ARCs, que neste estudo variou entre 35% e 65%) pode “superar” a alta heterogeneidade dos agregados reciclados;

- Inclusive, a análise aqui proposta destaca que as principais propriedades dos agregados reciclados estão diretamente relacionadas ao teor de argamassa: as partículas caracterizadas pela maior quantidade de argamassa aderida também apresentam maior capacidade de absorção de água e menor massa específica, e esta relação pode ser definida como um parâmetro de controle de qualidade;
- Consequentemente, a identificação da argamassa aderida que caracteriza os ARCs leva a uma abordagem racional e simplificada para o aprimoramento industrial da produção e caracterização dos ARCs, ao propor uma classificação simplificada para os ARCs graúdos;
- Os agregados produzidos a partir do resíduo de usina de concreto (RCA\_C\_B0 e RCA\_C\_B1) se diferenciam muito dos demais agregados, apresentando valores piores para várias das propriedades avaliadas. Podemos destacar a alta absorção de água (principalmente da classe B0), o alto teor de argamassa aderida, o alto desgaste por abrasão e o baixo valor do parâmetro “p”, que em conjunto mostraram o quanto estes agregados não são indicados para uso em concreto estrutural. Isso se deu pelo fato deste resíduo ser produzido após uma adição de água pela usina para lavagem dos caminhões-betoneira, produzindo um resíduo de concreto com altíssima relação a/c. Portanto, para a próxima etapa desde trabalho, com a produção de concreto estrutural, foi escolhido prosseguir com os agregados produzidos a partir do resíduo do concreto de laboratório e do resíduo de demolição e, assim, os materiais RCA\_C\_B0 e RCA\_C\_B1 não foram utilizados nos próximos capítulos desta pesquisa.

Os principais resultados, análises e comentários deste capítulo foram publicados em RANGEL *et al.* (2019), na revista internacional *Journal of Cleaner Production*.

# 3. PRODUÇÃO E PROCEDIMENTOS PARA CONCRETOS DE AGREGADOS RECICLADOS

## 3.1 REVISÃO DA LITERATURA

No concreto convencional, existe apenas um tipo de zona de transição interfacial (ITZ), que é entre os agregados naturais e a pasta de cimento, enquanto que nos concretos reciclados existem, de fato, duas: uma entre o agregado reciclado e a nova pasta de cimento; e outra (dentro do agregado reciclado) entre o agregado original e a argamassa aderida do concreto original. Estas zonas de transição estão fortemente relacionadas com o desempenho do concreto reciclado. A falha do concreto reciclado produzido com ARC pode ocorrer tanto na ITZ entre os agregados originais e a argamassa aderida, como entre a argamassa do novo concreto e o agregado reciclado (FERNANDEZ *et al.*, 2016). De maneira geral, os concretos produzidos com agregados reciclados apresentam características e propriedades diferentes dos concretos convencionais, no qual o grau de diferença depende do tipo e da qualidade dos agregados reciclados utilizados.

Em relação às propriedades do concreto reciclado no estado fresco, estudos mostraram que o uso de ARC para a produção de concretos geralmente provoca uma redução na trabalhabilidade medida através do ensaio de abatimento de tronco de cone (LEITE *et al.*, 2013; VERIAN *et al.*, 2018). Isto pode ser explicado pela maior absorção do agregado reciclado, pela maior texturização da superfície e pela forma mais irregular desses materiais (KURDA *et al.*, 2017). De maneira geral, diferente dos agregados naturais que apresentam uma forma mais lisa e arredondada, os ARCs tipicamente apresentam uma forma mais angular, o que atrapalha a trabalhabilidade da mistura, pois ocorre um maior atrito entre os grãos. POUR & ALAM (2016) explicam que sob uma mesma relação água/cimento fixa, a trabalhabilidade do concreto reciclado sofre uma queda com o aumento da porcentagem de ARC, porém com o ajuste da quantidade

necessária de água, os mesmos valores de abatimento podem ser obtidos para concreto natural e concreto reciclado. Assim, a adição de água à mistura quando o ARC é utilizado no estado seco é uma prática comum para se produzir concreto reciclado com trabalhabilidade similar à do concreto convencional. Porém, esta prática pode ser evitada se o ARC for corretamente manipulado e a dosagem do concreto for realizada adequadamente. Concretos reciclados com trabalhabilidade semelhante à de concretos convencionais já foram desenvolvidos, por exemplo, com utilização de ARC na condição saturado superfície seca, utilização de método de dosagem científica, uso de aditivos (redutores de água) e uso de cinzas volantes (BRAND *et al.*, 2015; RANGEL *et al.*, 2017; KURDA *et al.*, 2017).

Já no estado endurecido, geralmente, o concreto de ARC apresenta maior porosidade, maior absorção e menor densidade em comparação aos concretos de agregados naturais (XIAO *et al.*, 2012). Além disso, o aumento do teor de ARC causa uma diminuição da massa específica do concreto (VERIAN *et al.*, 2018). Isto ocorre porque o agregado reciclado tem massa específica menor e absorção maior que o agregado natural e, com isso, a mistura de concreto com ARC apresenta maior quantidade de vazios incorporados. Na revisão da literatura apresentada em VERIAN *et al.* (2018), para os casos de concretos produzidos com 100% de substituição de ARC, os valores de queda para massa específica variam de 3% a 5% em relação aos concretos naturais respectivos.

Em relação à resistência à compressão, os resultados na literatura da influência da substituição de agregado natural por agregado reciclado não entram em um consenso sobre um comportamento uniforme. Os resultados de KIM & YUN (2013) mostraram que tanto para concretos com agregados de diâmetro máximo de 20 mm, como para os espécimes produzidos com agregados até 25 mm, a resistência à compressão mostrou uma tendência de diminuir proporcionalmente com o aumento do teor de substituição de ARC. O mesmo foi verificado no estudo de PRINCE & SINGH (2013), em relação ao concreto natural, as resistências à compressão das misturas equivalentes com ARC diminuíram com o aumento do teor de substituição por ARC. XIAO & FALKNER (2007) também explicam que, sob a condição de proporções de misturas equivalentes (mesmo traço), a resistência à compressão do concreto reciclado é menor do que a do concreto natural, sendo necessário dar foco ao método de dosagem utilizado para concretos reciclados. Outra solução seria o tratamento dos agregados reciclados antes do seu uso no concreto como, por exemplo, foi feito por PANDURANGAN *et al.* (2016),

que verificaram que a resistência à compressão alcançada pelo concreto reciclado produzido foi de apenas 86% do valores obtidos pelo concreto natural, enquanto as resistências à compressão dos concretos com ARC tratados (tratamentos ácido, térmico e mecânico) variaram de 91 a 99%.

Alguns autores não verificaram variações na resistência à compressão com o uso de ARC. POUR & ALAM (2016) relatam que o aumento do teor de ARC até 30% causa mínimo efeito na resistência à compressão dos concretos reciclados em comparação ao concreto natural. Os autores acreditam que isso ocorreu devido ao uso de cinzas volantes, uso redutor de água e um fator água/cimento apropriado. De acordo com SOARES *et al.* (2014), a resistência a compressão dos concretos reciclados atingiu os mesmos valores que dos concretos naturais devido a forma dos agregados, a aderência com a pasta de cimento e a qualidade do concreto original. Em seu estudo, FERNANDEZ *et al.* (2016) acreditam que não houveram quedas significativas na resistência à compressão dos concretos reciclados em relação aos concretos naturais devido a adequada resistência à compressão do concreto original. Além disso, FERNANDEZ *et al.* (2016) explicam que a resistência à compressão do concreto produzido com o ARC saturado é menor do que o concreto produzido com ARC secos ao ar, devido ao efeito adverso da liberação de água dos ARCs saturados na mistura. O mesmo foi afirmado por POON *et al.* (2004), que relatou que a influência do teor de substituição de ARC na resistência à compressão do concreto é significativamente governada pela condição inicial de umidade do ARC. Em seu estudo, com a variação da umidade inicial do ARC, a resistência à compressão de concretos reciclados (100% de substituição por ARC) foi tanto reduzida em 30% para ARC em condição saturado superfície seca, como aumentada em 20% para o caso de ARC seco em estufa.

Em contrapartida, alguns autores, como HUDA & ALAM (2014) e FATHIFAZL *et al.* (2012), demonstraram que boas propriedades mecânicas podem ser alcançadas usando um método adequado de dosagem, ajustando as proporções através da consideração das propriedades dos materiais envolvidos. Ao avaliar o uso de agregados reciclados de concreto de duas fontes, os resultados de BUTLER *et al.* (2011) mostraram um aumento de 28% e 8% na resistência à compressão para misturas de 30 MPa e 50 MPa de concreto reciclado de um dos tipos de ARC, respectivamente, em comparação a mistura de concreto natural. Para a segunda fonte, as misturas de 30 MPa e 50 MPa alcançaram resistência à compressão 7% maior e 6% menor que do concreto natural,

respectivamente. De acordo com a revisão da literatura de VERIAN *et al.* (2018), vários estudos relataram que a taxa de desenvolvimento da resistência à compressão de concretos com ARC é maior do que do concreto natural, principalmente para idades mais avançadas (entende-se, de 28 dias em diante). KURAD *et al.* (2017) explicaram que este fato ocorre pela presença de cimento (antigo) não-hidratado nas superfícies das partículas de ARC, que reage com a água e, conseqüentemente, aumenta a taxa de desenvolvimento da resistência do concreto. Além disso, normalmente, a incorporação de ARC ao concreto tem maior influência na resistência à compressão de misturas com baixo valor de *a/c* do que em misturas com alto valor de *a/c* (BELTRÁN *et al.*, 2014; GESOGLU *et al.*, 2015).

Ainda, o método de mistura desenvolvido, aprimorado e comprovado por TAM *et al.* (2005), TAM & TAM (2007) e TAM & TAM (2008), conhecido por *Two-stage mixing approach* (TSMA), promove uma melhora na resistência à compressão de concretos produzidos com ARC. Neste método, a água é dividida em duas porções e introduzida na mistura em diferentes momentos. Os autores provaram que o método melhora a ITZ de concretos contendo ARC, sendo a desvantagem do método o maior tempo de mistura em comparação com a abordagem de mistura normal (água adicionada por completo em uma única vez). Inclusive, no presente estudo, o método de mistura foi escolhido com base no método TSMA.

Ao avaliar o módulo de elasticidade, vários autores relataram que o módulo de elasticidade do concreto contendo ARC é menor que do concreto contendo agregados naturais, e que a redução é proporcional ao aumento do teor de ARC utilizado na mistura (DUAN & POON, 2014; DIMITRIOU *et al.*, 2018; THOMAS *et al.*, 2018). Este fato estaria relacionado ao menor módulo de elasticidade dos agregados reciclados, considerando comparações entre misturas em que todos os outros componentes são mantidos constantes. Porém, na maioria destes estudos, o concreto reciclado apresentou menor resistência à compressão e, como o módulo está diretamente relacionado à resistência à compressão, como consequência, as misturas contendo agregado reciclado apresentaram também menor módulo. Em contrapartida, no estudo de RANGEL *et al.* (2017), ao se comparar concretos naturais e reciclados de iguais valores de resistência à compressão, foi verificado que o módulo de elasticidade dos concretos reciclados foi até maior que dos concretos naturais: para classe de resistência normal, o concreto natural apresentou valor de 20,7 GPa e o concreto com 50% de ARC obteve 21,1 GPa; e para



os concretos de alto desempenho, a mistura natural apresentou valor de 29,1 GPa e o concreto com 50% de ARC obteve 32,1 GPa de módulo. Os autores acreditam que este comportamento está relacionado com a realização de dosagem científica para definição dos traços das misturas de concreto, visto que as propriedades dos ARCs foram devidamente consideradas e misturas com valores iguais de resistência foram produzidas. Portanto, o ARC não provoca necessariamente um impacto negativo no módulo do concreto, desde que sejam avaliadas misturas de valores similares de resistência à compressão.

Da mesma forma que ocorre para a resistência à compressão, a literatura não apresenta um consenso do efeito do uso de ARC na resistência à tração de concretos, visto que a resistência à tração está diretamente relacionada à resistência à compressão. No estudo de BARBUDO *et al.* (2013), os autores encontraram um decréscimo de 12% na resistência à tração com a substituição total de agregado natural por ARC, e explicaram que isso se relaciona ao fato de que a ligação entre a pasta de cimento e os agregados reciclados é mais fraca. Pode-se destacar o estudo de KOU *et al.* (2011), que verificou em relação à resistência à tração por compressão diametral, que na idades iniciais (28 dias) os concretos convencionais apresentam maiores valores de resistência que os concretos reciclados, porém em maiores idades (90 dias) os valores foram similares para concretos convencionais e concretos reciclados com até 100% de substituição.

Diante deste contexto, visando identificar o impacto que as principais características dos ARCs causam nas propriedades reológicas, físicas e mecânicas do concreto reciclado, foi realizado um estudo onde foram produzidas e avaliadas dez misturas de concreto, com duas classes de resistência e diferentes tipos de agregados.

## 3.2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 3.2.1 MATERIAIS

#### a) Agregados graúdos

Neste capítulo, foram utilizados os seis seguintes agregados graúdos (já detalhadamente apresentados e caracterizados no Capítulo 2):

- Naturais: Nat\_B0 e Nat\_B1;

- Provenientes de resíduo de concreto de laboratório: RCA\_L\_B0 e RCA\_L\_B1;
- Provenientes de resíduo de concreto de demolição: RCA\_D\_B0 e RCA\_D\_B1.

b) Areia natural

Foi utilizado como agregado miúdo uma areia natural quartzosa, proveniente do Rio Guandu, no Rio de Janeiro. A caracterização da areia é apresentada na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Caracterização da areia

Ensaio	Norma/Método	Caracterização
Distribuição de tamanho das partículas	NBR NM 248 (2003)	Figura 3.1
Massa específica	NBR NM 52 (2009)	2447 kg/m <sup>3</sup>
Absorção total de 24h	NBR NM 30 (2001)	0,5 %
Compacidade	DE LARRARD (1999)	3 classes: 0,699; 0,520; 0,683
Parâmetros “p” e “q”	DE LARRARD (1999)	“p” e “q”: 0,982 e 0

c) Cimento

Foi escolhido um cimento de alta resistência inicial e sem adições minerais. O cimento é o cimento Portland CPV-ARI, produzido pelo grupo Lafarge-Holcim, proveniente de um único lote de produção da empresa, em conformidade com os requisitos da NBR 5733 (1991). A caracterização do cimento é apresentada na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Caracterização do cimento

Ensaio	Norma/Método	Caracterização
Distribuição de tamanho das partículas	Análise de partículas a laser	Figura 3.1
Composição química	Análise por espectrometria de fluorescência de raios X	CaO – 63,6 %    Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> – 2,9 % SiO <sub>2</sub> – 19,2 %    K <sub>2</sub> O – 1,0 % Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> – 4,9 %    SrO – 0,4 % SO <sub>3</sub> – 3,0 %    TiO <sub>2</sub> – 0,3 %
Perda ao fogo	NBR NM 18 (2012)	3,8
Massa específica	Picnômetro a gás hélio	3181,2 kg/m <sup>3</sup>
Compacidade	DE LARRARD (1999)	0,67
Resistência à compressão	NBR 7215 (1997)	1 dia – 22,1 MPa 3 dias – 30,5 MPa 7 dias – 35,2 MPa 28 dias – 40,6 MPa

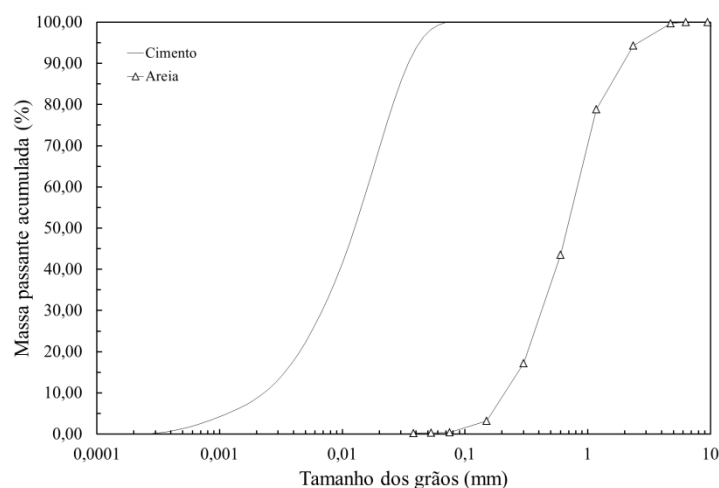


Figura 3.1 – Granulometria da areia e do cimento

#### d) Superplastificante

Foi escolhido o aditivo superplastificante MC Powerflow 1180, da empresa MC Bauchemie. A caracterização do superplastificante é apresentada na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Caracterização do superplastificante

Ensaio	Norma/Método	Caracterização
Massa específica	Pesagem de volume fixo	1070,0 kg/m <sup>3</sup>
Teor de sólidos	Relação entre pesagens de amostra normal e amostra seca em estufa	35 %
Compatibilidade e Ponto de saturação	Funil de Marsh (DE LARRARD, 1999)	Sólidos de SP/massa de cimento – 1,5 % Total de SP/massa de cimento – 4,3 %

#### 3.2.2 DOSAGEM DOS CONCRETOS

Neste trabalho, foi realizada a dosagem científica dos concretos através do Modelo de Empacotamento Compressível (MEC), proposto por DE LARRARD (1999). Para isso, foi utilizado o programa *BetonLab Pro 3*, que permite a simulação de diferentes traços dos materiais para escolha do traço que melhor atenda as propriedades desejadas para o concreto. O programa se baseia nos dados dos materiais constituintes para calcular as propriedades do concreto no estado fresco e no estado endurecido. Este modelo, originalmente desenvolvido para concreto estrutural convencional, já teve sua precisão e confiabilidade confirmadas no caso das misturas com ARC (AMARIO *et al.*, 2017; RANGEL *et al.*, 2017). A otimização de concretos pelo *BetonLab Pro 3* foi realizada em quatro etapas:

- A primeira etapa foi a criação do banco de dados com as propriedades da caracterização dos materiais constituintes.
- A segunda etapa constituiu na calibração dos parâmetros de cálculo da mistura, na qual foram produzidos os traços rico e pobre para cada material, e os valores foram inseridos no programa, resultando os valores dos parâmetros “p” e “q” (conforme previamente explicado no Capítulo 2).
- Na terceira etapa, foi realizada a otimização dos traços com base em parâmetros pré-definidos no trabalho e foi escolhido o traço para produção e teste do concreto.
- Na quarta e última etapa, os concretos foram produzidos de acordo com os traços dados pelo programa e ensaiados a fim de verificar se obtiveram as propriedades mínimas desejadas, com base nos ensaios de abatimento de tronco de cone e resistência à compressão aos 7 dias. Quando o concreto não apresentou as propriedades necessárias, foi realizada nova etapa de otimização através do programa, a fim de obter outro traço mais adequado, que foi utilizado para nova moldagem de teste. Essa etapa prosseguiu até obtenção de misturas de concreto com as propriedades mínimas desejadas, finalizando a fase de dosagem.

Foram feitas dosagens individuais para cada traço, de forma que não foi realizada a simples substituição do agregado natural pelo reciclado na dosagem de referência. Foram fixados no programa alguns valores: resistência à compressão aos 28 dias, taxa de dosagem de superplastificante, teores de cada ARC e valor de abatimento mínimo aceitável. O método de otimização escolhido foi por compacidade máxima dos granulares. Em relação à forma de considerar a elevada absorção dos ARCs, os materiais reciclados foram adicionados na condição secos à mistura, e a absorção foi considerada no cálculo da dosagem pelo programa. Foi utilizado o valor de absorção de 50% da absorção total obtida experimentalmente (24 horas). Este valor de 50% tem como base os estudos desenvolvidos por PEPE *et al.* (2016) e AMARIO (2015), que concluíram que durante o processo de mistura dos concretos os ARCs absorvem cerca de 50% do valor de sua absorção total, tanto para a fração brita 0 como para a fração brita 1.

Foram desenvolvidas misturas de concreto para duas classes de resistências à compressão: resistência normal com 35 MPa e alta resistência com 60 MPa. O teor de

superplastificante utilizado foi de 0,2% e 1,5% de sólidos em relação ao consumo de cimento para as misturas de 35 MPa e 60 MPa, respectivamente. Todas as misturas foram produzidas com pasta efetiva de 30%, visto que “pasta efetiva” deve ser compreendida como o volume de pasta livre na mistura (água de mistura, cimento e superplastificante) em relação ao volume total de concreto, em que a quantidade de água de mistura não considera a água de absorção dos agregados. A proporção dos agregados foi fixada em 25% de brita 1, 25% de brita 0 e 50% de areia. Para cada classe, foram projetadas cinco misturas de concreto variando os agregados graúdos da seguinte forma:

- 1) Referência com apenas agregados naturais (Nat\_B0 e Nat\_B1)
- 2) 100% de RCA\_L\_B0 na fração brita 0 (RCA\_L\_B0 e Nat\_B1)
- 3) 100% de RCA\_L\_B1 na fração brita 1 (Nat\_B0 e RCA\_L\_B1)
- 4) 100% de RCA\_D\_B0 na fração brita 0 (RCA\_D\_B0 e Nat\_B1)
- 5) 100% de RCA\_D\_B1 na fração brita 1 (Nat\_B0 e RCA\_D\_B1)

A Tabela 3.4 apresenta as composições das dez misturas de concreto. As duas misturas com apenas agregados naturais foram nomeadas como “CX-NAT”, em que X indica a classe de resistência (35 ou 60). As misturas de ARC foram nomeadas como “CX-Y-Z”, em que X indica a classe de resistência (35 ou 60), Y indica o resíduo de origem do ARC (L para o resíduo de concreto de laboratório ou D para o resíduo de demolição) e Z indica a fração de ARC que foi utilizada (B0 para brita 0 e B1 para brita 1).

Tabela 3.4 – Composição das misturas de concreto

Materiais (kg/m <sup>3</sup> )	Brita 1			Brita 0			Areia	Cimento	Água
	Natural	RCA		Natural	RCA				
	Nat_B1	L_B1	D_B1	Nat_B0	L_B0	D_B0			
<b>C35-NAT</b>	452	0	0	457	0	0	868	325	212
<b>C35-L-B0</b>	451	0	0	0	373	0	866	338	217
<b>C35-L-B1</b>	0	361	0	456	0	0	867	336	216
<b>C35-D-B0</b>	451	0	0	0	0	371	866	345	214
<b>C35-D-B1</b>	0	0	384	453	0	0	862	341	216
<b>C60-NAT</b>	448	0	0	452	0	0	860	448	150
<b>C60-L-B0</b>	448	0	0	0	371	0	861	458	152
<b>C60-L-B1</b>	0	356	0	450	0	0	856	461	151
<b>C60-D-B0</b>	448	0	0	0	0	369	860	464	145
<b>C60-D-B1</b>	0	0	382	451	0	0	857	463	147

### 3.2.3 PRODUÇÃO DOS CONCRETOS

Todos os agregados foram adicionados na condição secos à mistura. Foi adotado o mesmo procedimento de mistura para os concretos de resistência normal e de alta resistência. Os concretos foram produzidos em sala climatizada a  $21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ , utilizando misturador tipo betoneira, de 120 litros, do fabricante GMEG-MOTOMIL.

Devido ao alto índice de absorção de água dos ARCs, foi adotada uma metodologia específica para o processo de mistura, na qual é realizada a divisão da água total em duas partes iguais, e a adição das partes é realizada em diferentes momentos da mistura. Essa metodologia foi escolhida com base no método *Two-stage mixing approach* (TSMA) desenvolvido e aprimorado para concretos contendo ARCs por TAM *et al.* (2005), TAM & TAM (2007) e TAM & TAM (2008).

O procedimento de mistura foi realizado na seguinte ordem:

- a) Umedecimento do misturador com água, retirando o excesso com um pano;
- b) Lançamento de todos os agregados graúdos e miúdos, misturando por 1 minuto, visando perfeita homogeneização;
- c) Adição de metade da quantidade total de água, misturando por 1 minuto, visando melhor absorção pelos ARCs;
- d) Adição do cimento, misturando por 1 minuto com os agregados;
- e) Adição do restante da água (segunda metade) e de todo o superplastificante, misturando por 8 minutos, para total ação do superplastificante e conclusão do processo de mistura do concreto.

A Figura 3.2 apresenta o processo produção dos concretos. O lançamento do concreto ocorreu sobre mesa vibratória, dividido em duas camadas seguidas por adensamento mecânico a 68 Hz por 30 segundos.

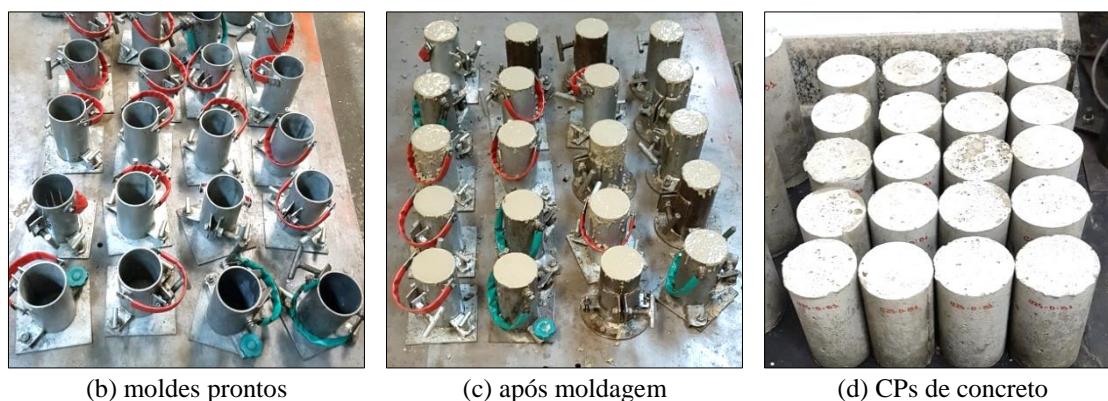


Figura 3.2 - Produção dos concretos

Os corpos de prova foram desmoldados após 24 horas e conduzidos à cura em câmara úmida (umidade relativa de 100% e temperatura de  $21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ).

### 3.2.4 MÉTODOS DE ENSAIO EM CONCRETOS

Foram realizados os ensaios apresentados na Tabela 3.5 para caracterizar as dez misturas de concreto aos 28 dias de idade.

Tabela 3.5 – Métodos de ensaio em concretos

Ensaio	Norma/Equipamento	Corpo de prova cilíndrico
Consistência por abatimento do tronco de cone	NBR NM 67 (1998)	-
Resistência à compressão uniaxial e Módulo de elasticidade	NBR 5739 (2007) Prensa <i>Shimadzu 1000kN</i> $v = 0,1 \text{ mm/min}$	Diâmetro = 7,5 cm Altura = 15 cm
Resistência à tração por compressão diametral	NBR 7222 (2011) Prensa <i>Shimadzu 1000kN</i> $v = 0,3 \text{ mm/min}$	Diâmetro = 7,5 cm Altura = 15 cm
Absorção total, índice de vazios e massa específica	NBR 9778 (2005)	Diâmetro = 10 cm Altura = 20 cm

## 3.3 RESULTADOS E ANÁLISES

### 3.3.1 PROPRIEDADE REOLÓGICA DO CONCRETO RECICLADO NO ESTADO FRESCO

A Figura 3.3 apresenta os valores obtidos para o ensaio de consistência por abatimento de tronco de cone das dez misturas de concreto. Inicialmente, vale comentar que, para todas as misturas dosadas, o programa *BetonLab Pro 3* não conseguiu fazer uma correta previsão do valor de abatimento. Isto já era esperado, devido aos resultados obtidos anteriormente nos estudos de RANGEL (2015) e AMARIO (2015). Acredita-se que isso ocorre porque não existem entradas suficientes no programa sobre a influência do superplastificante na trabalhabilidade do concreto, sendo difícil uma previsão precisa para esta propriedade. Por isso, na etapa de dosagem, foram realizados testes nas misturas até a obtenção de um traço fornecido pelo programa, que atingisse valor aceitável de abatimento.

A maioria dos autores afirma que a presença de ARC provoca uma redução na trabalhabilidade do concreto, causada principalmente pela maior absorção destes

materiais (LEITE *et al.*, 2013; VERIAN *et al.*, 2018; KURDA *et al.*, 2017). De acordo com os resultados, todas as misturas de concreto apresentaram abatimento de 180 mm  $\pm$  20 mm, considerados satisfatórios, pois possibilitam uma excelente moldagem dos concretos. Assim, no presente estudo, foram produzidos concretos reciclados e naturais, de diferentes classes de resistência, com valores similares de abatimento, indicando que é possível produzir concretos com ARC com trabalhabilidade similar à de concretos convencionais de agregados naturais. Acredita-se que isto se tornou possível devido à metodologia específica de dosagem individual de cada traço, em que uma etapa de testes foi realizada para garantir o abatimento desejado para todas as misturas.

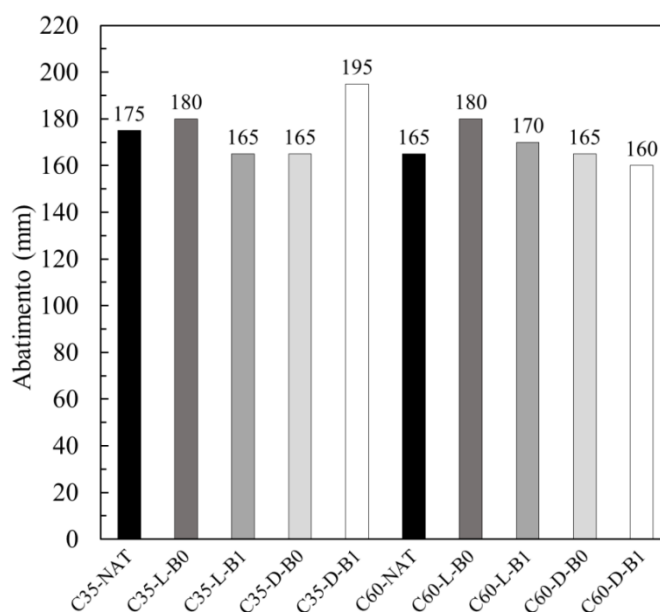


Figura 3.3 – Resultados do ensaio de abatimento de tronco de cone

Essas conclusões se mostram otimistas, pois destacam que mesmo com uso de ARCs de diferentes origens e de diferentes frações de tamanho é possível produzir concretos com a trabalhabilidade desejada. Assim, os ARCs deste estudo não provocaram necessariamente um impacto negativo nesta propriedade. O presente estudo reforça a importância da atenção à etapa de dosagem para atingir esses resultados, em que as propriedades específicas dos ARCs devem ser consideradas, e a metodologia de compensação de água deve ser cautelosamente escolhida.

### 3.3.2 PROPRIEDADES FÍSICAS DO CONCRETO RECICLADO

A Tabela 3.6 apresenta os valores médios (e os coeficientes de variação) das propriedades físicas das dez misturas de concreto: absorção total, índice de vazios e massa específica.



Tabela 3.6 – Resultados das propriedades físicas dos concretos

<b>Mistura</b>	<b>Absorção total (%)</b>	<b>Índice de vazios (%)</b>	<b>Massa específica (kg/m<sup>3</sup>)</b>
<b>C35-NAT</b>	3,0 (± 1,4%)	7,0 (± 1,2%)	2303 (± 0,3%)
<b>C35-L-B0</b>	3,6 (± 2,3%)	8,1 (± 2,1%)	2239 (± 0,3%)
<b>C35-L-B1</b>	3,9 (± 2,1%)	8,6 (± 2,0%)	2221 (± 0,2%)
<b>C35-D-B0</b>	3,7 (± 3,7%)	8,4 (± 3,4%)	2238 (± 0,3%)
<b>C35-D-B1</b>	3,5 (± 2,2%)	7,8 (± 2,3%)	2247 (± 0,1%)
<b>C60-NAT</b>	1,1 (± 1,7%)	2,7 (± 1,3%)	2411 (± 0,6%)
<b>C60-L-B0</b>	1,7 (± 3,3%)	4,0 (± 3,3%)	2354 (± 0,3%)
<b>C60-L-B1</b>	1,9 (± 1,9%)	4,3 (± 1,8%)	2339 (± 0,1%)
<b>C60-D-B0</b>	1,6 (± 3,1%)	3,8 (± 2,7%)	2361 (± 0,4%)
<b>C60-D-B1</b>	1,4 (± 1,3%)	3,3 (± 1,5%)	2376 (± 0,2%)

Na literatura, existe um consenso entre os autores de que os concretos reciclados apresentam maior absorção, menor massa específica e maior índice de vazios em comparação com os concretos naturais (XIAO *et al.*, 2012; VERIAN *et al.*, 2018). Os resultados da Tabela 3.6 estão de acordo com a literatura.

Em relação à absorção total, a classe de alta resistência apresenta menores valores (variando de 1,1% a 1,9%) do que a classe de resistência normal (3,0% a 3,9%) e, para ambas, a mistura com menor valor foram às produzidas apenas com agregado natural. O agregado reciclado que produziu as misturas com maior valor de absorção foi o RCA\_L\_B1 para as duas classes, em que as misturas C35-L-B1 e C60-L-B1 apresentaram 3,9% e 1,9% de absorção total de água, respectivamente. Estes valores representam um aumento na absorção de 30% para a classe C35 e 72% para a classe C60 em relação à absorção dos concretos naturais. Portanto, o uso de ARC provocou proporcionalmente uma maior variação na absorção do concreto na classe de alta resistência. No geral, considerando cada classe individualmente, os resultados obtidos para os concretos reciclados foram próximos entre si.

Os resultados de índice de vazios seguiram o mesmo padrão da absorção total, assim, os menores valores de índice de vazios são correspondentes à classe de maior resistência (variando de 2,7% a 4,3%) e os maiores valores são da classe de resistência normal (7,0% a 8,6%). Além disso, as misturas de concreto com 100% de agregado natural são

as que apresentam os menores valores em cada classe, e as misturas de 100% de RCA\_L\_B1 são as que apresentam os maiores valores (C35-L-B1 com 4,3% e C60-L-B1 com 8,6%). Estes valores representam um aumento proporcional no índice de vazios de 23% para a classe C35 e 59% para a classe C60 em relação ao índice de vazios dos concretos naturais.

Seguindo o mesmo comportamento, os valores de massa específica dos concretos reciclados são menores do que os valores para os concretos naturais, para as duas classes de resistência. Para a classe de resistência normal, o concreto natural apresentou valor de 2303 kg/m<sup>3</sup> e os concretos reciclados apresentaram valores muito próximos entre si, variando de 2221 kg/m<sup>3</sup> a 2247 kg/m<sup>3</sup>. A maior diferença em relação ao concreto natural C35-NAT foi obtida pela mistura C35-L-B1 com queda na massa específica de 3,6%. A classe de alta resistência tem maiores valores de massa específica que a classe C35, conforme esperado para qualquer tipo de concreto. A mistura natural C60-NAT apresentou um resultado de 2411 kg/m<sup>3</sup>, enquanto as misturas recicladas obtiveram variação de 2339 kg/m<sup>3</sup> a 2376 kg/m<sup>3</sup>, com a maior queda de 3,0% do concreto C60-L-B1 em relação à massa específica do concreto natural correspondente. Assim, a variação proporcional entre concretos reciclados e naturais foi similar independente da classe de resistência.

As relações entre as propriedades físicas dos concretos são apresentadas na Figura 3.4, conforme esperado: quanto maior a absorção do concreto, maior o índice de vazios (Figura 3.4a) e menor a massa específica (Figura 3.4b).

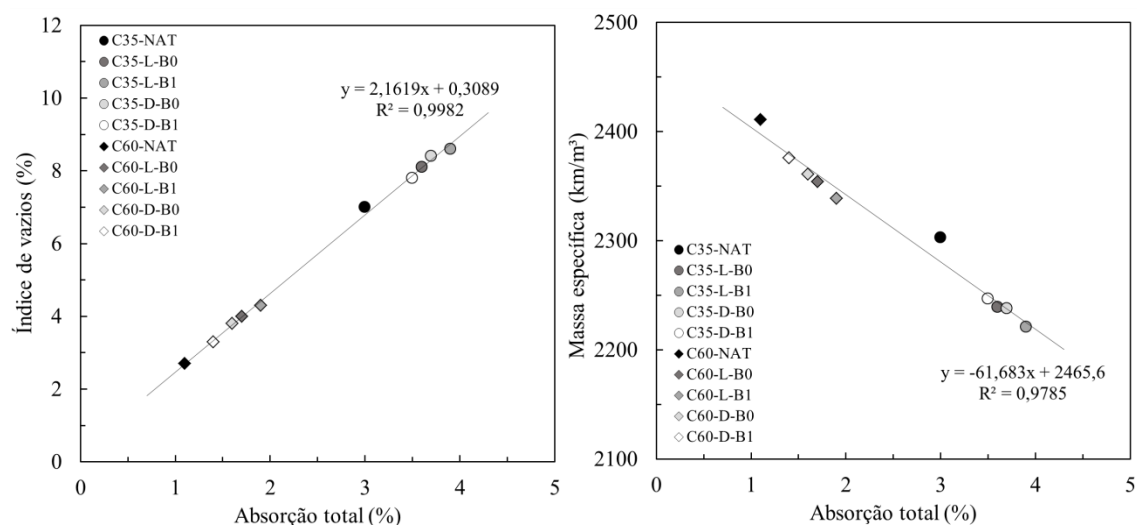


Figura 3.4 – Relação entre as propriedades físicas dos concretos

As mesmas relações entre estas propriedades são válidas para as duas classes de resistência, para as duas fontes de resíduo e para as duas frações de tamanho de ARC. Vale destacar que os concretos naturais se destacam (Figura 3.4b), apresentando uma massa específica acima da esperada (pontos acima da linha de tendência) pelo comportamento que governa os resultados dos concretos reciclados.

A partir da composição de cada mistura de concreto e do teor de argamassa aderida de cada agregado reciclado, foi possível calcular a porcentagem em volume de argamassa total de cada mistura (somando a argamassa presente nos ARCs mais a argamassa nova da mistura). A Figura 3.5 apresenta uma clara relação linear: quanto maior o volume de argamassa total da mistura, maior a absorção total do concreto. A linha de tendência da classe C35 se encontra acima da classe C60, indicando que, para valores similares de volume de argamassa total na mistura, os valores de absorção do concreto são maiores para a classe C35, e isto está relacionado com a menor qualidade da argamassa (nova) desta classe (independente dos tipos de agregados utilizados).

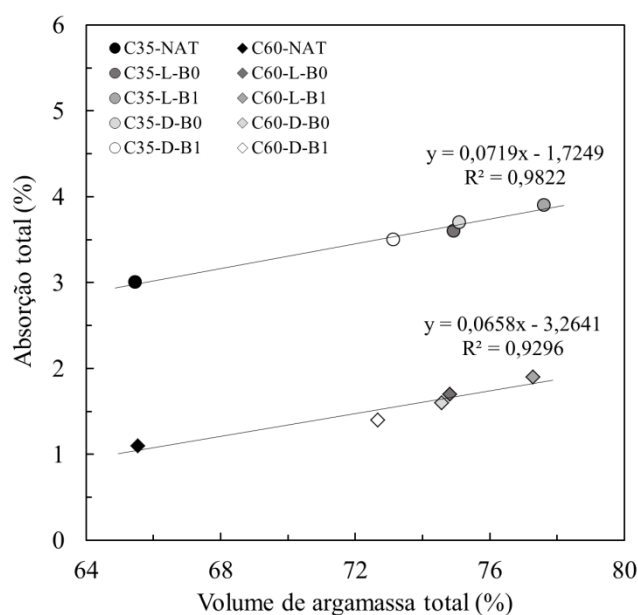


Figura 3.5 – Absorção total x Volume de argamassa total

A correlação da Figura 3.5 demonstra que a avaliação do volume de argamassa total da mistura permitiu uma interpretação de uma das principais propriedades do concreto reciclado, a absorção total de água, independentemente da fonte de origem e da classe granulométrica. Esses resultados confirmam que, para a compreensão da alta absorção dos concretos reciclados, não é suficiente apenas a caracterização da absorção total do ARC, mas se torna evidente a necessidade da compreensão do impacto destes materiais

dentro da mistura de concreto, e este impacto pode ser compreendido através do (simples) cálculo do volume de argamassa total da mistura.

### 3.3.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO RECICLADO

A Tabela 3.7 apresenta os valores médios (e os coeficientes de variação) das propriedades mecânicas das dez misturas de concreto aos 28 dias: resistência à compressão  $f_{c,28}$ , deformação de pico  $\epsilon_{c,28}$ , módulo de elasticidade  $E_{c,28}$ , resistência à tração por compressão diametral  $f_{t,28}$  e a proporção entre resistência à tração e resistência à compressão  $f_{t,28}/f_{c,28}$ .

Tabela 3.7 – Resultados das propriedades mecânicas dos concretos aos 28 dias

Mistura	$f_{c,28}$ (MPa)	$\epsilon_{c,28}$ ( $\mu\epsilon$ )	$E_{c,28}$ (GPa)	$f_{t,28}$ (MPa)	$f_{t,28}/f_{c,28}$ (%)
<b>C35-NAT</b>	34,2 ( $\pm$ 2,4%)	2898 ( $\pm$ 3,2%)	21,3 ( $\pm$ 2,1%)	2,7 ( $\pm$ 1,7%)	7,9
<b>C35-L-B0</b>	35,7 ( $\pm$ 0,8%)	2941 ( $\pm$ 5,6%)	22,1 ( $\pm$ 2,4%)	2,7 ( $\pm$ 3,7%)	7,6
<b>C35-L-B1</b>	35,3 ( $\pm$ 0,9%)	2909 ( $\pm$ 3,7%)	21,2 ( $\pm$ 3,4%)	2,9 ( $\pm$ 5,2%)	8,2
<b>C35-D-B0</b>	34,4 ( $\pm$ 2,2%)	2879 ( $\pm$ 5,1%)	21,7 ( $\pm$ 0,4%)	2,9 ( $\pm$ 4,5%)	8,4
<b>C35-D-B1</b>	33,5 ( $\pm$ 2,3%)	2941 ( $\pm$ 2,7%)	20,9 ( $\pm$ 2,7%)	2,6 ( $\pm$ 2,2%)	7,8
<b>C60-NAT</b>	60,1 ( $\pm$ 1,5%)	2665 ( $\pm$ 1,7%)	29,1 ( $\pm$ 3,2%)	3,9 ( $\pm$ 3,2%)	6,5
<b>C60-L-B0</b>	60,5 ( $\pm$ 1,1%)	2602 ( $\pm$ 1,5%)	29,8 ( $\pm$ 1,5%)	4,0 ( $\pm$ 3,7%)	6,6
<b>C60-L-B1</b>	61,9 ( $\pm$ 1,3%)	2687 ( $\pm$ 1,8%)	30,1 ( $\pm$ 4,6%)	4,4 ( $\pm$ 3,4%)	7,1
<b>C60-D-B0</b>	62,6 ( $\pm$ 1,0%)	2620 ( $\pm$ 3,2%)	31,0 ( $\pm$ 3,5%)	4,4 ( $\pm$ 2,5%)	7,0
<b>C60-D-B1</b>	59,7 ( $\pm$ 0,5%)	2691 ( $\pm$ 2,1%)	29,5 ( $\pm$ 1,9%)	4,1 ( $\pm$ 3,0%)	6,9

Os resultados de resistência à compressão (Tabela 3.7) mostram que os concretos reciclados (C35 com valores de 33,5 a 35,7 MPa e C60 com valores de 59,7 a 62,6 MPa) obtiveram valores similares aos concretos naturais (C35 com 34,2 e C60 com 60,1 MPa) para as classes estudadas, conforme objetivo deste estudo. Dentro da classe de resistência normal, as misturas apresentaram erro máximo de 4% (para C35-D-B1) em relação ao valor previsto de 35 MPa. Na classe de alta resistência, o erro máximo também foi de 4% (para C60-D-B0) em relação ao valor desejado de 60 MPa. Este cenário foi possível através da adequada consideração das propriedades específicas dos ARCs na etapa de dosagem científica, com correta consideração da água de absorção dos ARCs (50% do valor da absorção total), além da determinação individual de cada

traço. Estes resultados evidenciam a ótima capacidade do MEC, através do programa *BetonLab Pro 3*, em prever a resistência à compressão de concretos reciclados e naturais de diferentes classes de resistência, desde que sejam fornecidos corretamente os dados dos materiais utilizados. Vale ressaltar que, apesar de ser uma pequena diferença, as misturas produzidas com o agregado RCA\_D\_B1 foram as que obtiveram os menores valores dentro de cada classe.

Em relação à deformação de pico, os resultados (Tabela 3.7) apresentam uma similaridade nos valores dentro de cada classe (2879 a 2941  $\mu\epsilon$  para C35 e 2602 a 2691  $\mu\epsilon$  para C60), indicando que não houve influência do tipo de agregado nesta propriedade. No geral, a deformação de pico do concreto de alto desempenho apresentou menor valor que a do concreto de resistência normal.

Já o módulo de elasticidade (Tabela 3.7), por ser proporcional a resistência à compressão, é maior para a C60 do que para a C35. Os resultados da classe de resistência normal foram de 21,3 MPa para concreto natural e de 20,9 a 22,1 MPa para os concretos reciclados (para C35-D-B1 e C25-L-B0, respectivamente), que correspondem a uma queda de 1,8% e um aumento de 3,7% em relação ao valor do concreto natural. É notável que as duas misturas também correspondem ao menor valor e ao maior valor obtidos para resistência, confirmando a direta relação entre resistência à compressão e módulo de elasticidade. Na classe de alta resistência, o concreto natural obteve 29,1 MPa de módulo, enquanto os concretos reciclados variaram de 29,5 a 31,0 MPa (para C60-D-B1 e C60-D-B0, respectivamente), o que corresponde a 1,3% e 6,5% de aumento em relação ao resultado da mistura C60-NAT. Ou seja, na classe C60, todos os concretos contendo ARC obtiveram módulo maior do que a mistura natural de referência. A mistura C60-D-B0, que foi a que obteve maior módulo, é também a mistura que atingiu maior valor de resistência.

As curvas típicas de tensão x deformação axial aos 28 dias dos concretos das classes C35 e C60 se encontram na Figura 3.6 e uma amostra do tipo de fissuração que ocorreu em cada classe se encontra na Figura 3.7. Pelos gráficos (Figura 3.6), observa-se que todos os concretos de resistência normal apresentam comportamentos semelhantes tanto para o concreto natural como para os concretos produzidos com cada um dos quatro tipos de ARC, tanto para o ramo ascendente como para o ramo descendente do gráfico. Da mesma forma, para a classe C60, as curvas das cinco misturas apresentam comportamentos semelhantes em todas as fases dos gráficos. Fica claro que a inclinação

da fase elástica do concreto de alto desempenho é maior (maior módulo de elasticidade) que do concreto de resistência normal (conforme já comentado). Além disso, o concreto de 60 MPa não apresenta a fase descendente, visto que rompe de forma explosiva, enquanto o concreto de resistência normal continua a deformar gradualmente no ramo pós pico. Em relação ao tipo de ruptura, os concretos de resistência normal apresentam fissuras diagonais (Figura 3.7a) e, nestes casos, o corpo de prova mantém seu aspecto cilíndrico ao final do ensaio. Diferentemente, os concretos de alta resistência, por sofrer ruptura explosiva ao atingir a tensão de pico, perdem seu formato cilíndrico (Figura 3.7b).

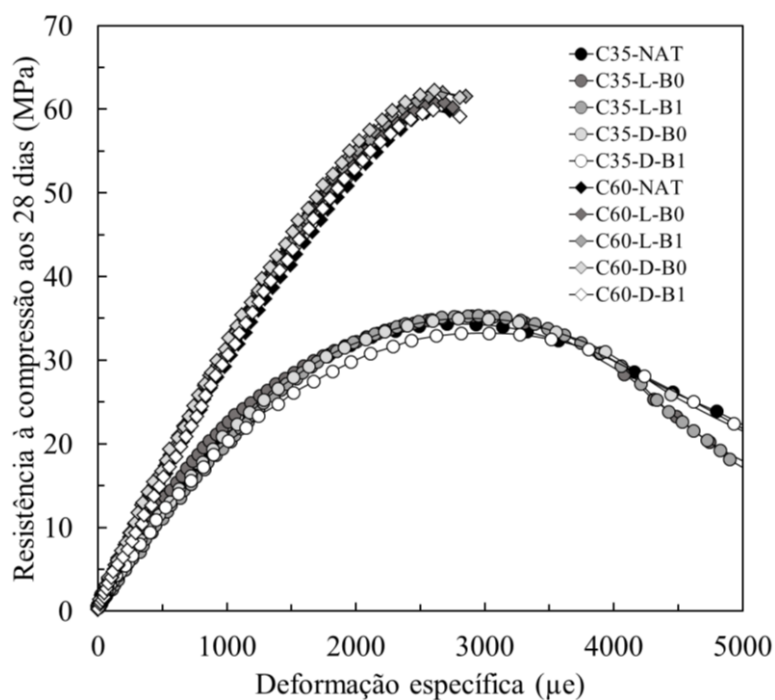


Figura 3.6 – Curvas típicas do comportamento de compressão dos concretos aos 28 dias



(a) classe de resistência normal de 35 MPa

(b) classe de alta resistência de 60 MPa

Figura 3.7 – Amostra do tipo de ruptura dos concretos no ensaio de resistência à compressão

Os resultados de resistência à tração aos 28 dias (Tabela 3.7) da C35 variaram de 2,6 a 2,9 MPa para os concretos com ARC e o concreto natural obteve resistência à tração de 2,7 MPa. Assim, a mistura C35-D-B1 obteve o resultado mais baixo, com queda de 3%

em relação à mistura natural, e as misturas C35-L-B1 e C35-D-B0 tiveram os melhores resultados, com um aumento de 7% em relação a C35-NAT. Foi observado um padrão, visto que a mistura C35-D-B1 (menor  $f_{t,28}$ ) também foi a que obteve menor  $f_{c,28}$ . Para a classe de alta resistência, todos os concretos contendo ARC tiveram melhor resultado (variando de 4,0 a 4,4 MPa) do que a mistura natural com 3,9 MPa. As misturas C60-L-B1 e C60-D-B0 apresentaram melhor comportamento à tração que as demais (da mesma forma que ocorreu para a C35), com um aumento proporcional de 12% em comparação ao resultado do concreto natural.

No ensaio de resistência à tração por compressão diametral, ao se aplicar a carga de compressão transversalmente ao comprimento do corpo de prova, provoca-se uma tensão de tração no corpo de prova, gerando fissuras na direção transversal a aplicação da carga e a ruptura é causada pela união dessas microfissuras. Com isso, o corpo de prova é dividido completamente transversalmente, separando-se em duas partes, como apresentado na Figura 3.8. Este padrão de fissuração se seguiu para todas as misturas da classe C35 e C60 de forma similar, não sendo observada diferença na forma de fissuração para concretos de resistência normal e de alto desempenho neste ensaio.



Figura 3.8 – Amostra do tipo de ruptura dos concretos no ensaio de resistência à tração

A relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão de concretos é determinada por vários fatores combinados das propriedades da matriz e da zona de transição. Normalmente, à medida que a resistência à compressão aumenta, a resistência à tração também aumenta, porém a uma razão decrescente. Ou seja, a relação tração/compressão para concretos de resistência normal é maior do que a relação tração/compressão para concretos de alto desempenho. Seguindo esse padrão, os valores obtidos para a relação  $f_{t,28}/f_{c,28}$  (Tabela 3.7) foram maiores para a classe C35 do que para a classe C60. Os concretos de 35 MPa ficaram com relação tração/compressão entre 7,6% e 8,4% e os concretos de 60 MPa com relação tração/compressão entre 6,5% e 7,1%. Portanto, os concretos deste estudo obedeceram ao comportamento esperado para a relação entre estas duas propriedades.

Neste contexto, o presente trabalho reuniu resultados de 23 publicações científicas que avaliaram as propriedades mecânicas de concretos produzidos com ARC nos últimos anos (AMARIO, 2015; AMORIM JÚNIOR *et al.*, 2018; BAENA *et al.*, 2016; BRECCOLOTTI & MATERAZZI, 2013; BUTLER *et al.*, 2011; BUTLER *et al.*, 2013; DIMITRIOU *et al.*, 2018; DUAN & POON, 2014; FERNANDEZ *et al.*, 2016; GAYARRE *et al.*, 2014; GHOLAMPOUR & OZBAKKALOGLU, 2018; KIM & YUN, 2013; LV *et al.*, 2018; PADHI *et al.*, 2018; PANDURANGAN *et al.*, 2016; PEDRO *et al.*, 2017; PENG *et al.*, 2018; POUR & ALAM, 2016; RANGEL, 2015; SEARA-PAZ *et al.*, 2018; SOARES *et al.*, 2014; YANG *et al.*, 2016; ZHOU & CHEN, 2017). Também foram considerados os resultados obtidos neste estudo. O objetivo desta análise e observação dos trabalhos disponíveis na literatura atual foi uma tentativa de melhor compreender padrões e relações entre as principais propriedades do concreto reciclado. Com os dados levantados e os resultados deste estudo, foram comentadas as relações:

i. Consumo de cimento  $\times$  Resistência à compressão (Figura 3.9)

No gráfico, foi ilustrada a relação entre consumo de cimento e resistência à compressão de concretos naturais (NC – *Natural Concrete*) e concretos reciclados (RAC – *Recycled Aggregate Concrete*) obtidos na literatura (sem adição de outras pozolanas).

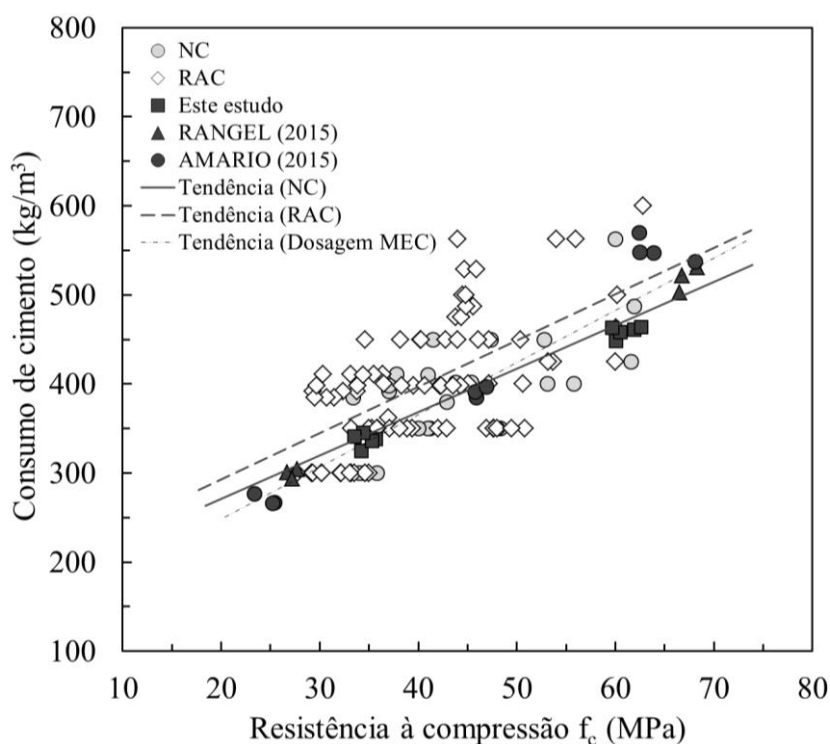


Figura 3.9 – Consumo de cimento  $\times$  Resistência à compressão



Conforme esperado, quanto maior o consumo de cimento, maior é a resistência à compressão obtida. Pode-se destacar que a linha de tendência dos concretos reciclados (RAC) se encontra a cima da linha de tendência dos concretos naturais (NC), ou seja, na literatura, de forma geral, é necessário um maior consumo de cimento dos concretos reciclados para se obter uma mesma resistência à compressão que dos concretos naturais. No presente estudo, assim como nos estudos de RANGEL (2015) e AMARIO (2015), isto foi realizado utilizando quantidades de cimento similares à tendência de consumo dos concretos naturais da literatura. Isto foi possível através do método de dosagem científica (MEC) escolhido, que permitiu produzir misturas recicladas com aumento máximo no consumo de cimento de 6% para C35 e 3,5% para C60. Devido ao elevado custo do cimento, a produção de concretos reciclados que não necessitem de maiores quantidades de cimento é um importante fator para o aumento do uso deste material em larga escala no setor da construção.

- ii. Resistência à compressão do concreto natural de referência  $\times$  Resistência à compressão do concreto reciclado (Figura 3.10)

No gráfico, foi ilustrada a relação entre a resistência à compressão do concreto natural de referência e a resistência à compressão do concreto reciclado, para diferentes teores de uso de ARC (10 a 100%) obtidos na literatura.

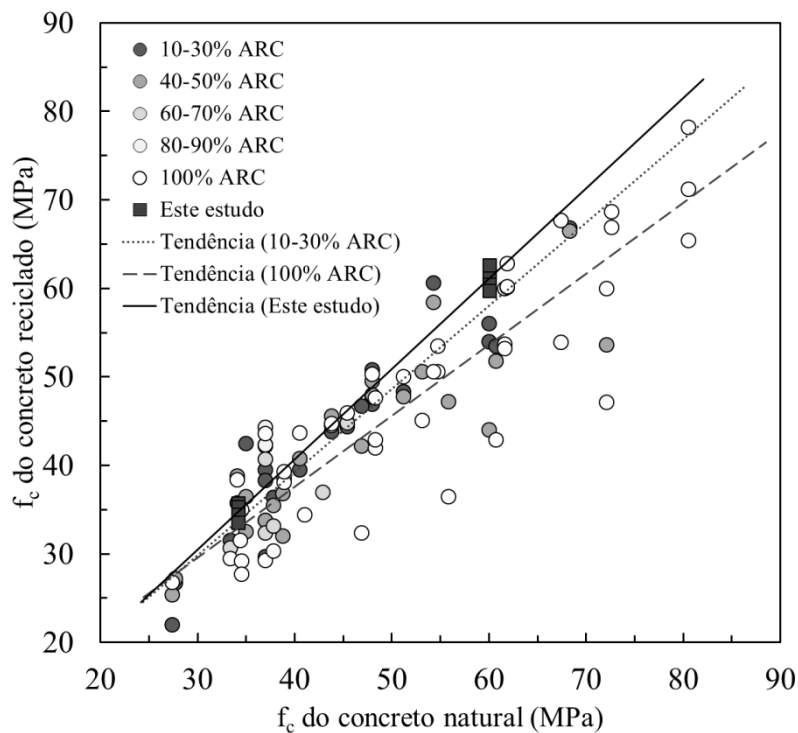


Figura 3.10 –  $f_c$  do concreto natural de referência  $\times$   $f_c$  do concreto reciclado

De forma geral, os dados da literatura mostram que é possível produzir concretos reciclados com qualquer valor de substituição (inclusive 100%), desde concretos de resistência normal (aproximadamente 25 MPa) até concretos de altíssima resistência (aproximadamente 80 MPa). Porém, para menores substituições (10-30%), a linha de tendência da relação entre as resistências do concreto natural e do concreto reciclado apresenta maior inclinação que a linha de tendência para 100% de ARC. Isto indica que, nos casos de menores porcentagens de ARC, o concreto reciclado obtido apresenta valores de resistência à compressão mais próximos dos valores do concreto natural de referência. Já no caso de maiores substituições, em específico para substituição total (100%), a linha de tendência, ao apresentar uma menor inclinação, indica que os concretos reciclados produzidos apresentam proporção entre  $f_c$  reciclado e  $f_c$  natural mais baixa, ou seja, a queda percentual na resistência à compressão de concretos reciclados com 100% de ARC é maior.

Os resultados do presente estudo se mostram otimistas e podem ser aproximados a uma linha de tendência com inclinação de proporção igual a 1, que seria a situação ideal, indicando que os concretos reciclados produzidos apresentam resistência à compressão praticamente igual as dos concretos naturais de referência. Este fato se explica com o método de dosagem utilizado, assim como pela adequada consideração das propriedades específicas dos ARCs. A capacidade de correta previsão da resistência à compressão do concreto reciclado é de extrema importância para seu uso em construções, principalmente para fins estruturais, visto que a simples substituição do agregado natural por agregado reciclado (sem maiores cuidados) poderia causar quedas na resistência do concreto reciclado.

iii. Módulo de elasticidade do concreto natural de referência  $\times$  Módulo de elasticidade do concreto reciclado (Figura 3.11)

No gráfico, foi ilustrada a relação entre o módulo de elasticidade do concreto natural de referência e o módulo de elasticidade do concreto reciclado, para diferentes teores de ARC (10 a 100%) obtidos na literatura. Vale ressaltar que, dentre as publicações que investigam a resistência à compressão do concreto reciclado, apenas uma menor parte também avaliou o módulo de elasticidade. Os resultados da literatura explicitam claramente como, em quase totalidade dos estudos, os concretos reciclados apresentam

módulo de elasticidade menor (às vezes, bem menor) que os concretos naturais de referência. A linha de tendência para os casos de 100% de ARC ilustra este fato.

O módulo de elasticidade depende, principalmente, da resistência à compressão do concreto, da proporção volumétrica do agregado e do módulo de elasticidade do agregado (NEVILLE, 1997). Além disso, como o ARC apresenta maior propensão à deformação do que o agregado natural, o módulo de elasticidade do ARC é menor (FRONDISTOU-YANNAS, 1977). Muitos autores que obtiveram menores módulos para o concreto reciclado explicaram seus resultados devido ao menor módulo do agregado reciclado, que contribuiria decisivamente para o pior desempenho das misturas com ARC nesta propriedade (BUTLER *et al.*, 2013; PEDRO *et al.*, 2017). Porém, na maioria dos casos, o concreto reciclado também apresenta menor resistência à compressão do que o concreto natural de referência, o que poderia ser causa da redução do módulo.

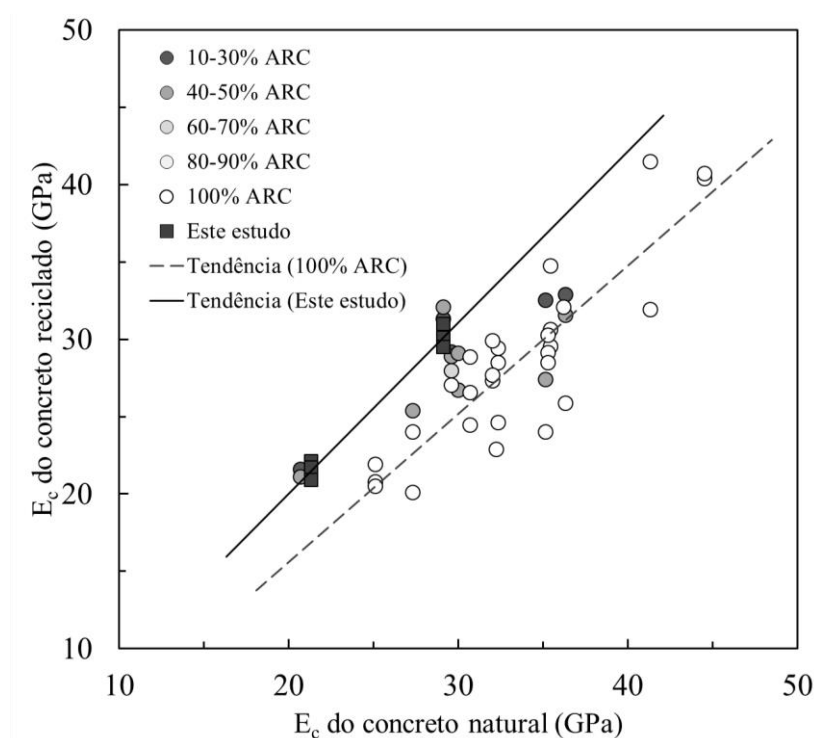


Figura 3.11 –  $E_c$  do concreto natural de referência  $\times$   $E_c$  do concreto reciclado

No presente estudo, diferente do verificado na literatura, ao produzir concretos reciclados de mesma proporção volumétrica de agregados e mesma resistência à compressão do concreto natural, os concretos reciclados alcançaram valores de módulo de elasticidade (aproximadamente) iguais aos concretos naturais de referência. Assim, foi verificado que o menor módulo do ARC não influencia decisivamente de forma

negativa no módulo do concreto. Pela linha de tendência das misturas deste estudo, se verifica a similaridade entre os módulos dos concretos reciclados e dos concretos naturais produzidos. Acredita-se que isto foi possível ao manter constante outras propriedades da mistura, sendo a resistência à compressão a principal delas.

iv. Módulo de elasticidade  $\times$  Resistência à compressão (Figura 3.12)

No gráfico, foi ilustrada a relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão de concretos naturais (NC – *Natural Concrete*) e concretos reciclados (RAC – *Recycled Aggregate Concrete*) obtidos na literatura. Também foram plotadas no gráfico as relações estipuladas pela NBR 6118 (2007) e pela ACI 318 (2008), juntamente com algumas relações propostas por outros pesquisadores (RAVINDRARAJAH & TAM, 1985; MELLMANN *et al.*, 1999), com base em seus resultados experimentais de concretos produzidos com agregado reciclado.

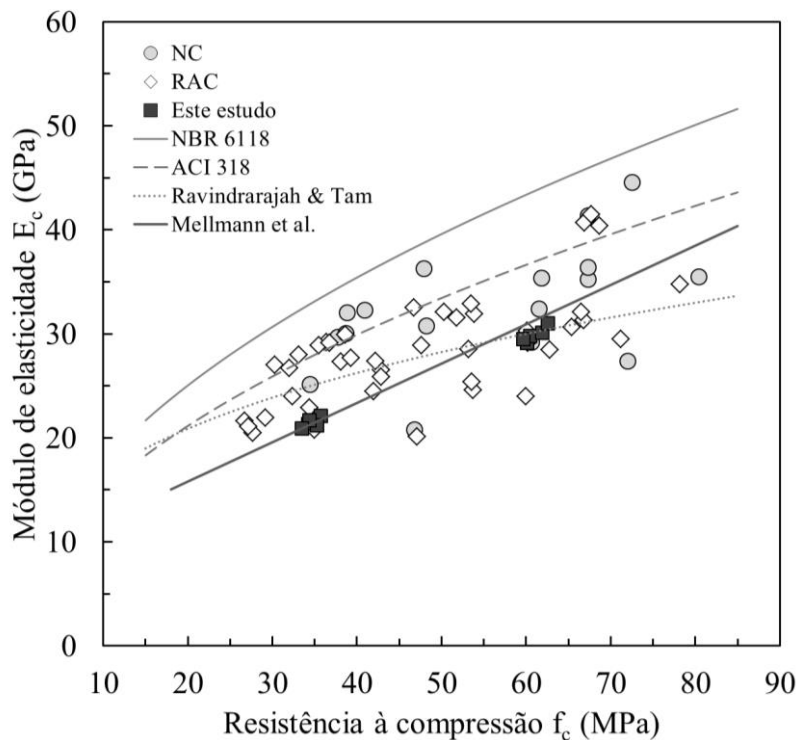


Figura 3.12 – Módulo de elasticidade  $\times$  Resistência à compressão

No geral, nos resultados da literatura, os concretos reciclados apresentam menor módulo para um mesmo valor de resistência à compressão em comparação aos concretos naturais, conforme já comentado. Ao propor uma relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão de concretos, para os casos de concreto natural da literatura, a NBR 6118 (2007) superestima o módulo de elasticidade e a ACI 318 (2008) apresenta

uma boa previsão do módulo. Porém, para casos de concreto reciclado, pode ser observado que as relações da NBR 6118 (2007) e da ACI 318 (2008) superestimam o módulo de elasticidade, inclusive considerando os resultados do presente estudo. A formulação proposta por MELLMANN *et al.* (1999) (relação:  $E = 378 \cdot f_c + 8242$ ) é a que melhor se adequa aos resultados deste estudo, porém não é representativa considerando os demais resultados encontrados na literatura. Neste contexto, ao se considerar os resultados de concretos reciclados deste estudo e das demais publicações apresentados na Figura 3.12, a equação de RAVINDRARAJAH & TAM (1985) é a que se mostra ser a mais representativa da relação módulo de elasticidade  $\times$  resistência à compressão de concretos reciclados (relação:  $E = 7770 \cdot f_c^{0,33}$ ).

Além disso, é visível que existe uma dificuldade na correta previsão do módulo de elasticidade de concretos reciclados. Isto pode ocorrer porque apenas um parâmetro (resistência à compressão) é utilizado para avaliar o valor do módulo correspondente nas relações propostas. Para uma melhor estimativa desta propriedade do concreto produzido com ARC, além da resistência à compressão, deveriam ser considerados mais parâmetros, como características do ARC e tipo e quantidade de cimento, por exemplo.

- v. Resistência à tração do concreto natural de referência  $\times$  Resistência à tração do concreto reciclado (Figura 3.13)

No gráfico, foi ilustrada a relação entre a resistência à tração do concreto natural de referência e a resistência à tração do concreto reciclado, para diferentes teores de uso de ARC (10 a 100%) obtidos na literatura. A linha de tendência para teores de 100% de ARC evidencia que, na maioria das publicações, os valores de resultados de resistência à tração para concreto reciclado são menores que o concreto natural de referência. Alguns autores explicam que este fato apresenta relação com a aderência entre a pasta de cimento e o agregado reciclado, ou seja, a resistência à tração dos concretos reciclados é menor quando esta ligação é mais fraca (BARBUDO *et al.*, 2013; RAVINDRARAJAH & TAM, 1985). Ainda, esta redução, visível na linha de tendência, apresenta correlação com a classe de resistência da mistura, visto que é possível verificar que diferença entre concreto reciclado e concreto natural é maior para misturas de maior classe de resistência.

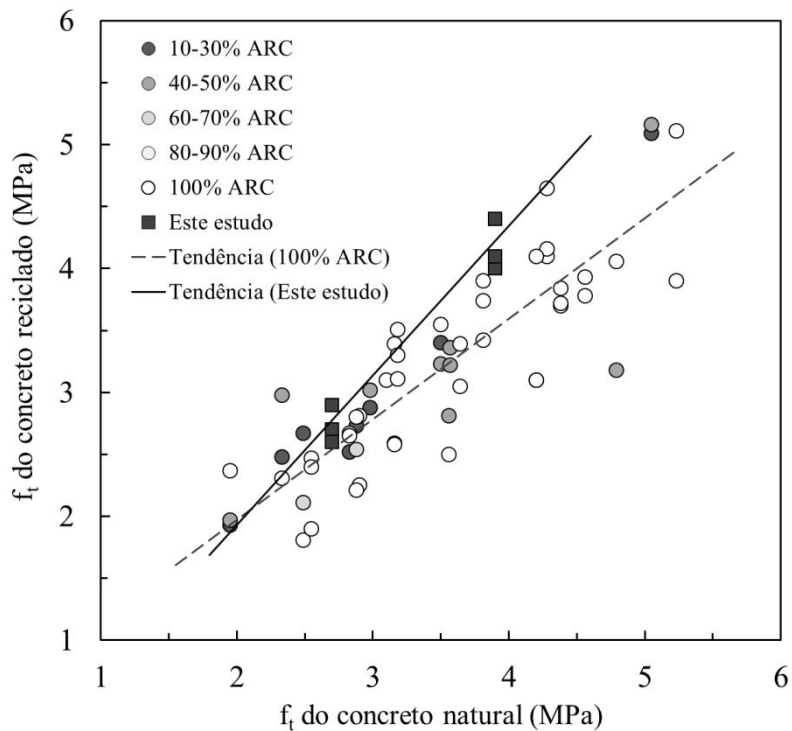


Figura 3.13 –  $f_t$  do concreto natural de referência  $\times$   $f_t$  do concreto reciclado

Os resultados encontrados no presente estudo se mostram otimistas em comparação aos demais dados obtidos na literatura, principalmente em relação à classe de alta resistência. Os valores obtidos para resistência à tração dos concretos reciclados foram iguais ou maiores do que os concretos naturais de referência, evidenciando que o uso de ARCs não afeta decisivamente de forma negativa nesta propriedade. Assim, a linha de tendência dos resultados deste estudo apresenta uma inclinação bem maior do que a linha de tendência para 100% de ARC dos dados levantados de outras publicações. Isto pode ser explicado pelo uso de metodologia de dosagem e, conseqüente, produção de concretos naturais e reciclados com valores similares de resistência à compressão, visto que existe uma correlação direta entre resistência à tração e resistência à compressão.

vi. Resistência à tração  $\times$  Resistência à compressão (Figura 3.14)

No gráfico, foi ilustrada a relação entre resistência à tração e resistência à compressão de concretos naturais (NC – *Natural Concrete*) e concretos reciclados (RAC – *Recycled Aggregate Concrete*) obtidos na literatura. Também foram plotadas no gráfico as relações estipuladas pela NBR 6118 (2007), pela ACI 318 (2008) e pela GB 50010 (2010), juntamente com a correlação obtida por DUAN & POON (2014) com base em seus resultados experimentais de concretos produzidos com diferentes tipos de ARC.

Em sua maioria, nos resultados da literatura, os concretos reciclados apresentam menor resistência à tração para um mesmo valor de resistência à compressão em comparação aos concretos naturais, conforme já comentado. Ao propor uma relação entre resistência à tração e resistência à compressão de concretos, a NBR 6118 (2007) e a ACI 318 (2008) superestimam a resistência à tração, tanto para os casos de concreto natural como para concretos reciclados da literatura, inclusive considerando os resultados deste estudo.

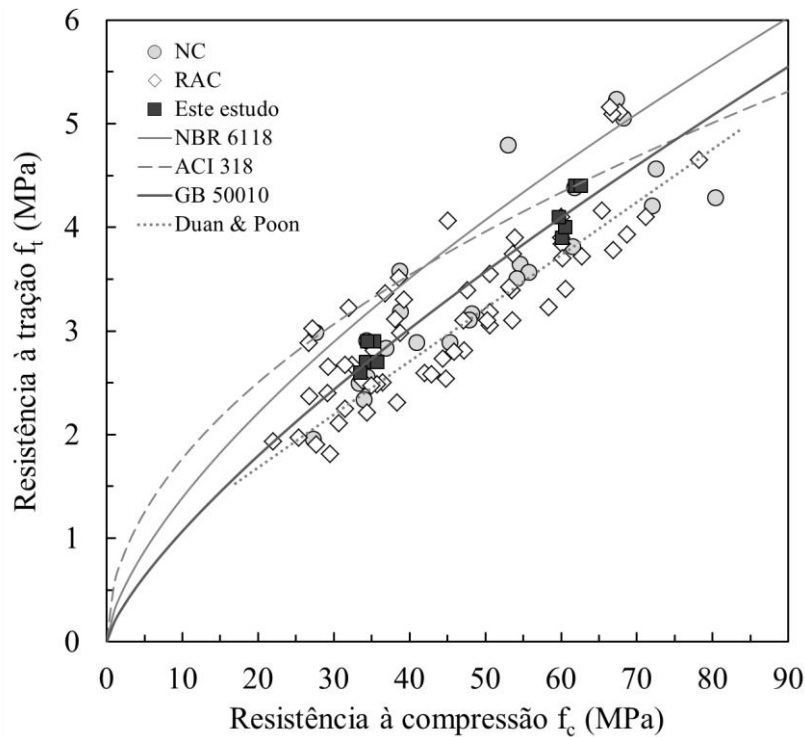


Figura 3.14 – Resistência à tração  $\times$  Resistência à compressão

A formulação proposta pela norma chinesa GB 50010 (2010) melhor representa os resultados da literatura, apesar de ainda superestimar o valor da resistência à tração para a maioria dos dados levantados. Porém, considerando apenas os resultados do presente estudo, a equação da GB 50010 (2010) prevê corretamente os valores de resistência à tração a partir da resistência à compressão dos concretos produzidos com os diferentes tipos de ARC (relação:  $f_t = 0,19 \cdot f_c^{0,75}$ ). Por fim, com uma visão mais ampla, considerando os resultados deste estudo e todos os dados levantados apresentados na Figura 3.14, é a correlação obtida experimentalmente por DUAN & POON (2014) que melhor representa a relação resistência à tração  $\times$  resistência à compressão de concretos reciclados (relação:  $f_c = 19,524 \cdot f_t - 12,856$ ).

### 3.4 CONCLUSÕES

Neste capítulo é relatado um estudo das principais propriedades físicas e mecânicas de concretos produzidos com ARCs, no qual dez misturas de concreto (duas naturais e oito recicladas), de duas classes de resistência, com ARCs provenientes de duas diferentes origens e com duas classes de tamanho, foram produzidas. Em seguida, foi realizada uma caracterização fundamental dos concretos produzidos.

De acordo com os resultados aqui obtidos, as seguintes conclusões podem ser ressaltadas:

- Os resultados confirmam (novamente) a precisão e a confiabilidade de dosagem científica através do Modelo de Empacotamento Compressível (MEC), proposto por DE LARRARD (1999), para caso de misturas com ARC, com diferença máxima de 4% em relação aos valores previstos de resistência à compressão de 35 MPa e 60 MPa, com aumento máximo no consumo de cimento de 6% para C35 e 3,5% para C60. Além disso, também confirmam o valor de absorção dos ARCs durante o processo de mistura dos concretos em 50% da absorção total do ARC (proposto nos estudos de PEPE *et al.* (2016) e AMARIO (2015));
- Foram produzidas misturas de concreto reciclado (de duas classes de resistência, duas fontes de resíduo e duas classes de tamanho de grãos) com trabalhabilidade similar a dos concretos naturais (abatimento de 180 mm  $\pm$  20 mm). Este fato se explica pela metodologia específica de dosagem individual de cada traço, em que foi realizada uma etapa de testes para garantir o abatimento de todos os concretos;
- Reafirmando um consenso da literatura, os concretos reciclados apresentam maior absorção, menor massa específica e maior índice de vazios em comparação com os concretos naturais. Mas vale ressaltar que o uso de ARC provoca proporcionalmente uma maior variação na absorção e no índice de vazios do concreto na classe de alta resistência;
- As relações entre as propriedades físicas dos concretos reciclados confirmam o esperado: quanto maior a absorção do concreto, maior o índice de vazios e menor a massa específica. As relações para índice de vazios e para massa específica em função da absorção total são válidas para concretos de resistência



normal e de alta resistência (para as duas fontes de resíduo e para as duas frações de ARC utilizadas):

$$\text{Índice de Vazios} = 2,1619 \cdot \text{Absorção total} + 0,3089$$

$$\text{Massa específica} = -61,683 \cdot \text{Absorção total} + 2465,6;$$

- Fica evidente que o volume (em porcentagem) de argamassa total (VAT) de cada mistura, que se obtém através da (simples) soma da argamassa presente nos ARCs com a argamassa nova da mistura, governa a propriedade de absorção total dos concretos: quanto maior o volume de argamassa total da mistura, maior a absorção total do concreto. As correlações demonstram que o cálculo do volume de argamassa total da mistura permite uma interpretação de uma das principais propriedades do concreto reciclado, a absorção total de água, independentemente da fonte de origem e da classe granulométrica:

$$\text{Resistência normal (35 MPa): Absorção total} = 0,0719 \cdot \text{VAT} - 1,7249$$

$$\text{Alta resistência (60 MPa): Absorção total} = 0,0658 \cdot \text{VAT} - 3,2641;$$

- Ao avaliar os resultados de 22 publicações, um fato que se destaca é a necessidade de um maior consumo de cimento dos concretos reciclados para se obter uma mesma resistência à compressão que dos concretos naturais. Devido ao elevado custo do cimento, para o uso de ARCs em escala industrial, este fato se torna um fator determinante. No presente estudo, isto foi realizado sem necessidade de aumentar a quantidade de cimento utilizada, e isto foi possível através do método de dosagem científica escolhido (MEC);

- Ainda, muitos autores explicam que o ARC causa redução do módulo de elasticidade do concreto. Porém, no presente estudo, fica comprovado que, ao se produzir concretos reciclados de mesma proporção volumétrica de agregados e mesma resistência à compressão do concreto natural, os concretos reciclados apresentam módulo de elasticidade (aproximadamente) igual aos concretos naturais de referência;

- Ao propor uma relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão de concretos, a NBR 6118 (2007) e a ACI 318 (2008) superestimam o módulo de concretos reciclados. A formulação proposta por MELLMANN *et al.* (1999) (relação:  $E = 378 \cdot f_c + 8242$ ) é a que melhor se adequa aos resultados deste estudo. A equação de RAVINDRARAJAH & TAM (1985) é a que se mostra mais representativa dos dados da literatura (relação:  $E = 7770 \cdot f_c^{0,33}$ );

- Ao propor uma relação entre resistência à tração e resistência à compressão de concretos, a NBR 6118 (2007) e a ACI 318 (2008) superestimam a resistência à tração de concretos reciclados. A formulação da norma chinesa GB 50010 (2010) (relação:  $f_t = 0,19 \cdot f_c^{0,75}$ ) é a que melhor representa os resultados deste estudo. A correlação obtida por DUAN & POON (2014) é a que melhor representa os dados da literatura (relação:  $f_c = 19,524 \cdot f_t - 12,856$ ).

# 4.COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE CONCRETOS DE AGREGADOS RECICLADOS

## 4.1 REVISÃO DA LITERATURA

### 4.1.1 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DO CONCRETO RECICLADO

Dentro do leque de autores que estudam a aplicação de ARC na produção de concreto, a grande maioria se dedica às propriedades mecânicas do concreto, enquanto uma menor porcentagem avalia a resposta estrutural de elementos de concreto reciclado armado. Uma das propriedades estruturais críticas do concreto armado é a resistência de aderência, que representa a ligação entre o aço de reforço e o concreto no entorno. Uma força de aderência adequada permite a transmissão dos esforços entre esses elementos, para que aço e concreto resistam de forma conjunta (PRINCE & SINGH, 2013). A resistência de aderência é composta por uma combinação de aderência química, fricção e bloqueio mecânico entre a barra e o concreto no entorno. Nas barras nervuradas, as nervuras se encaixam e se apoiam no concreto, contribuindo positivamente para a força de ligação entre os elementos, e por isso a maior resistência de aderência desses compósitos.

Sobre esse comportamento para concretos reciclados, alguns autores estudaram o comportamento de aderência aço-concreto reciclado e demonstraram que a presença de ARC não afeta de forma significativa a ligação entre o reforço e a matriz (AJDUKIEWICZ & KLISZCZEWICZ, 2002; KIM *et al.*, 2015). Já outros, conseguiram uma melhor aderência para concretos reciclados em comparação ao concreto natural (FERNANDEZ *et al.*, 2016; YANG *et al.*, 2016). SADATI *et al.* (2016) demonstraram que a capacidade de cisalhamento de vigas de concreto estrutural produzidas com agregados graúdos de concreto não foi afetada pela presença de ARC. Em contradição,

AREZOUMANDI *et al.* (2014) obtiveram uma queda de 12% na resistência ao cisalhamento de vigas com 100% de ARC em comparação com vigas sem uso de ARC. Em um estudo de sequência, AREZOUMANDI *et al.* (2015) investigaram o comportamento de flexão de concretos reciclados, e o comportamento de flexão das vigas de concreto reciclado se mostrou semelhante às vigas de concreto natural, com menores espaçamentos de fissuras para as vigas de concreto reciclado.

Com objetivo de compreender melhor as variáveis que influenciam no comportamento do concreto reciclado armado, alguns estudos foram detalhados na Tabela 4.1 e na Tabela 4.2, com informações como: os tipos de ensaios mais realizados, os tipos de barra de aço, os teores de ARC, as características dos ARCs, os métodos de dosagem, dentre outros. A seguir, estes estudos serão explicados brevemente.

POUR & ALAM (2016) realizaram ensaios em uma variação do teste de *pull-out*: enquanto o teste de *pull-out* é uma forma comum de avaliar a resistência de aderência submetendo a barra a esforços de tração, os autores realizaram o teste de *push-out*, com objetivo de avaliar o comportamento de aderência aço-concreto em uma zona de compressão. A configuração do teste é similar ao de arrancamento, sendo a diferença a forma como a força é aplicada ao corpo de prova. O objetivo principal dos autores foi avaliar o efeito do uso de ARC na aderência aço-concreto. Utilizando misturas com traços constantes, com a substituição do agregado natural por ARC em peso, os autores relatam que o aumento do uso de ARC causou pequeno efeito na resistência à compressão. Os resultados de resistência de aderência dos espécimes com ARC foram similares aos do concreto com agregado natural, e todos os concretos apresentaram modos de ruptura similares. Foi verificado que um aumento no diâmetro da barra e um aumento na relação comprimento de aderência por diâmetro da barra ( $l/d$ ) conduzem a uma redução da resistência de aderência.

No estudo de KIM & YUN (2013), foi feita a avaliação da aplicação de agregados reciclados obtidos do processamento de resíduos de concreto de um prédio para produção de novos concretos em ensaios de *pull-out*. Os autores realizam cura imersa em água de 28 dias nos corpos de prova, porém, além disso, com objetivo de avaliar o efeito de envelhecimento do compósito (365 e 730 dias), alguns corpos de prova foram expostos à natureza (calor, frio, chuva, neve, etc.) sem controle de temperatura ou humidade, para estudar a mesma condição que os edifícios de concreto armado geralmente sofrem. Os autores consideraram as seguintes variáveis: diâmetro máximo

do agregado, teor de substituição de ARC e direção/posição do reforço. Os espécimes com ARC de  $D_{máx}$  até 20 mm apresentaram maior resistência de aderência do que os espécimes com ARC de  $D_{máx}$  até 25 mm sob a mesma razão de substituição de ARC. Em termos de envelhecimento, independente do teor de ARC das misturas, os corpos de prova apresentaram resistência de aderência semelhante na mesma idade, embora a resistência à compressão tenha diminuído proporcionalmente ao aumento da porcentagem de ARC.

A influência na aderência aço-concreto da aplicação de agregados produzidos a partir do concreto da demolição de um prédio de 30 anos foi estudada por PANDURANGAN *et al.* (2016). Para isto, os autores utilizaram o método EMV (*Equal Mortar Volume*), que se baseia em manter constante o volume de argamassa, para definição dos traços. Os concretos reciclados apresentaram propriedades físicas inferiores aos concretos naturais, porém, o tratamento do ARC por meios ácidos, térmicos e mecânicos melhoraram as propriedades físicas dos concretos reciclados significativamente. Os resultados mostraram uma redução de 38% na resistência de aderência com o uso do ARC em comparação aos espécimes de concreto natural, e os autores indicam que isto ocorre devido à baixa qualidade do concreto de origem, que apresentava uma matriz muito porosa, que produziu um ARC com elevada quantidade de argamassa aderida (32%).

PRINCE & SINGH (2013) entenderam que, devido à ação de cura interna das partículas de ARC, as resistências de aderência, obtidas pela normalização da resistência de aderência medida com a resistência à compressão correspondente, em todos os níveis de substituição de ARC foram mais elevadas nos concretos reciclados que no concreto natural. Inclusive, as resistências de aderência aumentaram com o aumento da porcentagem de ARC e os maiores valores foram obtidos para 100% de substituição de agregado natural por ARC. Os autores explicam que, quando o ARC é utilizado na condição saturada superfície seca, as partículas de ARC liberam água conforme necessário para hidratação através do fenômeno de cura interna e, com isso, esta cura interna pode resultar em uma melhor hidratação do cimento e na melhoria da integridade da zona de contato entre os grãos de ARC e a matriz do concreto. É esperado que esta melhora da integridade do concreto e de suas propriedades mecânicas provoque um aumento da resistência de aderência.

Duas diferentes fontes de resíduo foram utilizadas por BUTLER *et al.* (2011), ambos vindos de demolição de estruturas de concreto existentes, para avaliar o comportamento

em ensaios de *beam-end test*. Os autores se destacam por não fixar o traço para realizar a substituição de agregado natural por agregado reciclado, e sim realizam novas dosagem para os concretos reciclados com objetivo de produzir concretos de resistências à compressão similares para fins de comparação das demais propriedades. Os valores de resistência de aderência para as misturas de concreto natural foram 10,4% a 19% maiores que as misturas com ARC de uma das fontes e 9,4% a 21,3% maiores que as misturas com ARC da outra fonte. Os autores ressaltam que os resultados do estudo com duas fontes de resíduos indicam que a substituição do agregado natural por ARC pode causar um impacto significativo sobre a ligação do concreto com o reforço, mesmo para semelhantes resistências de concreto.

PRINCE *et al.* (2017) avaliaram algumas variáveis: tipo de concreto (resistência normal e alta), teor de substituição do ARC e diâmetro da barra, e observaram que os comportamentos de ligação aço-concreto e os modos de ruptura eram semelhantes para o concreto natural e os reciclados.

No estudo de FERNANDEZ *et al.* (2016), os autores submergiram os agregados reciclados de concreto em água por 20 minutos para determinar a capacidade de absorção efetiva dos agregados na produção de concreto, e obtiveram um valor de 70% da sua absorção de água total. Para a produção dos concretos, o ARC foi umedecido no dia anterior através de um sistema de *sprinkler* e cobertos para manter a humidade. Os autores explicam que, durante a produção, o ARC absorve certa quantidade de água livre devido ao seu teor inicial de humidade moderada, que reduz a relação a/c da zona de transição e, conseqüentemente, melhora a relação de ligação interfacial entre os agregados e o cimento. Os resultados dos autores ressaltam a forte relação entre o comportamento do compósito (ligação aço-concreto) e a resistência à compressão do concreto. Os concretos reciclados com resistência à compressão semelhante à do concreto natural obtiveram comportamentos de aderência semelhantes ou melhor. Entretanto, nesse estudo, os concretos com 100% de ARC sofreram uma queda na rigidez, que os autores acreditam ter relação com a alta porosidade desses concretos.

XIAO & FALKNER (2007) concluíram que, sob condição de proporções de mistura equivalentes (mesmo traço), em comparação com os corpos de prova de concreto natural, a resistência de aderência do concreto reciclado com barra lisa diminuiu 12% e 6% com teor de ARC de 50 % e 100%, respectivamente. Já com barras nervuradas, os comportamentos de ligação entre aço e concreto foram similar independente da

porcentagem de substituição de ARC. Para todos os concretos, a resistência de aderência entre a barra nervurada e o concreto é aproximadamente 100% maior que entre a barra lisa e o concreto. Para o caso de misturas com a mesma resistência à compressão, a resistência de aderência entre o concreto reciclado com 100% de ARC e a barra de aço foi superior a do concreto natural com a barra de aço.

A Tabela 4.1 e a Tabela 4.2 apresentam detalhes de estudos de oito autores, e podem ser vistas como uma representação do que tem sido desenvolvido na literatura internacional, permitindo uma compreensão mais abrangente do desenvolvimento feito no âmbito estrutural sobre o comportamento de aderência de barras de aço com concretos reciclados. Com base nas tabelas, é possível verificar que a maioria dos autores utiliza apenas uma fonte de origem de ARC (linha 1), com apenas o estudo de BUTHER et al. (2011) com duas fontes. Desta forma, considerando as elevadas diferenças que existem entre diferentes agregados de resíduo de concreto, seria de significativa importância realizar estudos com mais fontes, de maneira que fosse possível relacionar as propriedades dos agregados reciclados com os resultados de ensaios estruturais. Em relação ao teor de ARC (linha 2), a maioria dos autores já estuda até 100% de ARC no concreto, sendo a segunda porcentagem mais comum a de 50%.

Em relação ao diâmetro máximo do ARC (linha 3), é possível verificar que os autores variam entre agregados tanto maiores, que seriam os agregados de 19 a 25 mm na tabela, similares ao tamanho comercial Brita 1 (19 mm), como agregados graúdos menores, de 12,5 mm, mais similares ao tamanho comercial Brita 0 (9,5 mm). KIM & YUN (2013) afirmam que a aderência é afetada pelo tamanho dos grãos do agregado utilizado, pois obtiveram maior resistência de aderência em ensaios de *pull-out* produzidos com agregados de diâmetro máximo de 20 mm do que para os espécimes com agregados de diâmetro máximo de 25 mm. Os autores ressaltam que a tensão de aderência não foi uniformemente distribuída ao longo do comprimento da barra para os concretos de  $D_{máx}$  de 25 mm devido à distribuição dos agregados graúdos. O comportamento de aderência entre o concreto e a barra é influenciado pela área de adesão e ligação física promovida pelo concreto de entorno da barra e pela disposição dos agregados graúdos ao redor da barra, que se apresentou mais comprometida em grãos maiores. Os valores de absorção de água (linha 11) dos agregados reciclados variam bastante, de 2% a 9%, o que é bem comum na literatura, conforme já explicado anteriormente.

Tabela 4.1 – Detalhamento de estudos em concreto reciclado armado (Parte A)

		POUR & ALAM (2016)	KIM & YUN (2013)	PANDURANGAN <i>et al.</i> (2016)	PRINCE & SINGH (2013)
ARC	1	Nº de fontes de ARC	1	1	1
	2	Teor de ARC (%)	0, 30, 40 e 50	0, 30, 60 e 100	0 e 72
	3	D máx (mm)	25	20 e 25	20
	4	Absorção do ARC (%)	4,61	2,99 e 3,01	4,58
Reforço	5	Tipo de barra	Nervurada	Nervurada	Nervurada
	6	D barra (mm)	11, 16 e 19,5	16	8 e 10
	7	Comprimento de aderência (mm)	Comprimento de aderência/d <sub>barra</sub> de 5 e 10	64 (4 x d <sub>barra</sub> )	10 x d <sub>barra</sub>
Dosagem	8	Parâmetro fixado	Traço	Traço	Volume de argamassa
	9	Forma de substituição do ARC	Peso	Peso	Dosagem pelo método EMV
	10	Fator a/c	0,4	0,43 e 0,45	0,45
	11	Resistência à compressão (MPa)	35	27	20
Produção	12	Condição de uso do ARC	Seco	Saturado superfície seca	Não informado
	13	Método de compensação de água	Água adicional	Agregado pré-saturado	Não informado
	14	Quantidade de água adicional	Baseado em 24h	Sem adição	Não informado
	15	Posição de moldagem	Barra vertical	Barra vertical e horizontal	Barra horizontal
	16	Tipo de cura	Câmara úmida	Imerso em água até 28 dias. Depois, ao ar livre.	Imerso em água
Ensaio	17	Idade (dias)	70	28, 365 e 730	28
	18	Tipo de teste	<i>Push-out</i>	<i>Pull-out</i>	<i>RILEM beam bond test</i>
	19	Corpo de prova	Cilindro	Cubo	Dois blocos conectados por uma barra
	20	Norma	Baseado em outros estudos	CSA S806-02 (2002)	RILEM RC 5 (1982)
	21	Nº de ensaios	144	144	15
					IS: 2770 (1967) e RILEM (1983)
					60



Tabela 4.2 – Detalhamento de estudos em concreto reciclado armado (Parte B)

			<b>BUTHER <i>et al.</i> (2011)</b>	<b>PRINCE <i>et al.</i> (2017)</b>	<b>FERNANDEZ <i>et al.</i> (2016)</b>	<b>XIAO &amp; FALKNER (2007)</b>
<b>ARC</b>	1	<b>N° de fontes de ARC</b>	2	1	1	1
	2	<b>Teor de ARC (%)</b>	0 e 100	0, 50 e 100	0, 20, 50 e 100	0, 50 e 100
	3	<b>D máx (mm)</b>	19	12,5	20	12,5
	4	<b>Absorção do ARC (%)</b>	3,98 e 5,72	6,0	5,9	9,25
<b>Reforço</b>	5	<b>Tipo de barra</b>	Nervurada	Nervurada	Nervurada	Lisa e nervurada
	6	<b>D barra (mm)</b>	25	12 e 20	10 e 12	10
	7	<b>Comprimento de aderência (mm)</b>	5 x d <sub>barra</sub> e 15 x d <sub>barra</sub>	Não informado	50	50
<b>Dosagem</b>	8	<b>Parâmetro fixado</b>	Resistência à compressão	Traço	Traço	Traço
	9	<b>Forma de substituição do ARC</b>	Nova dosagem	Peso	Volume	Peso
	10	<b>Fator a/c</b>	0,60 e 0,38	0,53 e 0,37	0,45	0,43
	11	<b>Resistência à compressão (MPa)</b>	30 e 50	37 e 69	50	40
<b>Produção</b>	12	<b>Condição de uso do ARC</b>	Saturado superfície seca	Saturado superfície seca	Úmido	Saturado superfície seca
	13	<b>Método de compensação de água</b>	Agregado pré-saturado	Agregado pré-saturado	Absorção de 20 minutos (70%)	Agregado pré-saturado
	14	<b>Quantidade de água adicional</b>	Sem adição	Sem adição	Sem adição	Sem adição
	15	<b>Posição de moldagem</b>	Barra horizontal	Barra horizontal	Barra vertical	Barra horizontal
	16	<b>Tipo de cura</b>	7 dias em cura úmida e ao ar	Não informado	Não informado	Condições naturais
<b>Ensaio</b>	17	<b>Idade (dias)</b>	28	56	28	28
	18	<b>Tipo de teste</b>	<i>Beam-end test</i>	Flexão em viga	<i>Pull-out</i>	<i>Pull-out</i>
	19	<b>Corpo de prova</b>	Beam-end	Viga de 2 apoios	Cilindro	Cubo
	20	<b>Norma</b>	ASTM A944-05 (2010)	ACI 408R-03 (2003)	Não informado	Chinese GB50152-92
	21	<b>N° de ensaios</b>	24	24	16	36

Em relação à barra de aço utilizada, todos os autores utilizam barras do tipo nervurada (linha 5), devido a maior aderência promovida pelo uso deste tipo de barra em comparação a barra lisa. Sobre o diâmetro da barra (linha 6), ocorre uma total variação de tamanhos na literatura, desde 8 mm até 25 mm, inclusive alguns autores fazem comparações entre o comportamento de aderência e o diâmetro da barra.

O mesmo ocorre para o comprimento de aderência (linha 7), além de depender do tipo de ensaio utilizado, o comprimento de aderência geralmente é proporcional ao diâmetro da barra de aço. PRINCE & SINGH (2013) observaram o modo de ruptura em ensaios de *pull-out* com diferentes diâmetros de barra, e verificaram semelhantes comportamentos para concretos naturais e reciclados, porém embora as fases de micro-deslizamento, fissuração interna, descendente e residual fossem identificadas para ensaios com barra de 12 mm, os gráficos das barras de 16 mm, 20 mm e 25 mm foram caracterizados por uma linha ascendente quase linear até a carga de pico, seguida pelas fases descendente e residual do comportamento de aderência. Entretanto, os autores não observaram nenhuma tendência clara para o efeito do diâmetro da barra em relação com o comportamento de aderência.

Já POUR & ALAM (2016), explicam que à medida que o diâmetro da barra e a relação comprimento de aderência/diâmetro da barra ( $l/d$ ) aumentam, como a barra está em contato com o concreto, aumenta a água aprisionada entre a superfície da barra e o concreto. Isto causa um aumento de vazios e uma redução da área de contato. Com isso, a tensão de aderência média transferida para o concreto no entorno da barra é reduzida quando a região de aderência e a área de superfície entre os dois materiais aumenta. Além disso, segundo POUR & ALAM (2016), à medida que o diâmetro da barra aumenta, existem menos nervuras por comprimento, e esta pode ser uma das razões que explicam a diminuição da resistência de aderência com o aumento do diâmetro, pois ocorre uma redução da interligação mecânica entre o concreto e a barra de aço. Além da criação de vazios mencionada, os esforços são distribuídos ao longo de um maior comprimento com o aumento de  $l/d$  e, conseqüentemente, há uma diminuição na resistência de aderência.

Os tópicos mais importantes sobre o uso de agregados reciclados são: como deve ser feito o cálculo de sua substituição e como considerar sua elevada absorção de água na produção. Pelas Tabela 4.1 e Tabela 4.2, é possível verificar que o parâmetro fixado (linha 8) para o cálculo das proporções das misturas pelos autores que avaliam o

comportamento estrutural ainda é o traço, se destacando PANDURANGAN *et al.* (2016) por realizar dosagens individuais para cada mistura pelo método do EMV, baseado no volume de argamassa total, e BUTHER *et al.* (2011) por desenvolver dosagens individuais para cada mistura com objetivo de obter a mesma resistência à compressão. Ao utilizar o mesmo traço, ainda não há um consenso na literatura da melhor forma de calcular a substituição do ARC (linha 9), sendo que existem autores que fazem a substituição de agregados naturais por reciclados em volume, e outros em peso. A questão sobre esses tipos de método de substituição está relacionada com o fato de que, muitas vezes, a resistência à compressão dos concretos naturais e reciclados não atingem valores similares por causa do equívoco no método de dosagem, e isto tem relação direta com o comportamento estrutural do elemento em estudo.

Nos estudos de RANGEL (2015) e AMARIO (2015), foi realizada a dosagem científica dos concretos naturais e reciclados através do Modelo de Empacotamento Compressível (MEC), proposto por DE LARRARD (1999). As autoras explicam que o programa simula diversas dosagens dos materiais adotados com base nas características e propriedades de cada material, além das especificações do concreto desejado, e calcula a proporção mais adequada dos materiais para produção do concreto. As autoras ressaltam que o método de dosagem foi uma das principais etapas do trabalho, pois para que o agregado reciclado possa ser utilizado corretamente, as suas características devem ser consideradas no processo de dosagem, sem a realização da simples substituição de agregado natural por ARC em um mesmo traço fixo. Desta forma, é importante destacar a importância do método de dosagem utilizado quando se produz concretos com ARC.

O fator água/cimento (linha 10) e a classe de resistência à compressão (linha 11) dos concretos produzidos são relacionados, sendo que a maioria dos autores utiliza fator a/c em torno de 0,4-0,5 para concretos de 30-50 MPa, e quanto maior o fator a/c menor é a resistência à compressão. PRINCE *et al.* (2017) se destacam por produzir concretos de alta resistência (69 MPa) com fator a/c de 0,37.

Para considerar a absorção elevada dos ARCs, os autores variam em relação à condição inicial de uso do ARC (linha 12) para produção do concreto, a grande maioria adiciona os agregados reciclados à mistura na condição saturado superfície seca (SSS), ou seja, após deixarem o material imerso em água por 24 horas, os autores secam o agregado superficialmente e o utilizam. Desta forma, o método de compensação de água (linha 13), se resume a utilizar o agregado nesta condição, e os autores não realizam nenhuma

adição de água (linha 14). Dentro desse contexto, POUR & ALAM (2016) se diferenciam ao utilizar o agregado no estado seco, e adicionar à mistura a quantidade de água que o agregado absorve, com base no ensaio de absorção de água de 24 horas. Em contradição, FERNANDEZ *et al.* (2016) não realizaram adição de água, porém utilizaram o agregado na condição úmida, considerando sua absorção de 20 minutos, afirmando que a quantidade de água de 24 horas seria além da necessária.

Em relação à posição da barra na moldagem (linha 15), apesar de influenciar na aderência aço-concreto, pois uma melhor distribuição do concreto no entorno da barra fornece uma melhor aderência, depende muito do tipo de molde do ensaio a ser realizado. Nas tabelas, percebe-se que os autores realizam moldagens tanto com a barra na vertical como na horizontal. O tipo de cura (linha 16) dos elementos estruturais na literatura geralmente varia entre cura úmida e imersão em água, e alguns autores fazem cura ao ar livre para avaliar o efeito das condições naturais de temperatura e umidade na propriedade em análise.

A idade de ensaio (linha 17), na maioria dos estudos, é de 28 dias, havendo trabalhos com outras idades, por exemplo, de PRINCE & SINGH (2013) e PRINCE *et al.* (2017) com 56 dias e POUR & ALAM (2016) com 70 dias. Neste contexto, os resultados de KIM & YUN (2013) mostraram que a resistência à compressão do concreto aos 365 dias sob condições naturais aumentou em comparação com os valores de 28 dias e, em particular, este aumento da resistência à compressão cresceu à medida que a razão de substituição de agregado reciclado aumentou. No entanto, a resistência à compressão aos 730 dias do concreto sob condições naturais diminuiu, embora ainda maior que aos 28 dias. Para a resistência de aderência, os maiores valores foram observados aos 365 dias, enquanto os menores foram aos 730 dias. Os autores comentam que não foram observadas diferenças significativas entre o uso de agregado natural e ARC em termos de desenvolvimento da aderência com a idade.

Por fim, os testes normalmente utilizados para estudo do comportamento de aderência (linha 18) são *pull-out* (arrancamento), *beam end* (canto/final de viga) e flexão em vigas. O ensaio mais comum na literatura é o ensaio de *pull-out*, devido a sua maior facilidade de produção e execução. Os corpos de prova (linha 19) dependem do tipo de teste a ser realizado, e para o ensaio de arrancamento são produzidos tanto cilindros como cubos. Da mesma forma, as normas (linha 20) utilizadas também dependem do ensaio a ser feito e do país dos autores, porém muitos se baseiam em ensaios

normalizados pela RILEM, ASTM e ACI. O número de ensaio executados (linha 21), devido a maior dificuldade de produção e execução de ensaios em elementos estruturais varia de 15 a 60 no geral, sendo a maioria dos estudos desenvolvidos com em torno de 30 execuções de ensaio. POUR & ALAM (2016) e KIM & YUN (2013) realizaram uma quantidade elevada de ensaios, 144 ao todo, devido ao maior número de variáveis de seus trabalhos.

#### 4.1.2 COMPORTAMENTO DE TENSION STIFFENING

De forma geral, nos projeto de concreto armado, considera-se que o concreto não resiste a forças de tração e que estas são suportadas unicamente pela armadura. Porém, já é sabido que o concreto fissurado é capaz de desenvolver tensões de tração devido à transferência de forças de aderência entre o aço e o concreto. A essa capacidade do concreto intacto entre as fissuras de continuar a suportar as tensões de tração e oferecer rigidez é dado o nome de *tension stiffening*, que pode ser entendido como rigidez à tração do concreto. Esse efeito ajuda no controle da rigidez do compósito como um elemento, diminuindo a sua deformação e controlando a abertura de fissuras (FIELDS & BISCHOFF, 2004).

O corpo-de-prova de *tension stiffening* se comporta como um compósito, no qual a matriz é o concreto e o reforço constitui em uma única barra de aço. Este tipo de compósito é descrito pelo modelo ACK, desenvolvido por AVESTON *et al.* (1971), com base no ensaio de *tension stiffening*. O comportamento típico esperado para o ensaio de tração no tirante de concreto armado é apresentado na Figura 4.1. O comportamento de *tension stiffening* pode ser, geralmente, caracterizado em um elemento simples de concreto armado 1-D, através de quatro fases: elástica pré-fissuração, múltipla fissuração, pós-fissuração (estabilização das fissuras) e escoamento do aço (AVESTON *et al.*, 1971).

Até o surgimento da primeira fissura (linha *a* na Figura 4.1), na fase de pré-fissuração, a carga é suportada pela matriz e pelo reforço em conjunto, portanto pode-se realizar uma média ponderada das propriedades dos constituintes para determinar as propriedades do compósito. Como o compósito se encontra na fase elástica, este trecho é governado pelo módulo elástico, portanto a regra das misturas é válida e pode ser escrita na forma da Equação (4.1) para previsão do módulo de elasticidade de pré-fissuração do compósito  $E_{pre}$  (evidenciado na Figura 4.1):

$$E_{pre}A_c = E_m A_m + E_r A_r \quad (4.1)$$

Onde:

$E_{pre}$ : módulo de elasticidade de pré-fissuração do compósito

$A_c$ : área do compósito na seção transversal

$E_m$ : módulo de elasticidade da matriz

$A_m$ : área da matriz na seção transversal

$E_r$ : módulo de elasticidade do reforço

$A_r$ : área do reforço na seção transversal

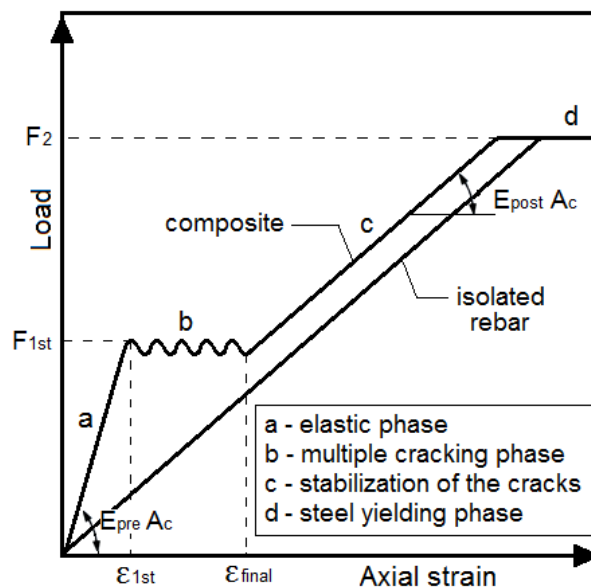


Figura 4.1 – Descrição esquemática do comportamento típico no ensaio de tension stiffening

O aparecimento da primeira fissura não conduz a uma falha abrupta, mas provoca a redistribuição da carga entre a matriz e o reforço. Com o aparecimento da primeira fissura no concreto e a contínua abertura desta fissura, a carga é distribuída, transferida para o aço e devolvida para o concreto por meio das propriedades de aderência e, assim que a formação de tensão se torna suficiente, novas fissuras ocorrem dependendo da natureza da aderência. A fase de múltipla fissuração (linha *b* na Figura 4.1) começa no momento do surgimento da primeira fissura, e é possível determinar a força de primeira fissura  $F_{1st}$  (que está relacionada à resistência à tração da matriz) e a deformação de primeira fissura  $\varepsilon_{1st}$  (evidenciadas na Figura 4.1). À medida que a fissuração ocorre na matriz, a carga é transferida para o reforço, e a contínua deformação vai resultar em mais fissuração no concreto, até que a matriz seja dividida em vários seguimentos.

Como o processo de fissuração ocorre em uma tensão praticamente constante, a matriz sofre perdas de resistência e de módulo de elasticidade a cada fissura que aparece, até que, após a etapa de fissuração, a matriz deixa de contribuir de forma significativa para a capacidade de carga. Quando acaba a fase de múltipla fissuração, e a matriz de concreto já está dividida por fissuras paralelas, qualquer tensão adicional provoca a descolagem, escorregamento e alongamento do reforço. Portanto, após a fase de fissuração, quando o aço passa a suportar as cargas de tração quase totalmente, o compósito resiste à carga crescente e apresenta um aumento da capacidade de resistência (linha *c* na Figura 4.1). Ou seja, nesta fase, a rigidez do reforço que suporta o comportamento ascendente da curva carga x deformação axial. Assim, na fase pós-fissuração, o módulo de elasticidade do compósito passa a apresentar similar inclinação ao gráfico do reforço, visto que o comportamento do compósito passa a ser regido quase em sua totalidade pela barra de aço. Portanto, para essa fase, o módulo de elasticidade pós-fissuração do compósito  $E_{\text{post}}$  (evidenciado na Figura 4.1) pode ser determinado. O acréscimo da carga de tração ocorre até que se inicia a fase de escoamento do aço em um patamar próximo ao horizontal (linha *d* na Figura 4.1), onde pode ser obtida a força  $F_2$ . Em seguida, com continuação da aplicação de força, o aço é tracionado até sua ruptura total.

A Figura 4.2 apresenta a distribuição dos esforços de tração na matriz e no reforço ao longo do comprimento do corpo-de-prova durante o processo de fissuração. Antes da primeira fissura, a matriz e o reforço apresentam tensões constantes ao longo de toda a peça.

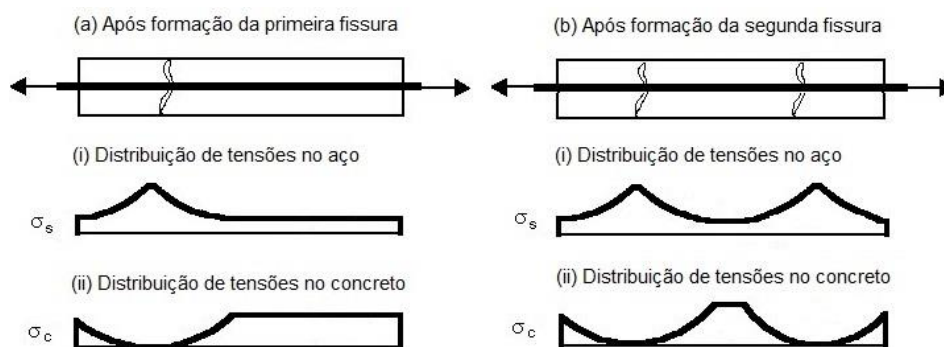


Figura 4.2 – Distribuição de tensões na matriz e no reforço no ensaio de tension stiffening

Depois da primeira fissura, o aço vai suportar maiores tensões na região próxima à fissura, e o concreto vai suportar menores tensões até atingir o valor zero na posição da fissura. O mesmo ocorre quando surge a segunda fissura, e assim por diante, até a

abertura a última fissura. A tensão do compósito vai ser a resultante entre as tensões atuantes no aço e no concreto em cada momento do ensaio. Os segmentos não fissurados de concreto ainda são capazes de transportar cargas de tração em estágios não lineares, como resultado de mecanismos de transferência de carga entre o aço e a matriz. Assim, as respostas de contribuição de carga da matriz também podem ser utilizadas para avaliar os efeitos de *tension stiffening*.

Em relação ao estudo do efeito de *tension stiffening* em concreto reciclado, em estudo anterior, RANGEL (2015) avaliou a influência da utilização de agregado de resíduo de concreto no comportamento estrutural de concretos de resistência normal e alta resistência através de ensaios de *tension stiffening*. Foram utilizados diferentes classes de resistência à compressão (25 e 65 MPa) e diferentes teores de agregados reciclados na fração graúda (25% e 50%), e foram usadas barras de aço de 20 mm de diâmetro. Os concretos foram dosados segundo o Modelo de Empacotamento Compressível (MEC). A resistência à compressão apresentou uma constância de valores, permanecendo similar para todos os teores de ARC, tanto a para a classe C25 quanto para a classe C65. As curvas típicas de força  $\times$  deformação obtidas por RANGEL (2015) nos ensaios de *tension stiffening* se encontram na Figura 4.3, e como é possível verificar, os gráficos apresentam as fases explicadas acima.

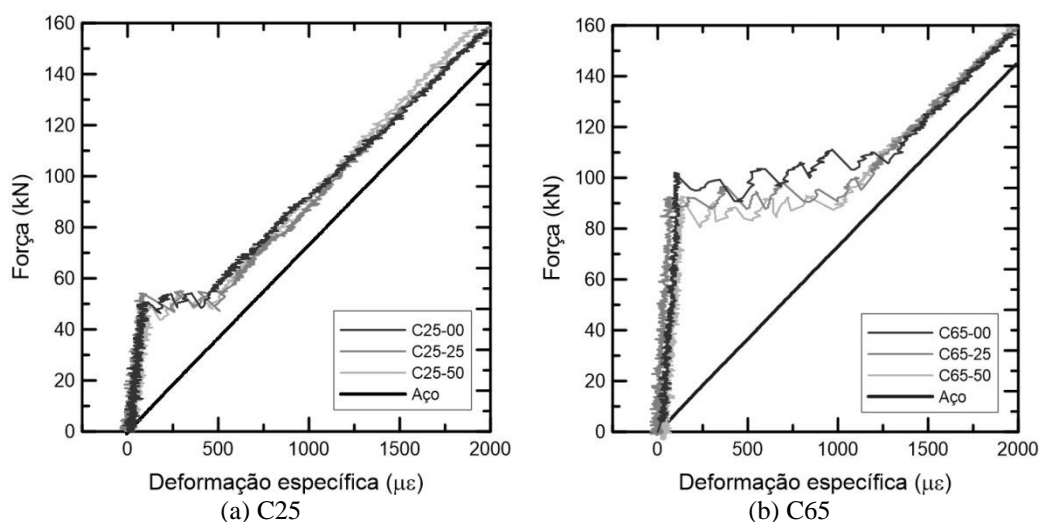


Figura 4.3 – Curvas força  $\times$  deformação dos ensaios de *tension stiffening* (RANGEL, 2015)

Em relação à força de primeira fissura, deformações de primeira fissura e módulo de elasticidade antes da fase de fissuração, os concretos com diferentes teores de agregado reciclado apresentaram valores similares nestas propriedades para a classe de resistência normal, enquanto que para a classe de alta resistência, pode-se verificar que o aumento



do teor de ARC causou uma pequena queda nos valores de primeira fissura e no patamar de fissuração. As deformações de última fissura para a classe C25 e C65 mostram elevada diferença, o que é explicado pela maior quantidade de fissuras que surgem nos concretos de maior resistência, ou seja, os concretos C65 apresentam uma fase de múltipla fissuração mais longa do que os concretos de resistência normal.

Depois de terminada a fissuração por completo, os módulos pós-fissuração foram considerados iguais dentro de cada classe. Em relação ao tipo de fissuração, foi observado nos ensaios de concretos de resistência normal apresentam uma lenta fissuração, com aberturas de poucas fissuras, porém com altos valores de abertura. Em todos os traços da classe C65, houve abertura de muitas fissuras com menores valores de abertura. Foi verificado que o padrão de fissuração se seguiu para todos os teores de agregado reciclado dentro de cada classe. De forma geral, RANGEL (2015) concluiu que a variação do teor de agregado reciclado não produz uma influência negativa nas propriedades de *tension stiffening*, inclusive apresentando algumas propriedades com valores similares para os concretos reciclados e naturais estudados.

#### 4.1.3 MODELAGEM DE TENSION STIFFENING PARA CONCRETO RECICLADO

Com os resultados experimentais obtidos por RANGEL (2015), foi desenvolvida uma análise mais abrangente do comportamento aço-concreto nos ensaios de *tension stiffening*, publicado em RANGEL *et al.* (2017). Este subcapítulo tem como objetivo apresentar a análise desenvolvida, e os resultados e gráficos obtidos a partir desde modelo com os dados experimentais de RANGEL (2015). O método de análise apresentado será utilizado para avaliar os ensaios de *tension stiffening* do presente trabalho.

Em resumo, os ensaios de *tension stiffening* foram realizados em elementos de concreto reciclado armado, com concretos de resistência normal e alta, com até 50% de teor de ARC. Através do uso de um modelo numérico de diferenças finitas, os resultados experimentais foram utilizados para calcular e identificar a lei de aderência-deslizamento do aço-concreto. O modelo analítico utilizado, de SORANAKOM & MOBASHER (2010), é capaz de simular vários estágios do teste de *tension stiffening*. Assim, os resultados de tração obtidos a partir desde tipo de ensaio fornecem uma análise abrangente sobre a interação aço-matriz, bem como uma maior compreensão

sobre a formação e propagação de fissuras em elementos de concreto. Os resultados também permitiram uma avaliação dos mecanismos de distribuição de fissuras.

O método de diferenças finitas desenvolvido por SORANAKOM & MOBASHER (2010) foi utilizado para modelar o comportamento de *tension stiffening* dos elementos. Um espécime de tensão é idealizado como uma série de segmentos 1-D consistindo de barra de aço, matriz de concreto e elementos de interface. A matriz é tratada como frágil, sem resposta de amolecimento no tempo (*strain softening*), assim, a carga em qualquer fissura é apenas transportada pelo reforço. Uma extremidade do corpo de prova é fixada e é feita a aplicação de uma carga crescente na outra extremidade. À medida que a tensão de fissuração da matriz é ultrapassada, a matriz fissura e a carga passa a ser suportada pelo reforço através dos elementos de interface. Os segmentos individuais de arrancamento continuam a transferir a carga em movimento de ida e volta entre o aço e a matriz.

A Figura 4.4a apresenta o modelo discretizado de diferenças finitas da amostra fissurada, com o comprimento total de aderência  $L$  discretizado em  $N$  nós de espaçamento igual  $h$ . Com o processo de múltipla fissuração, o espécime é dividido em segmentos menores  $L_s^{(1)}, L_s^{(2)}, \dots, L_s^{(q)}$ , com cada segmento contendo  $n^{(q)}$  número de nós locais, sendo “ $q$ ” o índice do segmento. Os diagramas de corpo livre de nós representativos são mostrados na Figura 4.4b, onde  $s_i$  é o deslizamento do nó,  $F_i$  é a força nodal da barra,  $B_i$  é a força nodal de aderência, e  $G_i$  é a força nodal de mola. As equações de equilíbrio podem ser derivadas em termos da variável primária desconhecida, o deslizamento  $s$ , definido como a diferença entre as deformações da barra em relação à matriz. Então, as equações de equilíbrio nodal são construídas e cada força nodal é expressa como o produto do deslizamento pela rigidez. Desta forma, um sistema global de equações foi obtido por SORANAKOM & MOBASHER (2010), apresentado na Equação (4.2):

$$[C]_{n,n}\{S\}_n = \{T\}_n \quad (4.2)$$

Onde:

$[C]$ : rigidez da matriz

$\{S\}$ : vetor de deslizamento nodal

$\{T\}$ : vetor de força nodal

Na análise não linear, através de um algoritmo de solução iterativa, as leis constitutivas dos materiais são impostas, e são obtidas as curvas de força x deformação. Assim que a solução para os valores de deslizamento é obtida, são calculados em seguida os valores correspondentes para tensão, deformação e espaçamento de fissuras (*crack spacing*). SORANAKOM & MOBASHER (2010) explicam que a retração inicial no elemento de concreto antes do ensaio pode causar uma variação no comprimento do corpo de prova, assim como uma redução na resistência à fissuração. No processo de análise de dados, este efeito pode ser considerado através de uma compensação na resposta do compósito, com um deslocamento no gráfico, de modo que a deformação de escoamento da barra seja combinada com o ponto de escoamento do compósito. No modelo de diferenças finitas, a deformação por retração pode ser aplicada como condição inicial, através da introdução de uma folga inicial no modelo de tração do aço.

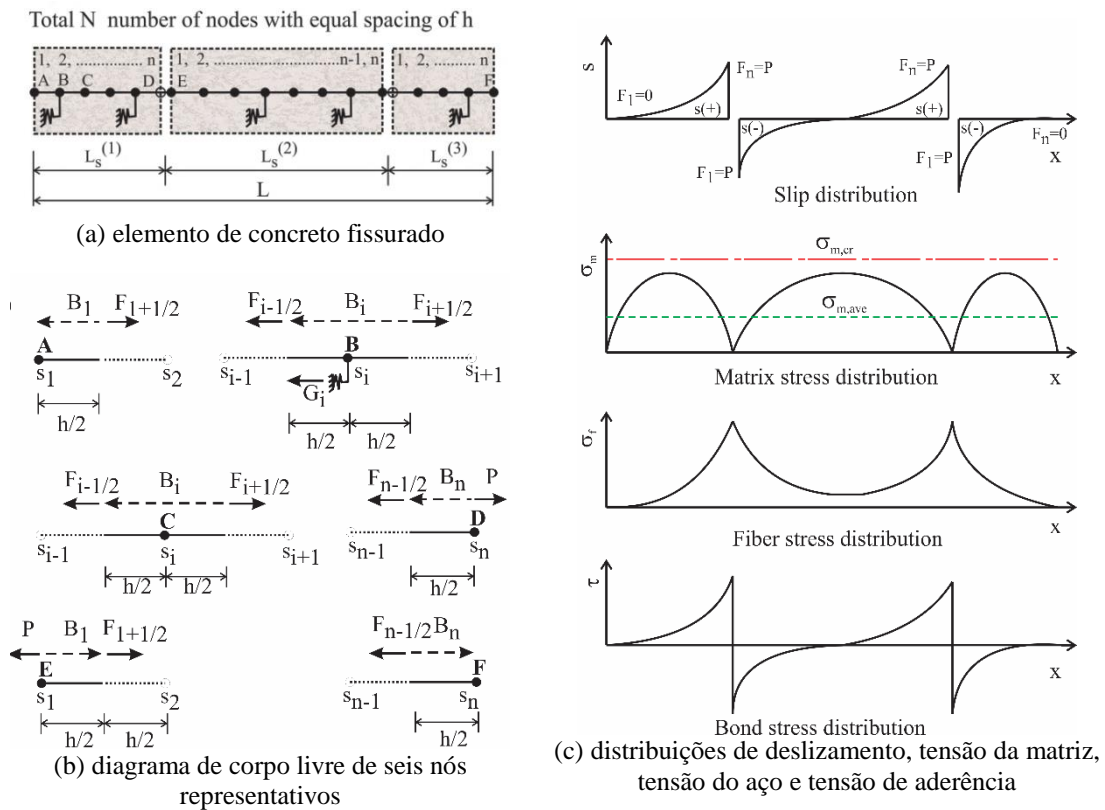


Figura 4.4 – Modelo de diferenças finitas (SORANAKOM & MOBASHER, 2010)

A Figura 4.4c apresenta um esquema das distribuições de deslizamento, tensão da matriz ( $\sigma_m$ ), tensão do reforço ( $\sigma_f$ ) e tensão de aderência ( $\tau$ ) em segmentos fissurados. A força de tensão tem valores positivos tanto para o aço quanto para a matriz, porém a distribuição da tensão na matriz e no aço varia de acordo com a posição das fissuras. O fato da capacidade de carga da matriz não diminuir nos segmentos não fissurados é o

sinal do efeito de *tension stiffening*. A carga suportada pelo aço é transferida de volta para a matriz, e  $\sigma_m$  tem seu valor máximo na linha central de cada segmento. À medida que a carga aumenta, a tensão da matriz  $\sigma_m$  atinge a resistência máxima à fissuração da matriz (*cracking strength*), indicada por  $\sigma_{m,cr}$ . Neste momento, são formadas novas fissuras. A tensão de aderência varia do seu valor máximo na posição da fissura até o valor zero na região de aderência. Neste contexto, como indicador dos efeitos de *tension stiffening* no estágio pós-fissuração, a tensão média da matriz, indicada por  $\sigma_{m,ave}$  na Figura 4.4c, pode ser obtida. A tensão média da matriz é obtida através da normalização da integração numérica da tensão da matriz, conforme a Equação (4.3):

$$\sigma_{m,ave} = \frac{1}{L} \int_0^L \sigma_m dx \quad (4.3)$$

Onde:

$\sigma_{m,ave}$ : tensão média da matriz

$\sigma_m$ : tensão da matriz

$L$ : comprimento total de aderência

Em RANGEL *et al.* (2017), as simulações numéricas foram realizadas para os elementos de resistência normal (classe C25) e para os concretos de alta resistência (classe C65), produzidos por RANGEL (2015). Para isto, foram utilizados o modelo de tensão-deformação do aço e o modelo de deslizamento-aderência de interface apresentados na Figura 4.5. No modelo do aço de C65, a folga inicial foi aplicada para abordar os efeitos de retração, mais comuns em concretos de alta resistência.

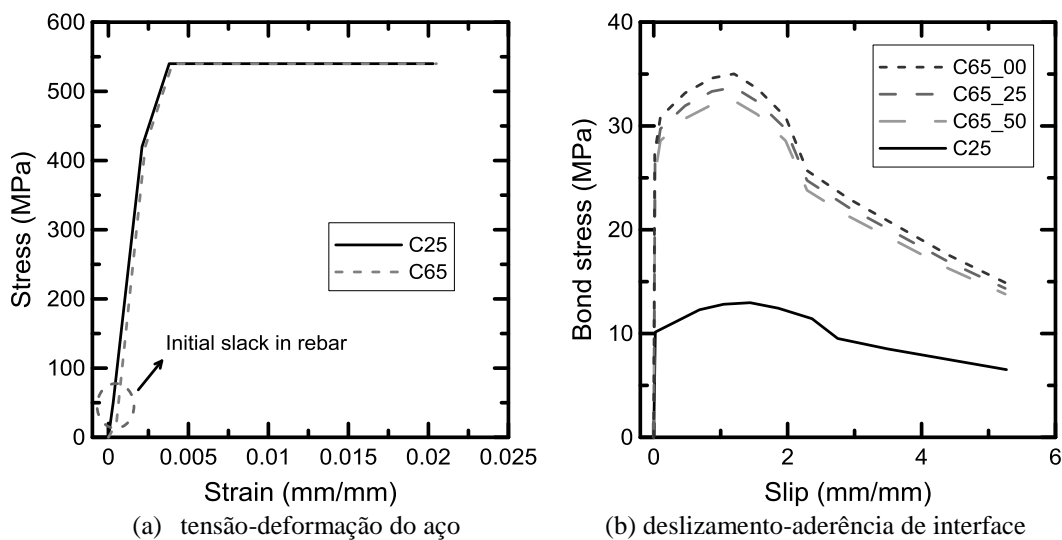


Figura 4.5 – Modelos utilizados para simulação do comportamento do compósito

A Figura 4.6 e a Figura 4.7 apresentam a comparação entre os resultados experimentais e os resultados da simulação (modelagem) das amostras C25 e C65, além de indicar outros parâmetros do modelo que foram utilizados. O modelo foi capaz de simular as respostas experimentais até o topo em três estágios: linear elástico, múltipla fissuração, e alargamento das fissuras/arrancamento do aço.

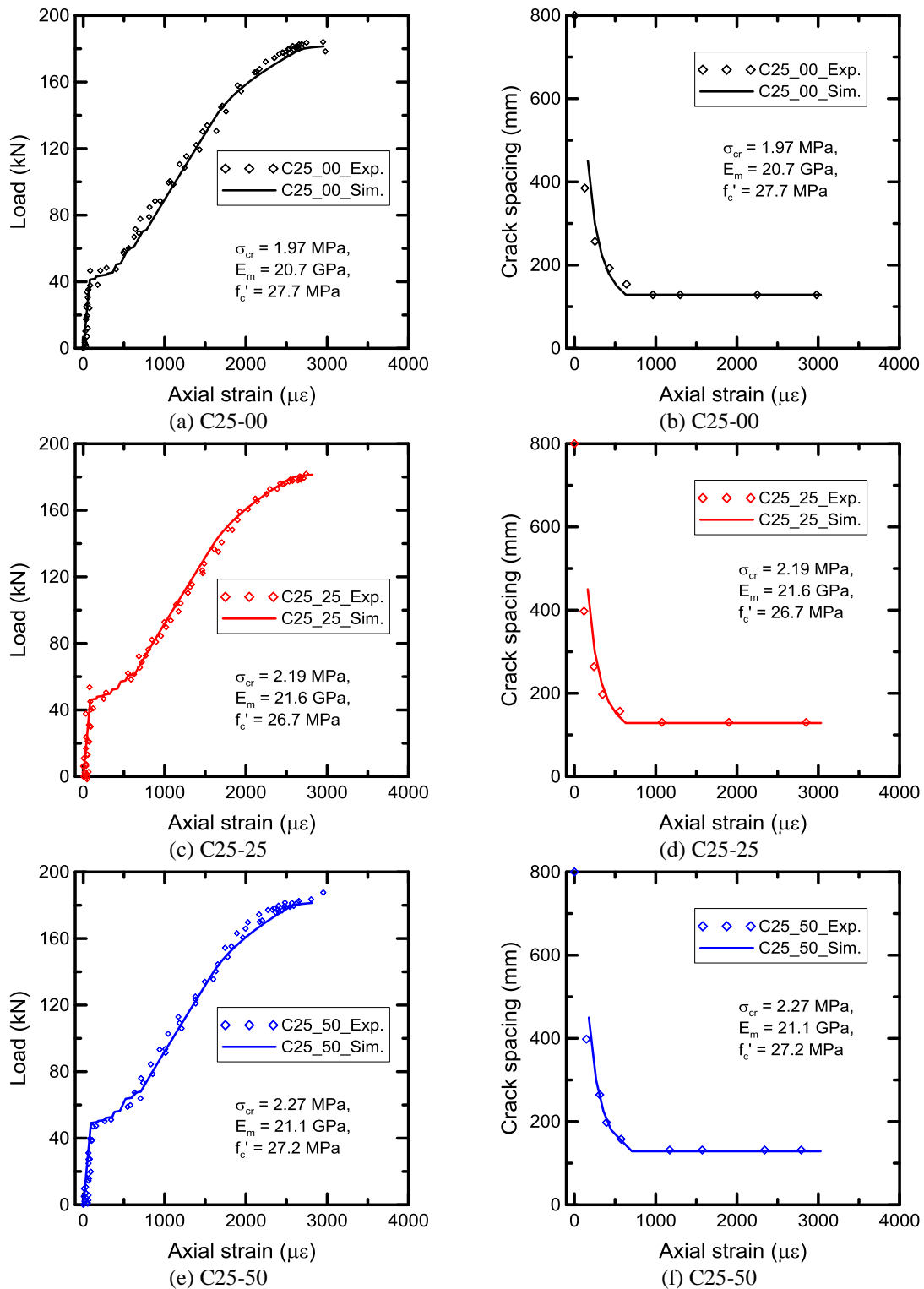


Figura 4.6 – Comparação entre os resultados experimentais e da simulação (C25)

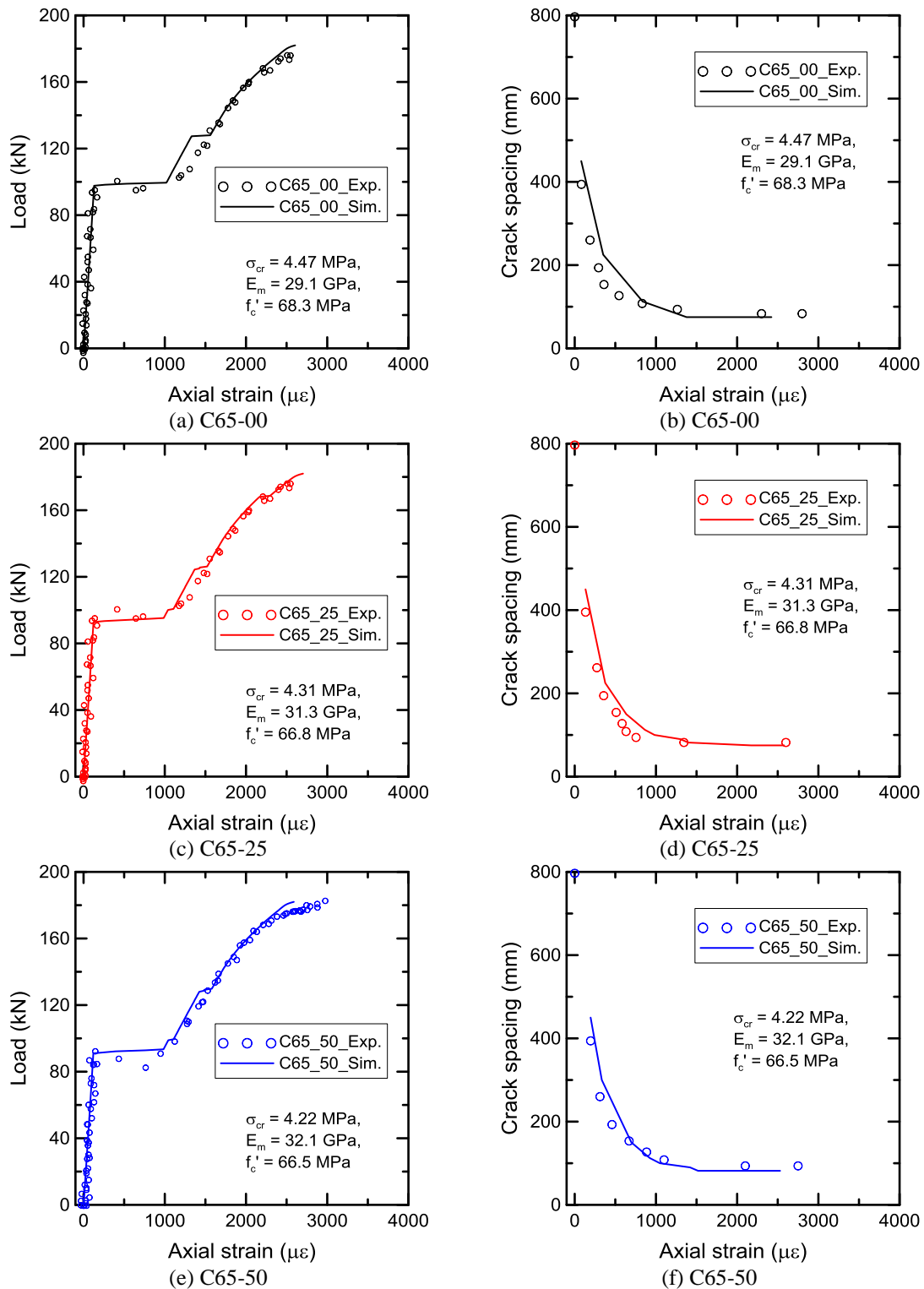


Figura 4.7 – Comparação entre os resultados experimentais e da simulação (C65)

DANCYGIER *et al.* (2010) realizaram um estudo experimental que mostrou um aumento na resistência de aderência com a variação de concreto de resistência normal para concreto de alta resistência. Com uso de barras de 20 mm de diâmetro, a resistência média de aderência obtida para concretos de resistência normal foi de 13,2 MPa,

enquanto para concreto de alta resistência foi obtido 35,2 MPa de resistência de aderência. Com esta base, para a simulação dos resultados, foi utilizado, em RANGEL *et al.* (2017), uma resistência de aderência de 13,0 MPa para prever as respostas dos corpos de prova da C25, e resistências de aderência de 35,1 MPa, 33,7 MPa e 32,43 MPa para prever as respostas dos elementos C65-00, C65-25 e C65-50, respectivamente, conforme apresentado na Figura 4.5b.

As respostas de força x deformação dos diferentes grupos de concreto analisados exibem comportamentos semelhantes, e as pequenas variações podem ser relacionadas principalmente à resistência da matriz de concreto. Dentro na classe C65, a força de fissuração mais alta do compósito é obtida para a mistura de concreto com maior resistência, considerando que a resistência à fissuração da matriz para a classe C65 varia de 4,22 MPa a 4,47 MPa. O mesmo ocorreu com a classe C25, em que a resistência à fissuração da matriz de concreto varia entre 1,97 MPa e 2,27 MPa, e a maior força de fissuração do compósito é da mistura com o maior valor de resistência da matriz.

As respostas de espaçamento de fissura x deformação, também apresentadas na Figura 4.6 e na Figura 4.7, mostram um menor espaçamento de fissuras para os concretos de alta resistência (C65). As diferenças no padrão de fissuras final podem ser explicadas pelas diferentes características de aderência aço-concreto das duas classes. A força suportada pelos segmentos não fissurados de matriz entre duas fissuras paralelas é transferida da barra de reforço através da interface. Uma maior resistência de aderência provoca uma diminuição proporcional da taxa de transferência de força da matriz, ou seja, da relação força/comprimento. Como resultado, é necessário um menor comprimento para que a matriz alcance a resistência de fissuração, resultando em espaçamentos de fissura menores (YAO *et al.*, 2015).

Observando as evoluções de fissuras (Figura 4.6 e Figura 4.7), percebe-se que para C65 ocorre uma variação das evoluções com o aumento do teor de ARC. Neste caso, apesar dos valores finais de espaçamento de fissuras serem similares para todas as três misturas, a múltipla fissuração ocorre para menores valores de deformação quanto menor o teor de ARC. A maior resistência à fissuração e a formação de fissuras mais cedo indicam maiores resistência de aderência aço-concreto nos elementos com menor teor de ARC. Assim sendo, uma maior resistência de aderência é utilizada para simular os elementos C65-00, enquanto as respostas mais baixas de aderência-deslizamento preveem o comportamento das amostras C65-00, como apresenta a Figura 4.5b.

O efeito de *tension stiffening* também pode ser avaliado isolando a contribuição da matriz a partir do diagrama força-deformação do compósito, obtendo a tensão da matriz através da diferença entre os comportamentos da barra isolada e do compósito. As respostas de tensão-deformação da matriz também foram calculadas pelo modelo de diferenças finitas, com a Equação (4.3). Os diagramas são apresentados na Figura 4.8.

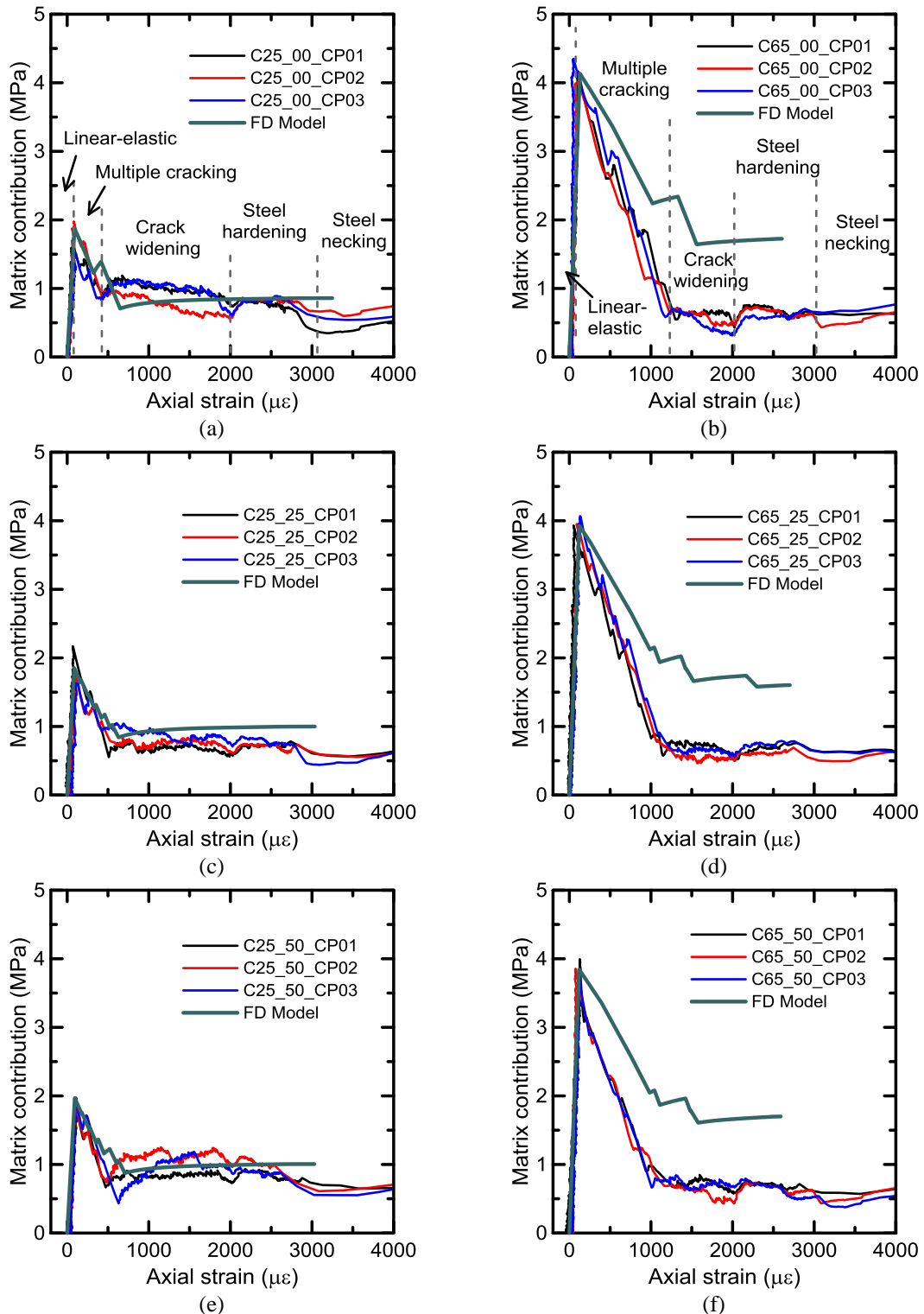


Figura 4.8 – Comparação entre os resultados experimentais e da simulação para matriz



Os resultados indicam que, para ambas as classes, a região ascendente das curvas de tensão-deformação é afetada pela classe de resistência até a abertura da primeira fissura. Após a primeira fissura, ambas as classes atravessam a fase de múltipla fissuração, neste momento, ocorrem rapidamente quedas na contribuição da matriz à medida que as cargas de tração são transferidas para o reforço. Ao finalizar a múltipla fissuração, a tensão na matriz diminui gradualmente, e esta fase é marcada pelo alargamento das fissuras e arrancamento do aço. As curvas de tensão-deformação da contribuição da matriz obtidas pelo modelo numérico coincidem com os elementos da C25 tanto nos estágios de pré-fissuração como nos estágios de pós-fissuração. Entretanto, as tensões residuais dos resultados do modelo para as amostras da C65 superestimaram os valores experimentais. É possível observar que não houve uma diminuição acentuada da tensão de contribuição da matriz durante a fase de escoamento do aço, e este fato comprova que os segmentos de concretos não fissurados contribuem para o suporte de tensões de tração, mesmo no estágio de escoamento do aço.

Em conclusão, o modelo de diferenças finitas proposto por SORANAKOM & MOBASHER (2010) pode ser aplicado com sucesso no caso de concretos com ARC para a simulação do ensaio de *tension stiffening*. O modelo permite identificar a lei de aderência-deslizamento e o comportamento tensão-espaçamento de fissura para concretos sob cargas de tração, além das leis de aderência aço-concreto e o comportamento tensão-deformação de tração da matriz. As leis identificadas por esta abordagem podem representar modelos mais confiáveis, que melhor descrevem o comportamento dos elementos de concreto do que o que geralmente é obtido pela execução de ensaios “padrão” (por exemplo, *pull-out*). Isto se dá pelo fato que os ensaios de *tension stiffening* melhor reproduzem as reais condições de carga para elementos de concreto armado.

#### 4.1.4 FORMULAÇÕES PARA PROPRIEDADES ESTRUTURAIIS DO CONCRETO

Tradicionalmente, tem sido demonstrado na literatura que a consideração do efeito da resistência do concreto na resistência de aderência usando a raiz quadrada da resistência à compressão ( $\sqrt{f_c}$ ) é adequada (ACI 408, 2003; ORANGUN *et al.*, 1977; DARWIN *et al.*, 1992; ACI 318, 2008). Inclusive, muitos autores apresentam os resultados de aderência através da normalização do valor obtido experimentalmente com raiz quadrada de  $f_c$  (POUR & ALAM, 2016). Vários pesquisadores tentaram formular

equações que representam a ligação entre as barras de aço e o concreto. A seguir algumas das formulações mais conhecidas são apresentadas. ORANGUN *et al.* (1977), DARWIN *et al.* (1992) e MACGREGOR *et al.* (1997) propuseram funções para previsão da resistência de aderência, apresentadas nas Equações (4.4), (4.5) e (4.6), respectivamente:

$$\tau = 0,083045 \sqrt{f_c} \left( 1,2 + 50 \frac{d_b}{l_e} + 3 \frac{c_{min}}{d_b} \right) \quad (4.4)$$

$$\tau = 0,083045 \sqrt{f_c} \left( 1,06 + 75 \frac{d_b}{l_e} + 2,12 \frac{c_{min}}{d_b} \right) \quad (4.5)$$

$$\tau = 0,498 \sqrt{f_c} \frac{c_{min}^*}{d_b} \quad (4.6)$$

Onde:

$\tau$ : resistência de aderência

$d_b$ : diâmetro da barra

$l_e$ : comprimento de aderência

$c_{min}$ : cobertura mínima de concreto

$c_{min}^*$ : cobertura mínima de concreto, medida do centro da barra.

E a resistência de aderência é definida em função da resistência à compressão nas formulações do *fib* Bulletin 10 (CEB-FIP Model Code, 2000) e do *fib* Model Code 2010 como mostrado nas Equações (4.7) e (4.8), respectivamente:

$$\tau = 0,45 \cdot f_c \quad (4.7)$$

$$\tau = 2,5 \sqrt{f_c} \text{ (boas condições de aderência)} \quad (4.8)$$

De interesse para o presente estudo, as formulações possíveis de serem utilizadas para o ensaio de *tension stiffening* são apenas a do *fib* Bulletin 10 e a do *fib* Model Code 2010, pois tem como base apenas a resistência à compressão.

Diante deste contexto, visando identificar o impacto que as principais características dos ARCs causam nas propriedades estruturais do concreto reciclado, o presente estudo realiza e analisa ensaios de *tension stiffening* em elementos de concreto reciclado armado de resistência normal e de alta resistência, produzidos com ARCs de duas

classes de tamanho e duas fontes de origem. Os resultados dessa investigação experimental fornecem uma perspectiva abrangente sobre a interação aço-concreto reciclado.

## 4.2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 4.2.1 MATERIAIS

#### a) Misturas de concreto

Neste capítulo, foram utilizadas as dez seguintes misturas de concreto (já detalhadamente apresentadas e caracterizadas no Capítulo 3):

- Resistência normal: C35-NAT, C35-L-B0, C35-L-B1, C35-D-B0 e C35-D-B1;
- Alta resistência: C60-NAT, C60-L-B0, C60-L-B1, C60-D-B0 e C60-D-B1.

#### b) Barras de aço

Foram utilizadas barras de aço de textura nervurada de seção circular, da classe CA-50, no diâmetro de 12,5 mm. A caracterização das barras é apresentada na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Caracterização das barras de aço

Ensaio	Norma/Método	Caracterização
Propriedades mecânicas à tração	NBR ISO 6892 (2013) Prensa <i>Shimadzu 1000kN</i> $v = 0,3$ mm/min	Força de escoamento = 67,3 kN Tensão de escoamento = 540 MPa Tensão de ruptura = 680 MPa Módulo de elasticidade = 198 GPa (Figura 4.9)

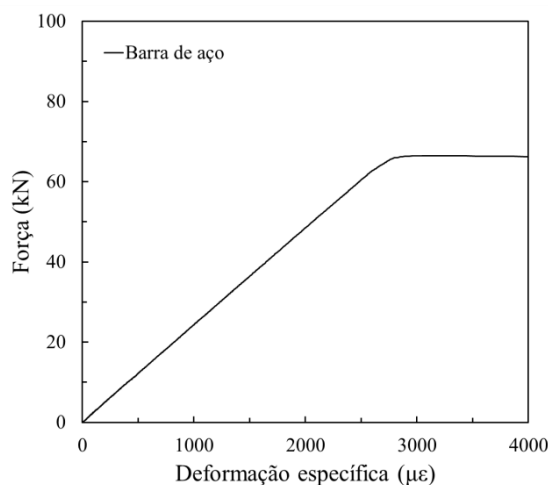


Figura 4.9 – Comportamento do aço no ensaio de resistência à tração

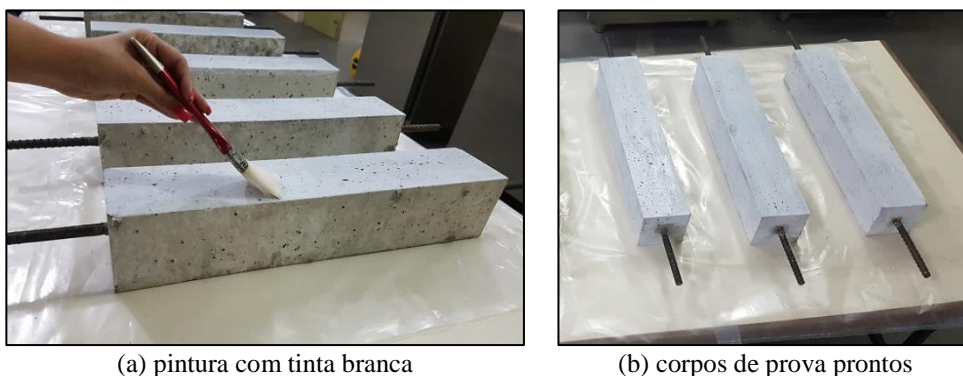
#### 4.2.2 PRODUÇÃO E PREPARO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Foram moldados corpos de prova prismáticos de concreto armado para ensaios de *tension stiffening*. Foi adotado o mesmo procedimento de mistura para os concretos apresentado no subcapítulo “3.2.3 - Produção dos Concretos”. A Figura 4.10 apresenta o processo produção dos elementos estruturais.



Figura 4.10 – Produção dos elementos estruturais

Inicialmente, uma fina camada de óleo foi aplicada nos moldes para facilitar o processo de desmoldagem e as barras de aço foram posicionadas dentro do molde prismático e presas, para evitar movimentação durante a etapa de preenchimento com concreto. O lançamento do concreto ocorreu sobre mesa vibratória, dividido em duas camadas seguidas por adensamento mecânico a 68 Hz por 30 segundos. Os corpos de prova foram mantidos protegidos de perda de umidade por camadas de tecido úmido, e as extremidades das barras foram cobertas com plástico filme e mangueira plástica, para que se mantivessem protegidas da umidade no período de cura. Os elementos foram desmoldados após 24 horas e conduzidos à cura em câmara úmida (umidade relativa de 100% e temperatura de  $21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ). Às vésperas do ensaio, as superfícies dos corpos de prova foram pintadas com uma mistura de água e tinta branca, como mostra a Figura 4.11, a fim de permitir uma melhor visualização do aparecimento das fissuras.



(a) pintura com tinta branca

(b) corpos de prova prontos

Figura 4.11 – Preparo dos elementos para o ensaio

#### 4.2.3 MÉTODO DE ENSAIO DE TENSION STIFFENING

Foi realizado o ensaio apresentado na Tabela 3.5 para caracterizar os elementos de concreto armado das dez misturas aos 28 dias de idade.

Tabela 4.4 – Método de ensaio de tension stiffening

Ensaio	Norma/Equipamento	Corpo de prova
<i>Tension stiffening</i> (tirantes de concreto)	Adaptado da NBR 7477 (1982) Prensa <i>Shimadzu 1000kN</i> $v = 0,3 \text{ mm/min}$	Prisma de concreto reforçado com uma única barra de aço: Seção transversal = $9,5 \times 9,5 \text{ cm}^2$ Comprimento de aderência = 50 cm Comprimento da barra = 76 cm

As dimensões do corpo de prova de *tension stiffening* foram escolhidas em função da barra de aço em análise. Muitos autores definem o comprimento de aderência dos ensaios de aderência como uma multiplicação de um fator pelo diâmetro da barra (KIM & YUN, 2013; PANDURANGAN *et al.*, 2016; PRINCE & SINGH, 2013; BUTHER *et al.*, 2011). Assim, corpos de prova de diferentes tamanhos de barra apresentam diferentes dimensões. No presente trabalho, foi decidido adotar o mesmo procedimento que estes autores, de forma que foi adotado um comprimento de aderência de  $40 \times d_{\text{barra}}$  (equivalente a 50 cm). Para as dimensões da seção transversal, foi adotado um fator de 70 entre a área transversal da barra e a área transversal do concreto (de forma que a seção transversal foi de  $9,5 \times 9,5 \text{ cm}^2$ ). A Figura 4.12 apresenta as dimensões do corpo de prova do ensaio de *tension stiffening*.

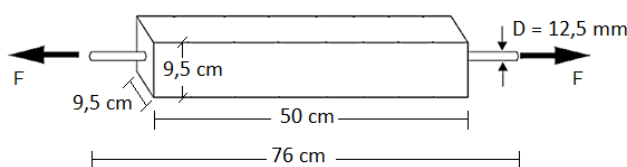


Figura 4.12 – Dimensões do corpo de prova do ensaio de tension stiffening

Os corpos de prova foram fixados ao sistema de ensaio através de garras presas às extremidades livres da barra. Os ensaios foram realizados em três exemplares de cada, com aquisição de dados, no qual o comportamento força-deformação ao longo do carregamento foi obtido com emprego de transdutores elétricos (LVDT) para medição de deslocamentos longitudinais. O carregamento foi aplicado de forma contínua e, ao longo do ensaio, o aparecimento de fissuras foi registrado por fotos de alta resolução. A Figura 4.13 apresenta a configuração do ensaio de *tension stiffening*.



(a) posicionamento do CP

(b) CP pronto para ensaio

Figura 4.13 – Configuração do ensaio de tension stiffening

## 4.3 RESULTADOS E ANÁLISES

### 4.3.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO RECICLADO NO ENSAIO DE TENSION STIFFENING

Neste capítulo, ao todo foram ensaiados 30 elementos estruturais, com três exemplares para cada uma das dez misturas de concreto (duas naturais e oito recicladas), sendo estas de duas classes de resistência. A Figura 4.14 apresenta o comportamento típico de força  $x$  deformação no ensaio de *tension stiffening* aos 28 dias dos concretos das classes C35 e C60. Os gráficos (Figura 4.14) confirmam, tanto para a classe de resistência normal como para a classe de alta resistência, a tendência de comportamento esperada, conforme descrito anteriormente na Figura 4.1. Ou seja, todas as misturas apresentaram as principais fases de comportamento esperadas para o compósito: elástica pré-fissuração, múltipla fissuração, pós-fissuração e escoamento do aço. Para uma análise mais abrangente, as principais propriedades estruturais do comportamento (força  $x$  deformação) das dez misturas de concreto foram resumidas na Tabela 4.5, para fase de pré-fissuração, e na Tabela 4.6, para fase de pós-fissuração.

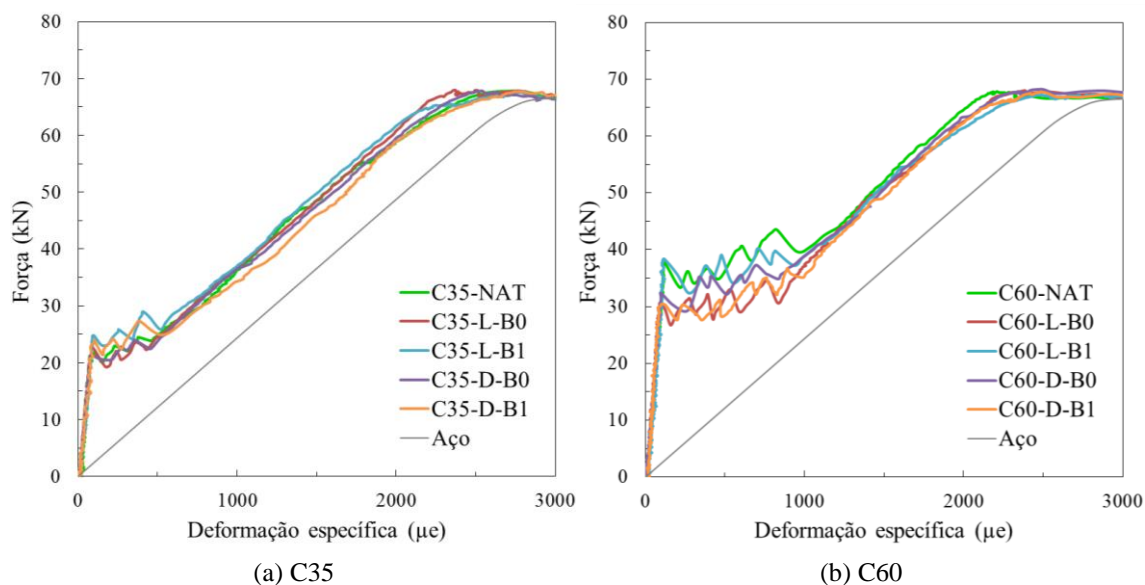


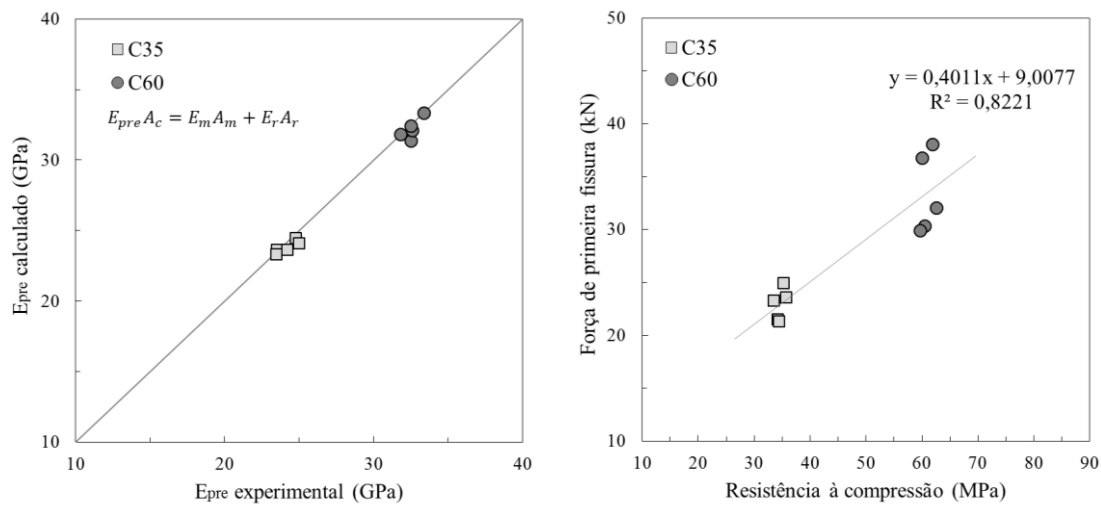
Figura 4.14 – Comportamento força  $\times$  deformação dos compósitos

A Tabela 4.5 apresenta os valores médios (e os coeficientes de variação) das principais propriedades estruturais na fase de pré-fissuração: módulo de elasticidade pré-fissuração  $E_{pre}$ , força de primeira fissura  $F_{1st}$ , resistência de primeira fissura  $f_{1st}$ , e deformação de primeira fissura  $\epsilon_{1st}$ .

Tabela 4.5 – Resultados das propriedades dos compósitos na fase de pré-fissuração

Mistura	Módulo de elasticidade pré-fissuração $E_{pre}$ (GPa)	Força de primeira fissura $F_{1st}$ (kN)	Resistência de primeira fissura $f_{1st}$ (MPa)	Deformação de primeira fissura $\epsilon_{1st}$ ( $\mu\epsilon$ )
<b>C35-NAT</b>	23,5 ( $\pm$ 4,6%)	21,5 ( $\pm$ 1,2%)	2,4 ( $\pm$ 1,2%)	91,6 ( $\pm$ 5,8%)
<b>C35-L-B0</b>	24,8 ( $\pm$ 4,3%)	23,6 ( $\pm$ 5,0%)	2,6 ( $\pm$ 5,0%)	95,6 ( $\pm$ 7,7%)
<b>C35-L-B1</b>	24,2 ( $\pm$ 4,0%)	24,9 ( $\pm$ 0,4%)	2,8 ( $\pm$ 0,4%)	103,1 ( $\pm$ 4,4%)
<b>C35-D-B0</b>	25,0 ( $\pm$ 2,1%)	21,3 ( $\pm$ 1,0%)	2,4 ( $\pm$ 1,0%)	85,3 ( $\pm$ 1,1%)
<b>C35-D-B1</b>	23,4 ( $\pm$ 2,8%)	23,3 ( $\pm$ 3,1%)	2,6 ( $\pm$ 3,1%)	99,3 ( $\pm$ 0,9%)
<b>C60-NAT</b>	32,5 ( $\pm$ 2,8%)	36,8 ( $\pm$ 4,9%)	4,1 ( $\pm$ 4,9%)	113,3 ( $\pm$ 6,8%)
<b>C60-L-B0</b>	32,6 ( $\pm$ 3,8%)	30,3 ( $\pm$ 0,7%)	3,4 ( $\pm$ 0,7%)	93,2 ( $\pm$ 3,3%)
<b>C60-L-B1</b>	32,5 ( $\pm$ 4,9%)	38,0 ( $\pm$ 5,0%)	4,2 ( $\pm$ 5,0%)	117,0 ( $\pm$ 0,3%)
<b>C60-D-B0</b>	33,4 ( $\pm$ 0,8%)	32,1 ( $\pm$ 6,6%)	3,6 ( $\pm$ 6,6%)	96,0 ( $\pm$ 6,2%)
<b>C60-D-B1</b>	31,8 ( $\pm$ 2,9%)	29,9 ( $\pm$ 3,6%)	3,3 ( $\pm$ 3,6%)	94,2 ( $\pm$ 4,3%)

O módulo elástico de pré-fissuração ( $E_{pre}$ ) do compósito é maior para as misturas C60 em comparação com as C35, como esperado, visto que o maior módulo dos compósitos das misturas C60 está correlacionado com o maior módulo dos concretos destas misturas. Para a classe C35, os valores variam de 23,4 MPa a 25,0 MPa e, para a classe C60, os valores variam de 31,8 MPa a 33,4 MPa, em que as misturas de menores valores são a C35-D-B1 e a C60-D-B1, respectivamente, da mesma forma que para os resultados obtidos para resistência à compressão dos concretos (Tabela 3.7). Com base na Equação (4.1) para previsão do módulo de elasticidade de pré-fissuração do compósito, foi verificado que os valores previstos para módulo na pré-fissuração foram confirmados pelos valores obtidos experimentalmente (Figura 4.15a). Estes resultados estão de acordo com o obtido em RANGEL *et al.* (2017). Assim, a presença de ARC não afeta o módulo elástico inicial e, através do conhecimento dos módulos do reforço (aço) e da matriz (concreto), os valores de  $E_{pre}$  do compósito podem ser calculados com segurança pela relação da Equação (4.1) para todos os ARCs utilizados, independente da origem do resíduo e do tamanho dos grãos.



(a) comparação do módulo elástico pré-fissuração previsto  $\times$  experimental (b) correlação entre resistência à compressão e força de primeira fissura

Figura 4.15 – Análise das propriedades de pré-fissuração

Os valores para primeira fissura de força ( $F_{1st}$ ) e de resistência ( $f_{1st}$ ) mostram que um aumento na resistência à compressão causa um aumento nos valores de primeira fissura no ensaio de *tension stiffening* (Figura 4.15b). Isso era esperado, pois a aderência aço-concreto aumenta com o aumento da resistência do concreto. Os valores de força no momento de surgimento da primeira fissura variam de 21,3 kN a 24,9 kN para C35, e de 29,9 kN a 38,0 kN para C60. Para a classe de resistência normal, a mistura natural



apresentou baixo valor em comparação com as recicladas, porém na classe de alta resistência a mistura natural apresentou o segundo maior valor, ficando abaixo somente da mistura C60-L-B1. Como a resistência de primeira fissura é governada pela matriz de cimento, pelo agregado e pela resistência das zonas de transição, para uma classe de menor resistência, a maior porosidade dos ARCs não parece ter afetado a resistência total do compósito. Porém, para a classe mais alta, a presença de um agregado mais poroso causou uma maior redução na força do compósito correspondente. A mesma observação foi relatada em RANGEL *et al.* (2017). Os valores de deformação da primeira fissura ( $\epsilon_{1st}$ ) aumentam ligeiramente com o aumento da resistência à compressão de 35 para 60 MPa, indo de 85,3-103,1  $\mu\epsilon$  para 93,2-117,0  $\mu\epsilon$ .

Os resultados (valores médios e coeficientes de variação) das principais propriedades estruturais referentes à fase de pós-fissuração se encontram na Tabela 4.6: deformação final pós-fissuração  $\epsilon_{final}$ , módulo de elasticidade pós-fissuração  $E_{post}$  e força final de escoamento  $F_{yield}$ .

Tabela 4.6 – Resultados das propriedades dos compósitos na fase de pós-fissuração

<b>Mistura</b>	<b>Deformação final pós-fissuração</b> $\epsilon_{final}$ ( $\mu\epsilon$ )	<b>Módulo de elasticidade pós-fissuração</b> $E_{post}$ (GPa)	<b>Força final de escoamento</b> $F_{yield}$ (kN)
<b>C35-NAT</b>	468,1 ( $\pm$ 2,4%)	2,7 ( $\pm$ 5,1%)	67,0 ( $\pm$ 0,4%)
<b>C35-L-B0</b>	438,8 ( $\pm$ 4,6%)	2,7 ( $\pm$ 0,2%)	67,2 ( $\pm$ 0,1%)
<b>C35-L-B1</b>	482,3 ( $\pm$ 6,4%)	2,6 ( $\pm$ 8,6%)	66,9 ( $\pm$ 0,3%)
<b>C35-D-B0</b>	477,3 ( $\pm$ 11,6%)	2,8 ( $\pm$ 4,6%)	66,7 ( $\pm$ 0,3%)
<b>C35-D-B1</b>	544,7 ( $\pm$ 7,5%)	2,7 ( $\pm$ 4,2%)	67,0 ( $\pm$ 0,2%)
<b>C60-NAT</b>	984,1 ( $\pm$ 6,3%)	2,8 ( $\pm$ 3,3%)	67,2 ( $\pm$ 0,2%)
<b>C60-L-B0</b>	869,2 ( $\pm$ 6,9%)	2,8 ( $\pm$ 3,3%)	67,2 ( $\pm$ 0,2%)
<b>C60-L-B1</b>	901,5 ( $\pm$ 6,7%)	2,6 ( $\pm$ 7,0%)	66,9 ( $\pm$ 0,1%)
<b>C60-D-B0</b>	856,6 ( $\pm$ 2,8%)	2,8 ( $\pm$ 4,9%)	67,2 ( $\pm$ 0,3%)
<b>C60-D-B1</b>	915,6 ( $\pm$ 9,3%)	2,9 ( $\pm$ 4,7%)	66,7 ( $\pm$ 0,6%)

Os valores de deformação final pós-fissuração ( $\epsilon_{final}$ ) mostram uma ampla diferença do comportamento força  $\times$  deformação entre as classes C35 (variando de 438,8  $\mu\epsilon$  a 544,7  $\mu\epsilon$ ) e C60 (variando de 856,6  $\mu\epsilon$  a 984,1  $\mu\epsilon$ ), e esta diferença é atribuída ao maior

número de fissuras na classe de alta resistência. Os gráficos mostram três oscilações na resposta de força na fase de múltipla fissuração para a classe C35 (Figura 4.14a), que indicam formação de fissuras ao longo de um patamar mais curto (de aproximadamente  $400 \mu\epsilon$ ), enquanto que para a classe C60 o número de oscilações aumenta para cerca de cinco a seis nas curvas mostradas (Figura 4.14b), ao longo de um patamar mais comprido (de aproximadamente  $800 \mu\epsilon$ ). Não foi identificada uma relação entre o uso de ARCs e o valor de deformação ao final do processo de fissuração.

À medida que a força de tração aplicada no ensaio evolui, o módulo elástico pós-fissuração ( $E_{post}$ ) aproxima-se do módulo elástico do aço (obtido no ensaio de tração com barra isolada, Figura 4.9), com valor de  $E_r V_r$  ( $E_r$  módulo do reforço multiplicado por  $V_r$  volume percentual da barra de aço). Para o caso do elemento estrutural em estudo,  $E_r V_r = 2,69$  GPa. Os resultados apresentados na Tabela 4.6 evidenciam que todos os elementos estudados chegam a valores de módulo pós-fissuração próximos do módulo do aço, conforme esperado. Vale destacar que esta propriedade depende do tipo de barra de aço e das dimensões do corpo de prova (fatores iguais para todos os elementos ensaiados). A diferença entre a curva do compósito e a curva da barra isolada em todo o gráfico indica a existência e o nível de contribuição da matriz ao longo do ensaio de *tension stiffening*, mesmo quando o concreto já apresenta fissuras.

Finalmente, considerando que o aço tem uma força de escoamento de 67 kN, a força final de escoamento ( $F_{yield}$ ) do ensaio de *tension stiffening* indica que o comportamento do compósito é governado quase inteiramente pelo aço, visto que os resultados obtidos são similares a este valor de força.

#### 4.3.2 PROCESSO DE MÚLTIPLA FISSURAÇÃO DO CONCRETO RECICLADO

Os processos de fissuração transversal típicos no ensaio de *tension stiffening* das classes C35 e C60 são mostrados na Figura 4.16 e na Figura 4.17, respectivamente. Para as misturas C35, foi observado um padrão típico de quatro a cinco fissuras (Figura 4.16), enquanto para a classe C60, os elementos mostraram um número maior de fissuras, de sete a oito, sendo algumas bem finas (Figura 4.17). Ambas as classes apresentam padrão de fissuração em concordância com as descontinuidades de força registradas na fase de fissuração observadas na Figura 4.14, visto que a classe C35 apresentou menor número de quedas no gráfico do que a classe C60. Foi verificado que a presença de ARCs não interfere nos padrões de fissuração para concretos normais e de alta resistência.

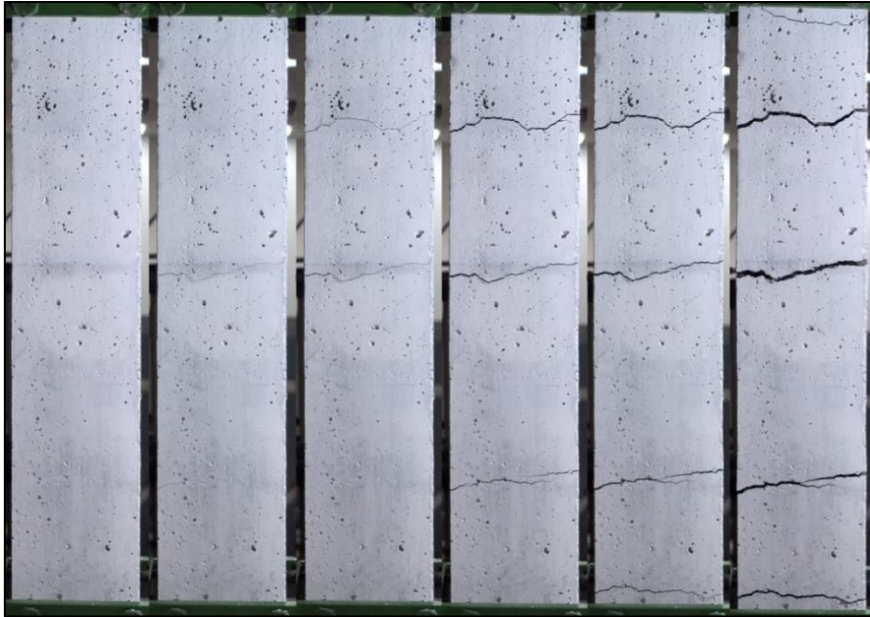


Figura 4.16 – Processo típico de fissuração no ensaio de *tension stiffening* da classe C35

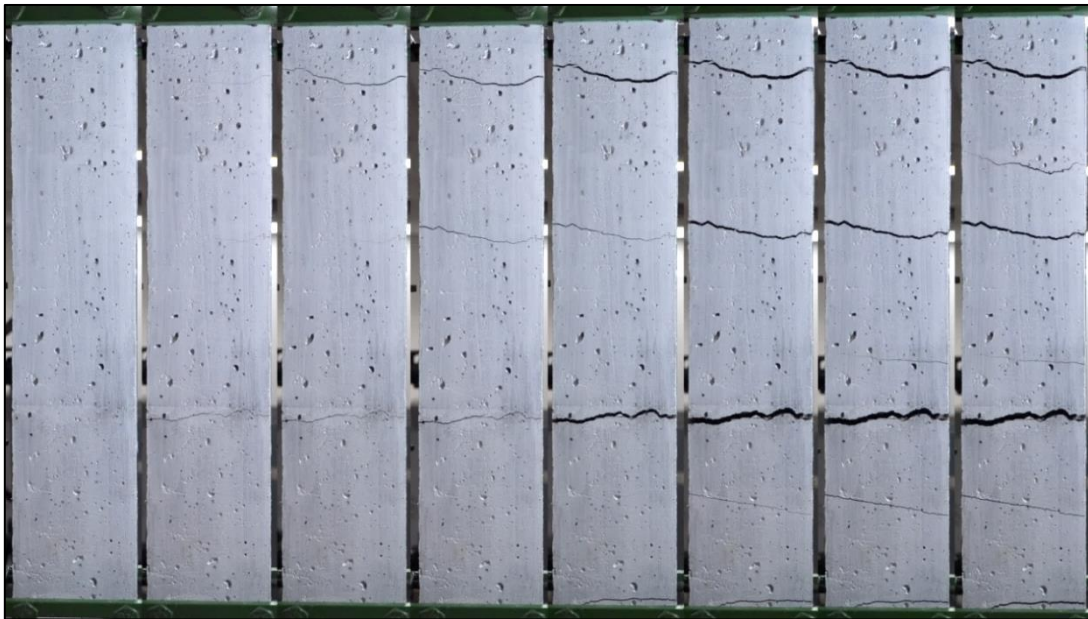


Figura 4.17 – Processo típico de fissuração no ensaio de *tension stiffening* da classe C60

A sequência de fissuração ao longo do ensaio para cada mistura, em relação ao comportamento de espaçamento médio entre fissuras (*crack spacing*), é mostrada na Figura 4.18. Alguns valores de espaçamento foram determinados para fins de comparação (para deformação de 500  $\mu\epsilon$ , deformação de 1000  $\mu\epsilon$  e deformação final) e se encontram na Tabela 4.7. Ao decorrer do aumento da deformação no elemento de ensaio, o espaçamento médio de fissura (média entre cinco leituras) diminui com a abertura de novas fissuras, até que o número de fissuras atinja um valor constante (sem criação de novas fissuras), indicando que alcançou o nível de saturação de fissuração

(final do patamar de fissuração, fase *b* da Figura 4.1). À medida que o espaçamento das fissuras se estabiliza, a deformação aumenta apenas devido à abertura de fissuras já existentes.

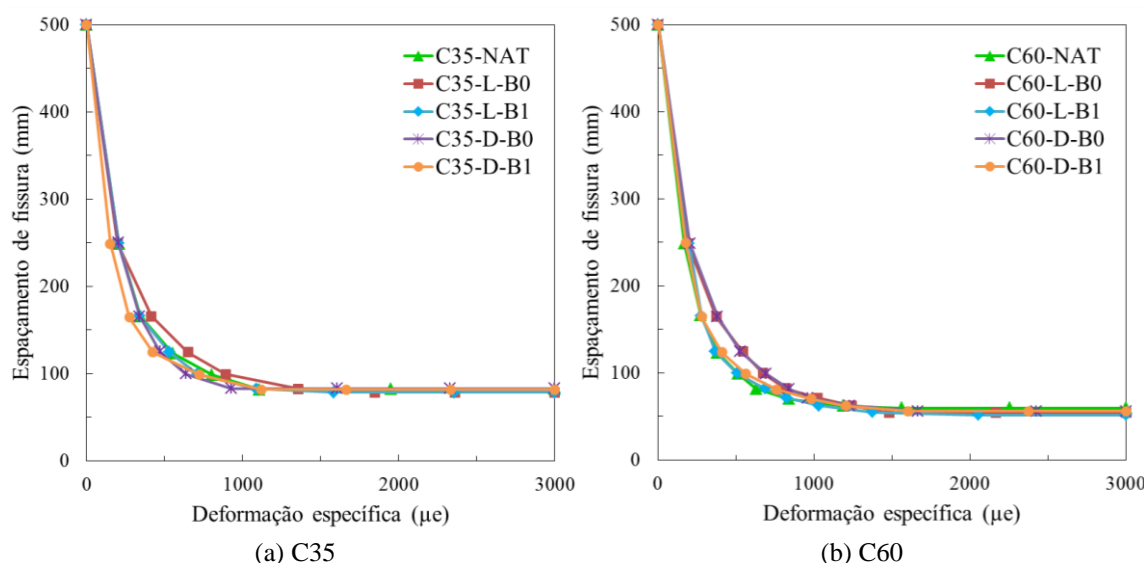


Figura 4.18 – Comportamento de espaçamento de fissura (*crack spacing*)

Tabela 4.7 – Resultados do comportamento de espaçamento de fissura (*crack spacing*)

Mistura	Espaçamento de fissura ( <i>crack spacing</i> )		
	em 500 µε $S_{500\mu\epsilon}$ (mm)	em 1000 µε $S_{1000\mu\epsilon}$ (mm)	final $S_{final}$ (mm)
<b>C35-NAT</b>	133,7 (± 6,0%)	87,4 (± 3,0%)	82,0 (± 1,0%)
<b>C35-L-B0</b>	150,5 (± 9,4%)	96,2 (± 4,2%)	78,3 (± 6,6%)
<b>C35-L-B1</b>	132,8 (± 8,4%)	85,9 (± 6,8%)	78,7 (± 7,8%)
<b>C35-D-B0</b>	121,0 (± 12,6%)	84,4 (± 2,5%)	83,0 (± 1,0%)
<b>C35-D-B1</b>	117,8 (± 3,7%)	86,7 (± 4,8%)	81,7 (± 0,6%)
<b>C60-NAT</b>	101,3 (± 2,2%)	66,4 (± 1,6%)	59,7 (± 6,6%)
<b>C60-L-B0</b>	128,8 (± 13,1%)	74,0 (± 5,8%)	54,3 (± 1,7%)
<b>C60-L-B1</b>	101,5 (± 6,8%)	64,0 (± 5,2%)	51,7 (± 4,6%)
<b>C60-D-B0</b>	132,4 (± 7,6%)	70,2 (± 3,2%)	56,3 (± 6,0%)
<b>C60-D-B1</b>	108,4 (± 10,9%)	69,3 (± 5,8%)	56,3 (± 5,9%)

Os valores de espaçamento final são semelhantes dentro de cada classe, variando de 78,3 a 83,0 mm para classe C35 e de 51,7 a 59,7 mm para classe C60. A classe C60 tem um valor final mais baixo de espaçamento médio, porque as amostras de concreto de

alta resistência tiveram um maior número de fissuras no final do ensaio do que as amostras de concreto de resistência normal (em concordância com o visto na Figura 4.16 e na Figura 4.17). Verificou-se que na classe C35, a mistura C35-L-B0 se destaca por seu gráfico estar um pouco acima das demais misturas durante o processo de fissuração (fissuras abrem em maiores valores de deformação), enquanto que na classe C60, esse fato foi observado para as misturas C60-L-B0 e C60-D-B0.

A sequência de fissuração ao longo do ensaio para cada mistura, em relação ao comportamento de abertura média de fissura (*crack width*), é mostrada na Figura 4.19. Alguns valores de abertura foram determinados para fins de comparação (para deformação de 1000, 2000 e 3000  $\mu\epsilon$ ) e se encontram na Tabela 4.8. Ao decorrer do aumento da deformação no elemento de ensaio, a abertura média de fissura (média entre dez leituras) aumenta ao longo do patamar de fissuração (fase *b* da Figura 4.1), mesmo com a criação de novas fissuras, e em seguida, após o elemento atingir o número máximo de fissuras, continua aumentando, porém com maior taxa. Este comportamento se mostra mais pronunciado na classe de resistência normal, enquanto que a classe de alta resistência apresenta taxas de aumento de abertura mais similares nestas duas fases do ensaio, isto pode ser explicado pelo menor número final de fissuras da classe C35. No geral, as aberturas de fissura (com base na deformação de 3000  $\mu\epsilon$ ) para a classe C35, que tem valores de 1,439-1,689 mm, são maiores que para a classe C60, que tem valores de 1,055-1,282 mm (em conformidade com a Figura 4.16 e a Figura 4.17). As misturas produzidas com ARCs da classe B0 (C35-L-B0 e C60-L-B0, C35-D-B0 e C60-D-B0) apresentaram valores ligeiramente maiores de abertura dentro de cada classe.

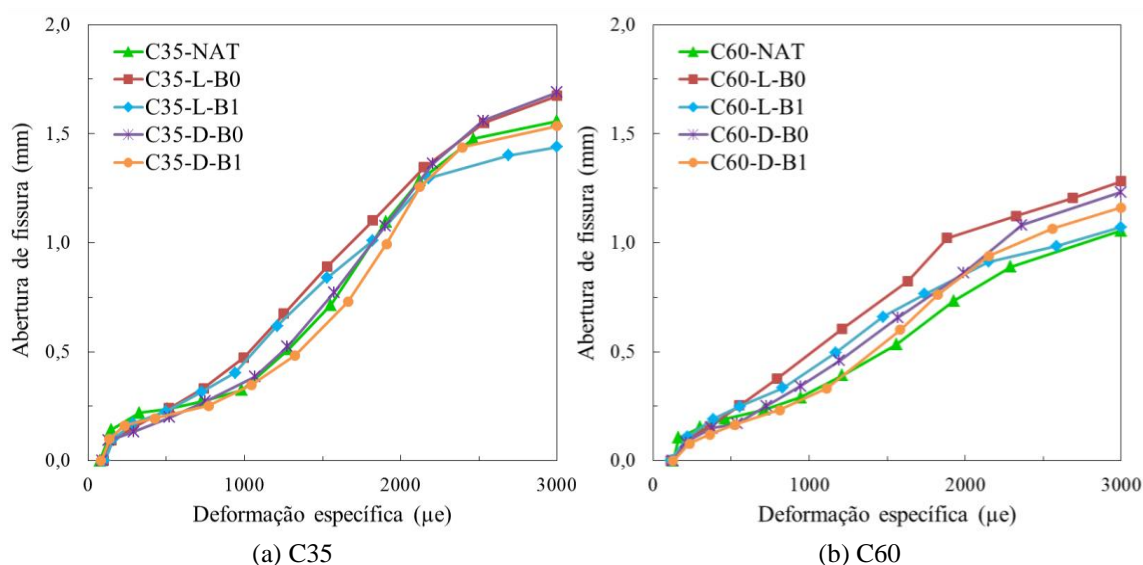


Figura 4.19 – Comportamento de abertura de fissura (*crack width*)

Tabela 4.8 – Resultados do comportamento de abertura de fissura (*crack width*)

Mistura	Abertura de fissura ( <i>crack width</i> )		
	em 1000 $\mu\epsilon$	em 2000 $\mu\epsilon$	em 3000 $\mu\epsilon$
	$W_{1000\mu\epsilon}$ (mm)	$W_{2000\mu\epsilon}$ (mm)	$W_{3000\mu\epsilon}$ (mm)
<b>C35-NAT</b>	0,354 ( $\pm$ 17,1%)	1,195 ( $\pm$ 4,5%)	1,557 ( $\pm$ 5,4%)
<b>C35-L-B0</b>	0,482 ( $\pm$ 17,0%)	1,251 ( $\pm$ 4,3%)	1,673 ( $\pm$ 5,8%)
<b>C35-L-B1</b>	0,443 ( $\pm$ 6,4%)	1,150 ( $\pm$ 6,0%)	1,439 ( $\pm$ 4,3%)
<b>C35-D-B0</b>	0,371 ( $\pm$ 6,5%)	1,176 ( $\pm$ 5,4%)	1,689 ( $\pm$ 1,0%)
<b>C35-D-B1</b>	0,311 ( $\pm$ 9,9%)	1,128 ( $\pm$ 18,4%)	1,536 ( $\pm$ 3,4%)
<b>C60-NAT</b>	0,325 ( $\pm$ 18,3%)	0,763 ( $\pm$ 4,9%)	1,055 ( $\pm$ 5,1%)
<b>C60-L-B0</b>	0,490 ( $\pm$ 16,9%)	1,043 ( $\pm$ 1,4%)	1,282 ( $\pm$ 2,1%)
<b>C60-L-B1</b>	0,416 ( $\pm$ 10,5%)	0,868 ( $\pm$ 4,7%)	1,070 ( $\pm$ 3,8%)
<b>C60-D-B0</b>	0,370 ( $\pm$ 23,1%)	0,874 ( $\pm$ 11,6%)	1,231 ( $\pm$ 1,3%)
<b>C60-D-B1</b>	0,315 ( $\pm$ 8,0%)	0,857 ( $\pm$ 9,2%)	1,162 ( $\pm$ 3,0%)

#### 4.3.3 CONTRIBUIÇÃO DA MATRIZ DE CONCRETO RECICLADO

A contribuição da matriz de concreto foi isolada através da subtração entre os comportamentos do compósito e da barra de aço isolada. A tensão de contribuição da matriz ao longo do ensaio é apresentada na Figura 4.20 e os principais valores referentes a este comportamento são apresentados na Tabela 4.9: resistência da matriz à primeira fissura  $f_{m,1st}$  (máxima) e resistência da matriz final pós-fissuração  $f_{m,final}$ .

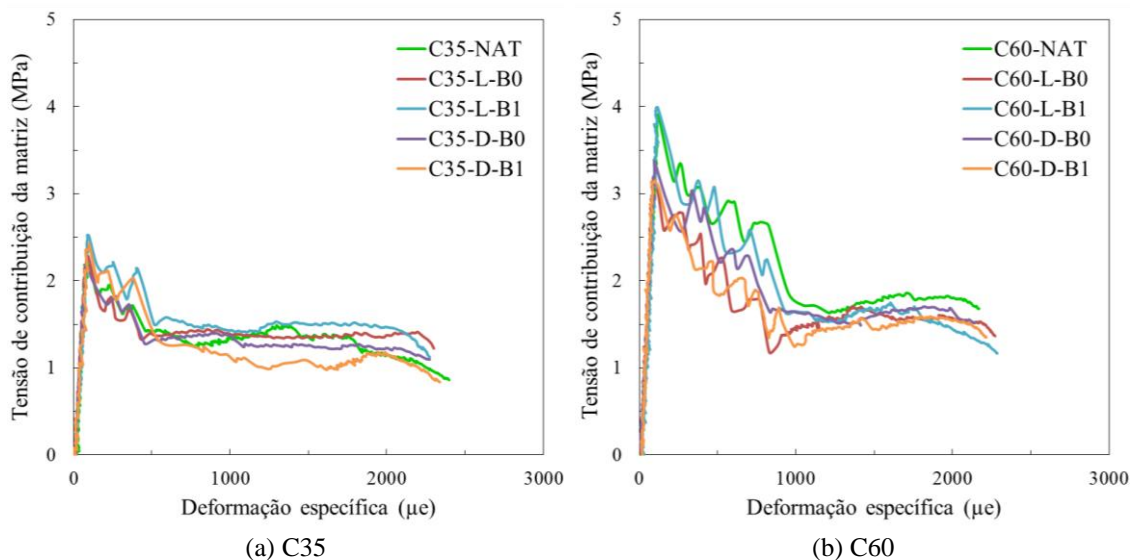


Figura 4.20 – Contribuição da matriz de concreto

Tabela 4.9 – Resultados do comportamento de contribuição da matriz de concreto

<b>Mistura</b>	<b>Resistência da matriz à primeira fissura</b> $f_{m,1st}$ (MPa)	<b>Resistência da matriz final pós-fissuração</b> $f_{m,final}$ (MPa)
<b>C35-NAT</b>	2,18 (± 1,4%)	1,25 (± 10,4%)
<b>C35-L-B0</b>	2,39 (± 4,8%)	1,41 (± 8,5%)
<b>C35-L-B1</b>	2,53 (± 1,0%)	1,56 (± 3,2%)
<b>C35-D-B0</b>	2,16 (± 1,3%)	1,22 (± 5,3%)
<b>C35-D-B1</b>	2,34 (± 3,4%)	1,38 (± 4,3%)
<b>C60-NAT</b>	3,82 (± 4,8%)	1,60 (± 12,2%)
<b>C60-L-B0</b>	3,15 (± 1,0%)	1,30 (± 6,7%)
<b>C60-L-B1</b>	3,95 (± 5,4%)	1,71 (± 3,2%)
<b>C60-D-B0</b>	3,34 (± 6,6%)	1,57 (± 12,8%)
<b>C60-D-B1</b>	3,10 (± 3,7%)	1,14 (± 13,0%)

Os resultados indicam que, para ambas as classes, a região ascendente das curvas tensão-deformação é afetada pela classe de resistência até a abertura da primeira fissura, como esperado pelo comportamento do compósito anteriormente visto (Figura 4.14). Para resistência da matriz à primeira fissura ( $f_{m,1st}$ ), foram obtidos valores de 2,16 a 2,53 MPa para a classe de resistência normal, enquanto para a classe de alta resistência os valores variam entre 3,10 e 3,95 MPa. Na classe C35, as misturas produzidas com agregado reciclado da classe B1 (C35-L-B1 e C35-D-B1) apresentaram melhor comportamento, alcançando resistência à primeira fissura melhor que a mistura natural correspondente. Já na classe C60, a mistura natural apresentou um dos melhores comportamentos, sendo ultrapassada apenas pela mistura C60-L-B1. Após a primeira fissura, ambas as classes passam pela fase de múltipla fissuração, porém com um rápido decréscimo da tensão de contribuição da matriz à medida que as cargas de tração são transferidas para o reforço. Assim que a fase de múltipla fissuração termina, ocorre o estágio determinado pelo alargamento das fissuras a uma tensão aproximadamente constante, que é considerada a tensão residual na matriz. A resistência da matriz final pós-fissuração ( $f_{m,final}$ ) para os concretos alcançaram resultados de 1,22 a 1,56 MPa para C35 e 1,14 a 1,71 MPa para C60. Assim, em relação ao valor final de contribuição da matriz as duas classes se comportam de maneira similar.

#### 4.3.4 PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO DO COMPÓSITO PELO FIB MODEL CODE 2010

Conforme explicado anteriormente, o comportamento de *tension stiffening* pode ser caracterizado em um elemento simples de concreto armado 1-D, através de quatro fases (elástica pré-fissuração, múltipla fissuração, pós-fissuração e escoamento do aço). No *fib* Model Code 2010, o valor de deformação do compósito pode ser aproximado, através da realização do cálculo de dois valores de deformação: o primeiro assumindo que o elemento inteiro esteja na condição não fissurado e o segundo considerando o elemento totalmente fissurado. Em seguida, uma relação de interpolação entre os dois estados é proposta. O passo a passo desenvolvido para utilização do modelo para o ensaio realizado nas misturas deste estudo é apresentado detalhadamente a seguir.

Primeiramente, as áreas transversais referentes ao compósito, ao aço e ao concreto são calculadas pelas Equações (4.9), (4.10) e (4.11), respectivamente:

$$A_{total} = L_{concrete}^2 \quad (4.9)$$

$$A_{steel} = \pi \phi^2 / 4 \quad (4.10)$$

$$A_{concrete} = A_{total} - A_{steel} \quad (4.11)$$

Onde:

$A_{total}$ : área total do compósito na seção transversal

$L_{concrete}$ : lado da seção transversal do compósito

$A_{steel}$ : área do aço na seção transversal

$\phi$ : diâmetro nominal da barra de aço

$A_{concrete}$ : área do concreto na seção transversal

O valor de “módulo vezes área” (EA) do compósito foi calculado pela Equação (4.12) para o estágio em que o elemento se encontra inteiro (não fissurado), chamado de estágio I, através de interpolação entre os valores de módulo e área do concreto e do aço. Já para o estágio II, em que o concreto se encontra totalmente fissurado, o cálculo é feito considerando apenas a contribuição do reforço, conforme Equação (4.13):

$$EA_I = E_{concrete} \cdot A_{concrete} + E_{steel} \cdot A_{steel} \quad (4.12)$$



$$EA_{II} = E_{steel} \cdot A_{steel} \quad (4.13)$$

Onde:

$E_{steel}$ : módulo de elasticidade do aço

$E_{concrete}$ : módulo de elasticidade do concreto

$EA_I$ : valor de “EA” do compósito para o estágio não fissurado (I)

$EA_{II}$ : valor de “EA” do compósito para o estágio totalmente fissurado (II)

Para os cálculos do modelo, foi preciso considerar um fator de redução dos valores experimentais de tração indireta para determinação da tração direta do concreto, através da Equação (4.14) da NBR 6118 (2007). A força de primeira fissura foi obtida a partir do valor de tração direta do concreto, pela Equação (4.15), considerando a área total do compósito:

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (4.14)$$

$$F_{cr} = A_{total} \cdot f_{ctm} \quad (4.15)$$

Onde:

$f_{ctm}$ : resistência à tração direta do concreto

$f_{ct,sp}$ : resistência à tração indireta do concreto (ensaio de compressão diametral)

$F_{cr}$ : força de primeira fissura do compósito

A deformação de primeira fissura do compósito ocorre no final do estágio não fissurado (estágio I) e, portanto, pode ser obtida pela Equação (4.16), com a divisão da força de primeira fissura pelo valor já obtido para EA no estágio I:

$$\varepsilon_{cr} = F_{cr} / EA_I \quad (4.16)$$

Onde:

$\varepsilon_{cr}$ : deformação de primeira fissura

De forma análoga, a tensão no aço na primeira fissura também pode ser obtida a partir da força de primeira fissura do compósito através da divisão pela área do aço, conforme Equação (4.17):

$$\sigma_{sr} = F_{cr}/A_{steel} \quad (4.17)$$

Onde:

$\sigma_{sr}$ : tensão no aço na primeira fissura

Para cálculo do comportamento do compósito do estágio I até o estágio II, foi necessário simular valores de aplicação de força  $F$  (iniciando em 0 kN). Em seguida, foram calculados os valores correspondentes de tensão e de deformação no aço:

$$\sigma_{steel} = F/A_{steel} \quad (4.18)$$

$$\varepsilon_{steel} = \sigma_{steel} / E_{steel} \quad (4.19)$$

Onde:

$F$ : força aplicada

$\sigma_{steel}$ : tensão no aço

$\varepsilon_{steel}$ : deformação no aço

Para o compósito no estágio I, calcula-se a deformação, que pode ser entendida como a deformação do compósito não fissurado:

$$\varepsilon_{uncracked} = F/EA_I \quad (4.20)$$

Onde:

$\varepsilon_{uncracked}$ : deformação do compósito no estágio não fissurado (I)

Para a interpolação entre o estágio não fissurado (I) e o estágio totalmente fissurado (II), o *fib* Model Code 2010 propõe um coeficiente de interpolação  $\zeta$ , que permite a consideração do efeito de *tension stiffening*. Este coeficiente deve ser calculado para a fase em que a tensão no aço é maior que a tensão de primeira fissura no aço (ou seja,  $\sigma_{sr} < \sigma_{steel}$ ), e é dado pela expressão (4.21). Ainda, o modelo considera um coeficiente  $\beta$  de tempo de duração do carregamento, que pode variar de 0,5 para cargas de longa duração a 1,0 para cargas de curta duração. Para as misturas deste estudo, considerando

o tempo de ensaio, foram utilizados os valores de 0,9 para classe de resistência normal e 0,6 para classe de alta resistência.

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{steel}} \right)^2 \quad (4.21)$$

Onde:

$\zeta$ : coeficiente de interpolação

$\beta$ : coeficiente de duração do carregamento

Por fim, é possível calcular a deformação do compósito na fase de fissuração através da interpolação entre os estágios I e II, pela Equação (4.22) do *fib Model Code 2010*:

$$\varepsilon_{cracked} = \zeta \cdot \varepsilon_{steel} + (1 - \zeta) \cdot \varepsilon_{uncracked} \quad (4.22)$$

Onde:

$\varepsilon_{cracked}$ : deformação do compósito na fase de fissuração.

A Figura 4.21 e a Figura 4.22 apresentam os comportamentos previstos através dos cálculos pelo *fib Model Code 2010*, conforme as equações apresentadas anteriormente, para as classes de resistência normal e alta resistência deste estudo, respectivamente.

Para a classe C35 (Figura 4.21), a previsão realizada com base no *fib Model Code 2010* se apresentou consistente com os dados experimentais. Para o valor de força de primeira fissura, a melhor previsão ocorreu para a mistura natural C35-NAT, e para a mistura C35-D-B0 a previsão de força do início da fase de múltipla fissuração superestimou os dados experimentais. Para a classe C60 (Figura 4.22), a mistura natural C60-NAT apresentou força de deformação bem acima da prevista, porém as misturas C60-L-B0 e C60-L-B1 foram bem representadas. Os comportamentos das misturas C60-D-B0 e C60-D-B1 foram levemente superestimados.

Assim, a evolução da deformação calculada para o compósito do estágio não fissurado para o estágio fissurado se mostrou em conformidade com os resultados obtidos experimentalmente, de forma que se conclui que o passo a passo apresentado para uso das Equações (4.21) e (4.22) do *fib Model Code 2010* pode ser aplicado no caso de ensaios de *tension stiffening* em concretos naturais e reciclados de resistência normal e

de alta resistência, apresentando uma excelente previsão do comportamento destes compostos.

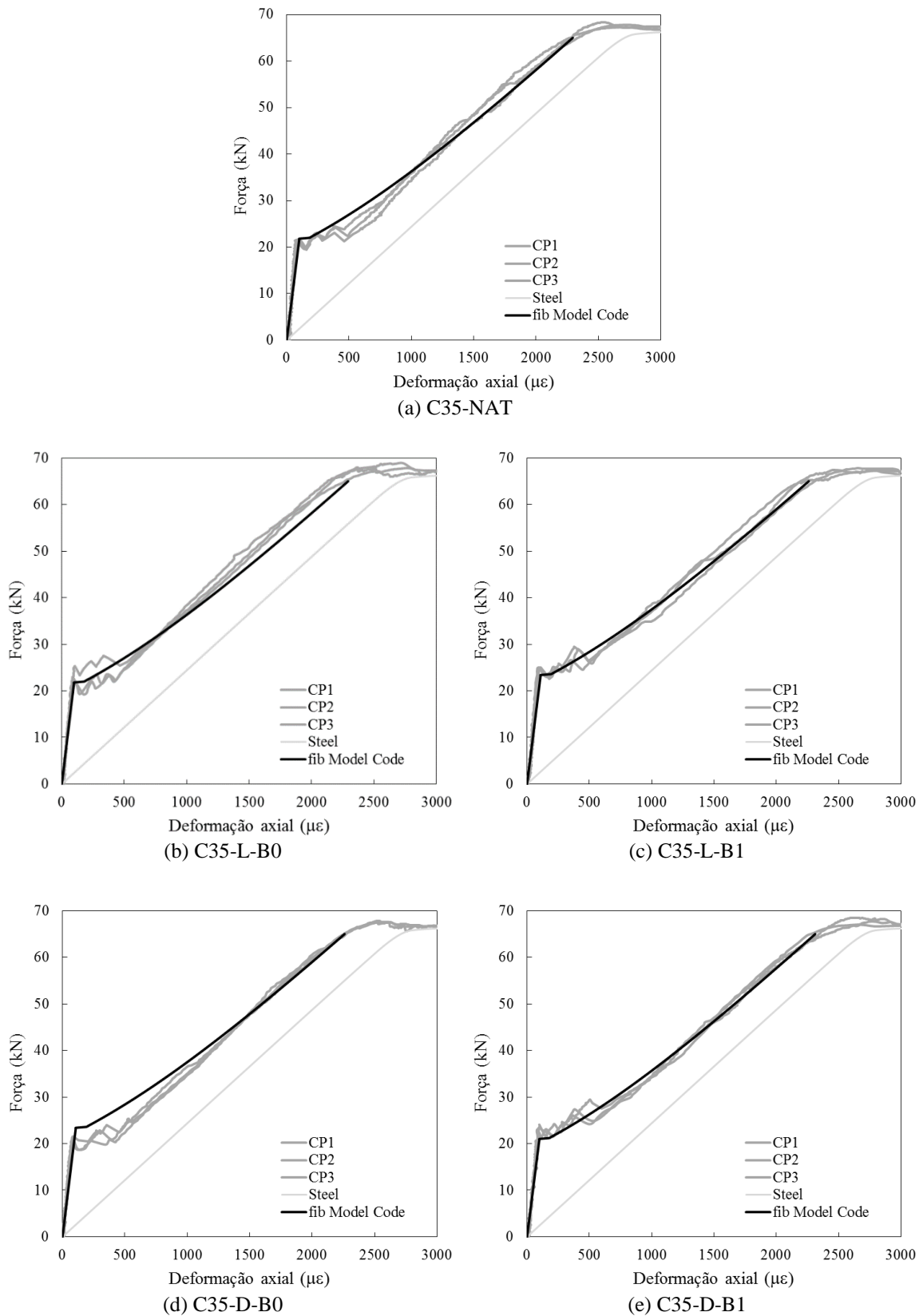
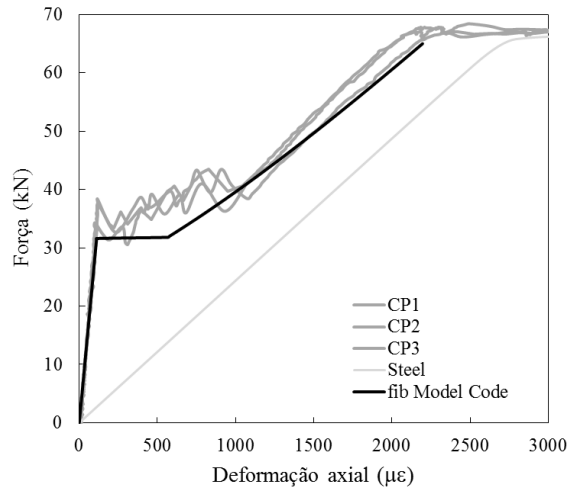
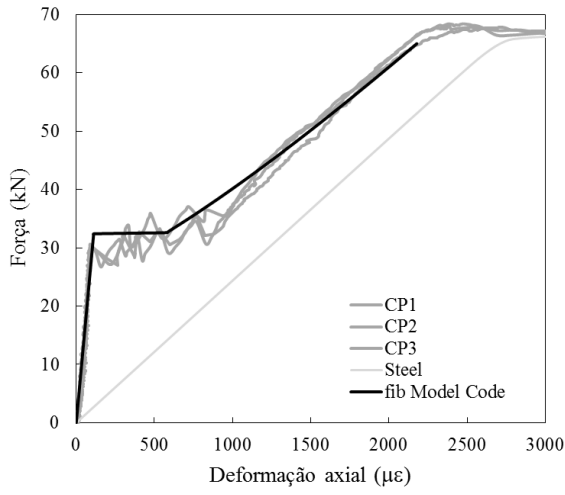


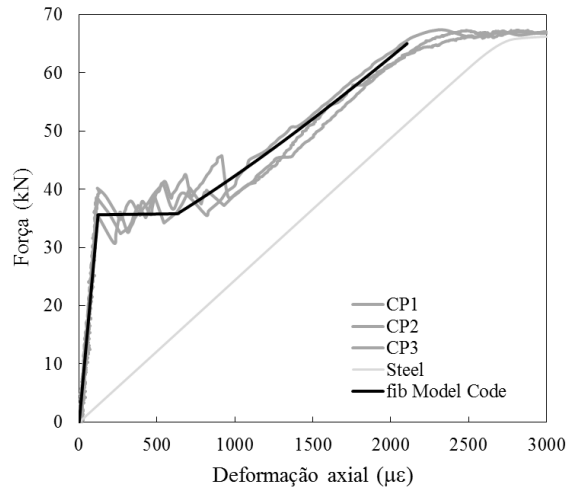
Figura 4.21 – Comportamento previsto pelo fib Model Code 2010, para as misturas da classe C35



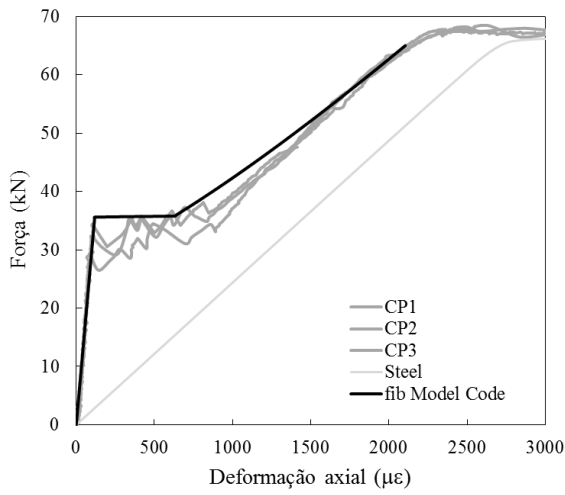
(a) C60-NAT



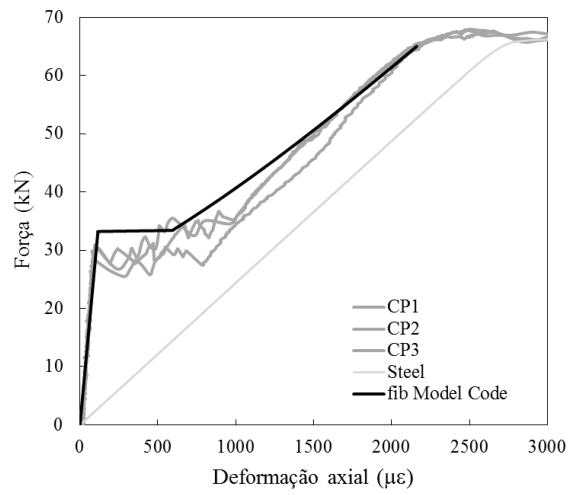
(b) C60-L-B0



(c) C60-L-B1



(d) C60-D-B0



(e) C60-D-B1

Figura 4.22 – Comportamento previsto pelo fib Model Code 2010, para as misturas da classe C60

#### 4.3.5 MODELAGEM DO COMPORTAMENTO DE TENSION STIFFENING DO CONCRETO RECICLADO

O método de diferenças finitas de SORANAKOM & MOBASHER (2010), previamente explicado no subcapítulo “4.1.3 - Modelagem de Tension Stiffening para Concreto Reciclado”, foi utilizado para modelar os resultados experimentais do comportamento de *tension stiffening* dos elementos deste estudo. As comparações entre os resultados experimentais e a modelagem para os comportamentos de força, espaçamento de fissura e tensão de contribuição da matriz em função da deformação axial se encontram na Figura 4.23 e na Figura 4.24 para classe C35 e na Figura 4.25 e na Figura 4.26 para classe C60. Os modelos de aderência-deslizamento (*bond-slip*) usados para as simulações estão ilustrados na Figura 4.27a.

Em relação ao comportamento de força-deformação, o modelo foi capaz de simular as respostas experimentais nos três principais estágios, ou seja, elástico linear, múltipla fissuração e alargamento das fissuras, para as duas classes de resistência (Figura 4.23-Figura 4.26). Para a classe de resistência normal, as simulações fizeram uma ótima previsão do comportamento elástico linear no gráfico de força-deformação (Figura 4.23 (a.1, b.1 e c.1) e Figura 4.24 (a.1 e b.1)) para todas as cinco misturas, atingindo valores de força de primeira fissura consistentes com os dados experimentais. O patamar de fissuração do modelo se apresentou mais longo que o registrado experimentalmente, porém isto pode ser explicado por oscilações extremamente curtas que podem ter ocorrido experimentalmente e não são visíveis nos gráficos experimentais. Na fase pós-fissuração, em que ocorre o alargamento das fissuras já abertas, o modelo apresentou uma inclinação levemente maior que a inclinação registrada durante o ensaio.

Para a classe C60, as respostas de força-deformação da simulação representam de forma precisa os comportamentos obtidos nos ensaios (Figura 4.25 (a.1, b.1 e c.1) e Figura 4.26 (a.1 e b.1)), tanto em relação à fase elástica (ou seja, módulo pré-fissuração e força de primeira fissura) como em relação ao patamar de fissuração (ou seja, valor de força e comprimento do patamar) e a subida pós-fissuração (entende-se, módulo pós-fissuração). Portanto, o modelo conseguiu simular de forma mais precisa o comportamento de força-deformação dos ensaios de *tension stiffening* dos concretos de alta resistência.

Sobre a evolução do espaçamento de fissura com o aumento da deformação, as respostas de espaçamento-deformação (Figura 4.23-Figura 4.26) refletem um menor espaçamento de fissura em concretos de alta resistência, conforme esperado. Para a classe C35 (Figura 4.23 (a.2, b.2 e c.2) e Figura 4.24 (a.2 e b.2)), os valores finais de espaçamento da simulação se aproximam muito dos resultados experimentais, porém para as misturas C35-NAT e C35-L-B0 as fissuras abriram em maiores valores de deformação do que esperado pela simulação, o que não ocorreu para as demais misturas desta classe.

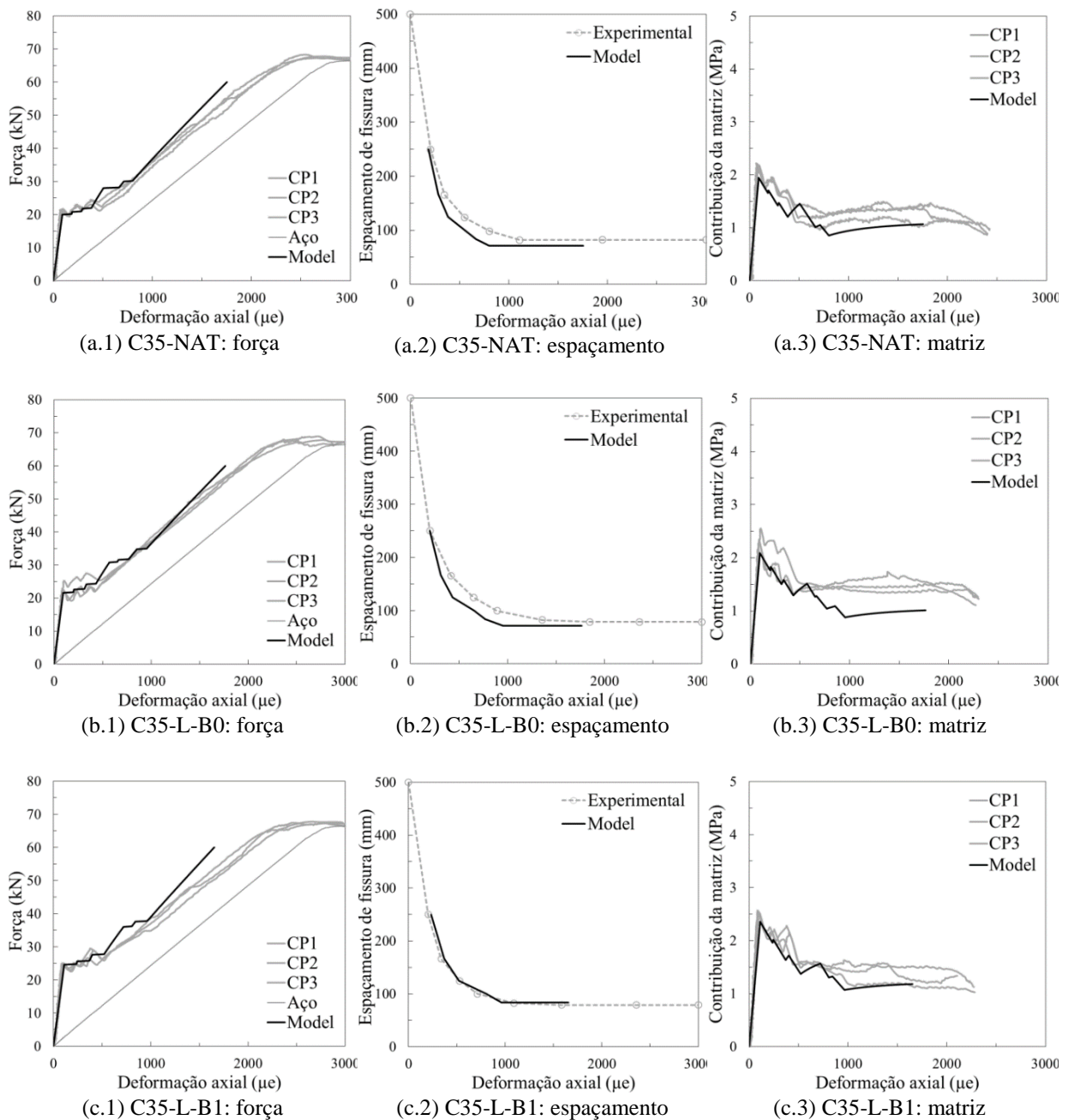


Figura 4.23 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para classe C35 (Parte A)

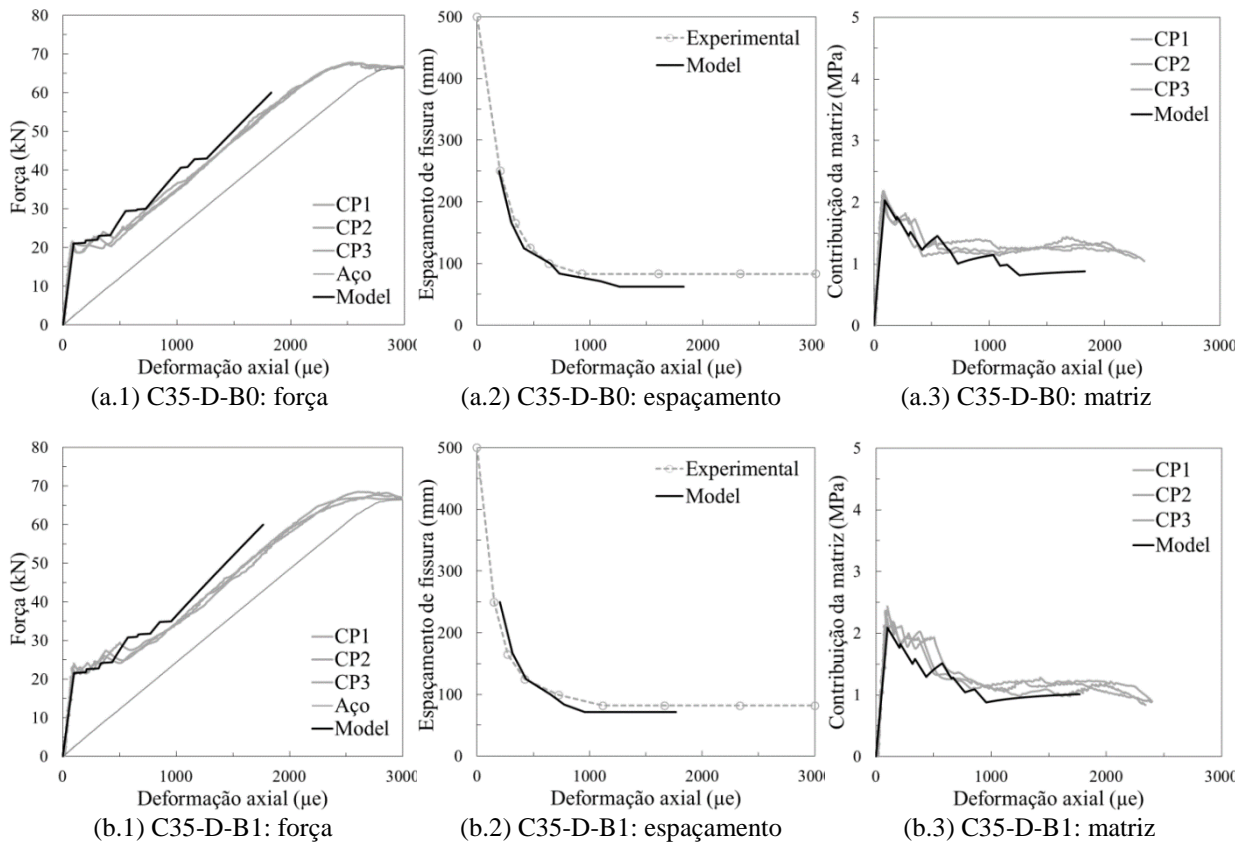


Figura 4.24 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para classe C35 (Parte B)

Nos gráficos da classe C60, o formato da simulação da curva espaçamento-deformação se mostrou bem aproximado aos resultados experimentais (Figura 4.25 (a.2, b.2 e c.2) e Figura 4.26 (a.2 e b.2)). Porém, ocorreu o contrário da classe de resistência normal, visto que na C60 algumas misturas tiveram uma resposta de modelagem com fissuras ocorrendo em deformações maiores do que foi verificado experimentalmente, que seriam as misturas C60-NAT e C60-L-B1.

O modelo analítico também consegue prever precisamente a contribuição de tensão da matriz de concreto isolada, e o formato dos gráficos da modelagem se mostraram consistentes para ambas as classes. Para C35, no geral, o valor de pico de tensão na matriz foi subestimado pela simulação em comparação ao resultado experimental (Figura 4.23 (a.3, b.3 e c.3) e Figura 4.24 (a.3 e b.3)). Em seguida, verifica-se uma queda da tensão no concreto ao longo da fase de múltipla fissuração, terminando em um valor quase constante de contribuição residual. Para as misturas da C35, a tensão residual do concreto também foi subestimada pela simulação, ou seja, no ensaio foram verificados maiores valores de tensão residual de contribuição da matriz de concreto, apesar de totalmente fissurada. Para C60, também foi observada que a modelagem



atingiu menores valores para tensão de pico do que os dados experimentais (Figura 4.25 (a.3, b.3 e c.3) e Figura 4.26 (a.3 e b.3)). Em seguida, o modelo é capaz de expressar corretamente as quedas na tensão ao longo da fissuração para as cinco misturas. Assim que esta fase se conclui, a tensão da matriz atinge níveis residuais aproximadamente constantes, que são precisamente simulados pelo modelo. Portanto, o comportamento tensão da matriz-deformação foi melhor representado pelo modelo para concretos de alta resistência, considerando as misturas de concreto avaliadas neste estudo.

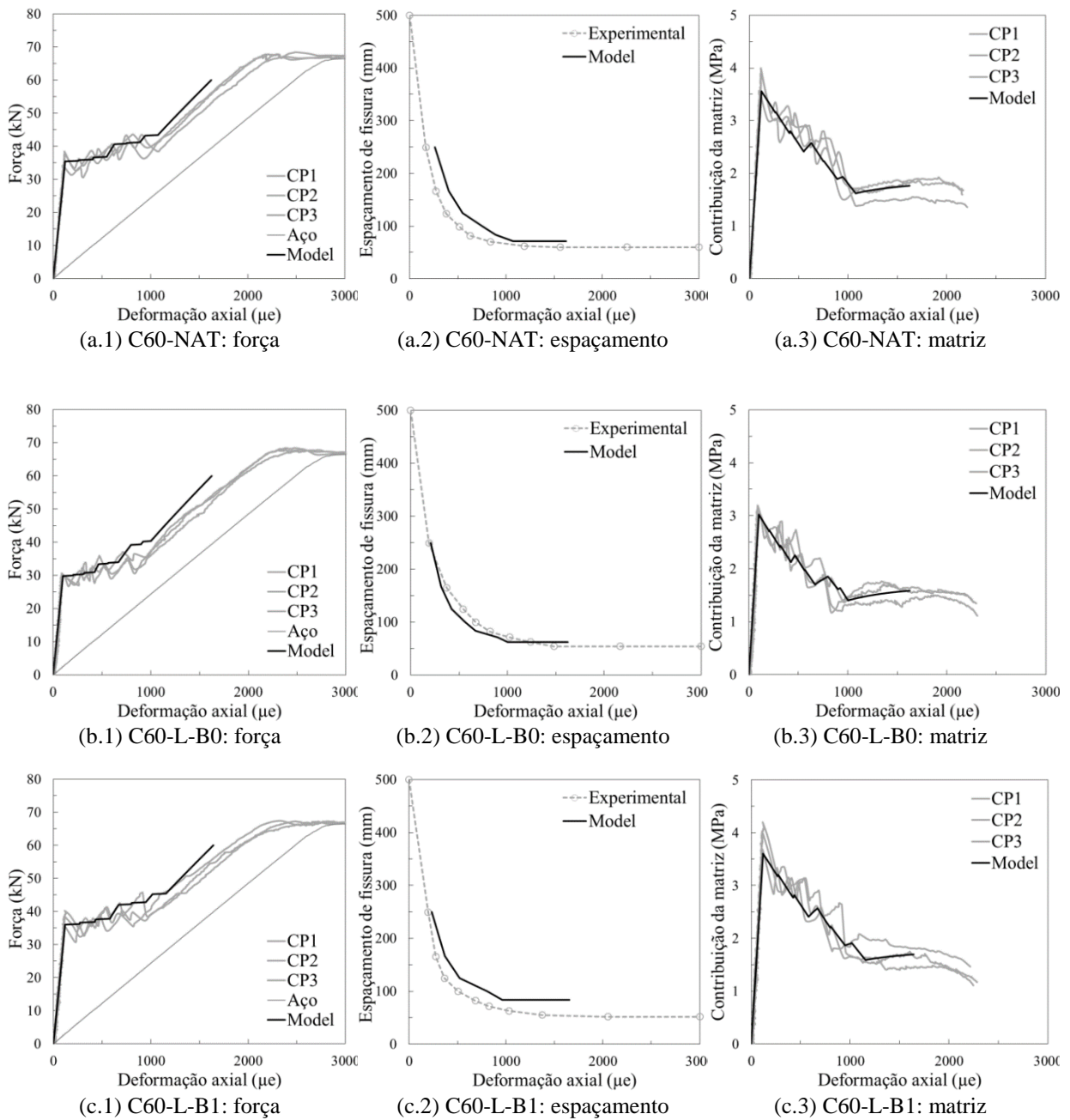


Figura 4.25 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para classe C60 (Parte A)

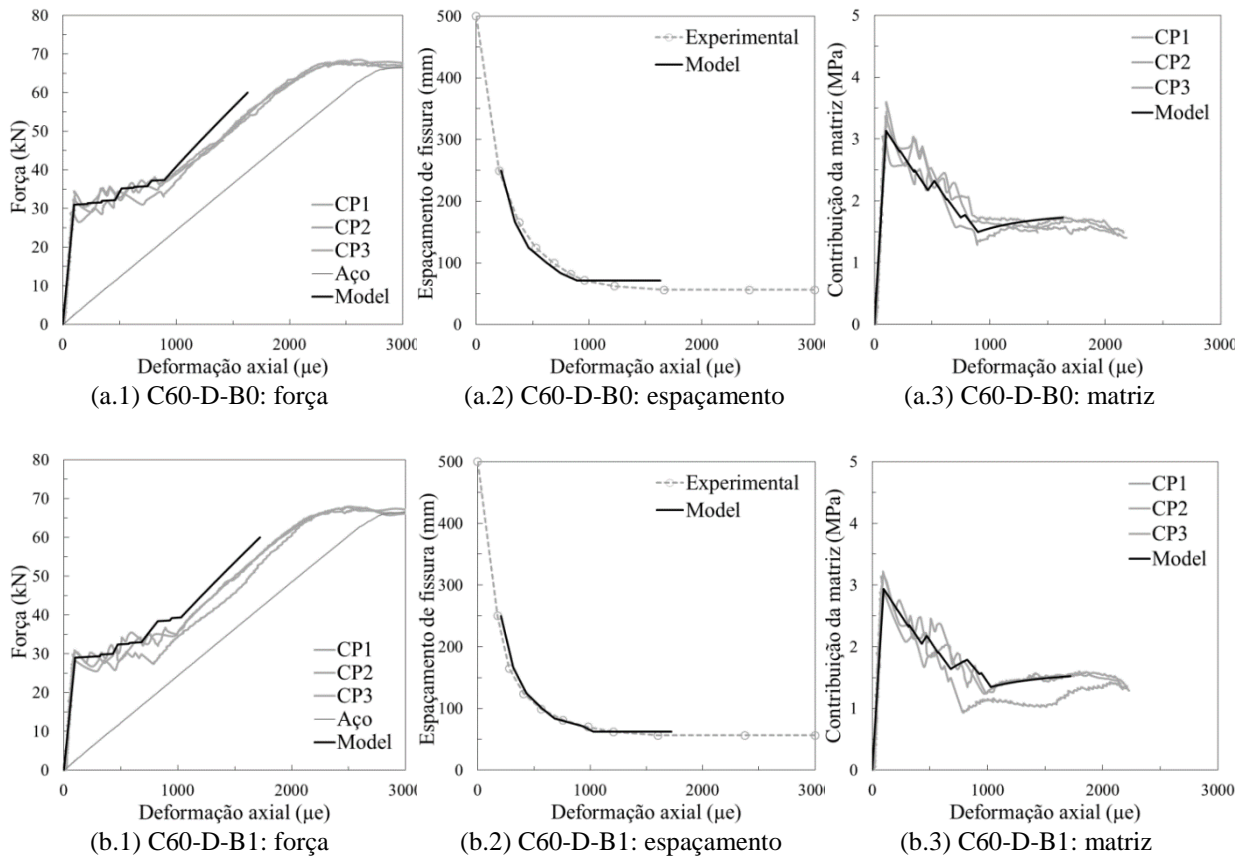


Figura 4.26 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para classe C60 (Parte B)

No presente estudo, foram utilizados os modelos de aderência-deslizamento (*bond-slip*) apresentados na Figura 4.27a para realização das simulações, em que valores de resistência de aderência de 15,6 a 16,9 MPa foram usados para prever as respostas das amostras C35, e valores de 28,5 a 29,8 MPa foram empregados para a classe C60 (Figura 4.27b). Isto reforça a correlação existente entre a resistência à compressão do concreto e a resistência de aderência aço-concreto correspondente.

Os valores de resistência de aderência das misturas com diferentes tipos de agregados foram similares dentro de cada classe, ressaltando que a presença de ARCs não provocou um relevante impacto nesta propriedade do concreto reciclado. Apesar disso, é possível comentar que, para ambas as classes, a mistura produzida apenas com agregados naturais apresentou uma tensão máxima de aderência no gráfico de *bond-slip* um pouco maior que as demais (C35-NAT com 16,9 MPa e C60-NAT com 29,8 MPa). Em seguida, as misturas recicladas apresentaram valores iguais para aderência aço-concreto de 16,2 MPa para C35 e 29,2 MPa para C60, com exceção das misturas C35-L-B1 e C60-L-B1 que foram representadas pelos menores valores de aderência em ambas as classes de resistência (com 15,6 e 28,5 MPa, respectivamente). Para essas

duas misturas, as quedas proporcionais em relação aos valores das misturas naturais foram as maiores obtidas, com valores de queda de 7,7% e 4,3% para a C35 e a C60, respectivamente.

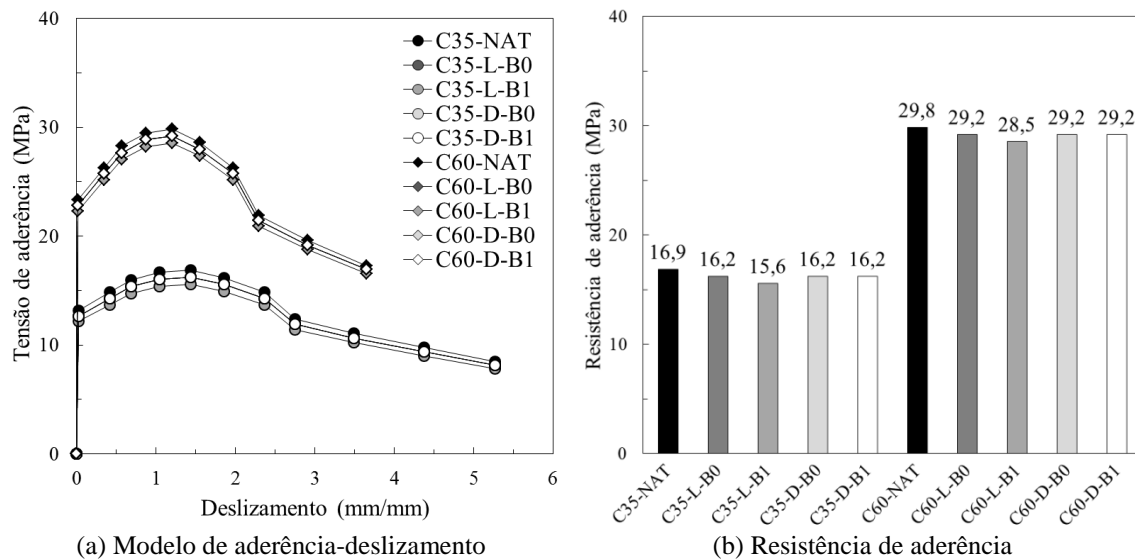


Figura 4.27 – Comportamentos referentes à aderência utilizados para modelagem

#### 4.3.6 CORRELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO PARA CONCRETO RECICLADO

Neste contexto, o presente trabalho reuniu resultados de algumas publicações científicas que avaliaram a resistência de aderência de concretos produzidos com ARC (AJDUKIEWICZ & KLISZCZEWICZ, 2002; FERNANDEZ *et al.*, 2016; KIM & YUN, 2013; LIMA *et al.*, 2013; PANDURANGAN *et al.*, 2016; POUR & ALAM, 2016; PRINCE & SINGH, 2013; RANGEL *et al.*, 2017; XIAO & FALKNER, 2007). Também foram considerados os resultados obtidos neste estudo. Com os dados levantados e os resultados deste estudo, foi comentada relação entre a resistência de aderência e a resistência à compressão, apresentada na Figura 4.28. No gráfico, foi ilustrada esta relação para concretos naturais (NC – *Natural Concrete*) e concretos reciclados (RAC – *Recycled Aggregate Concrete*) obtidos na literatura, para os diferentes tipos de ensaio utilizados: *pull-out*, *push-out*, *beam* e *tension stiffening*. Também foram plotadas no gráfico as relações estipuladas pelo *fib* Bulletin 10 e pelo *fib* Model Code 2010.

Conforme esperado, quanto maior a resistência à compressão, maior é a resistência de aderência obtida. Nos resultados da literatura, não foi verificado que os concretos reciclados apresentam menor aderência para um mesmo valor de resistência à

compressão em comparação aos concretos naturais, que é um fator positivo em relação ao uso deste tipo de material. Ou seja, os resultados indicam que a resistência de aderência é mais influenciada pela resistência à compressão do concreto do que pelo uso de agregados reciclados.

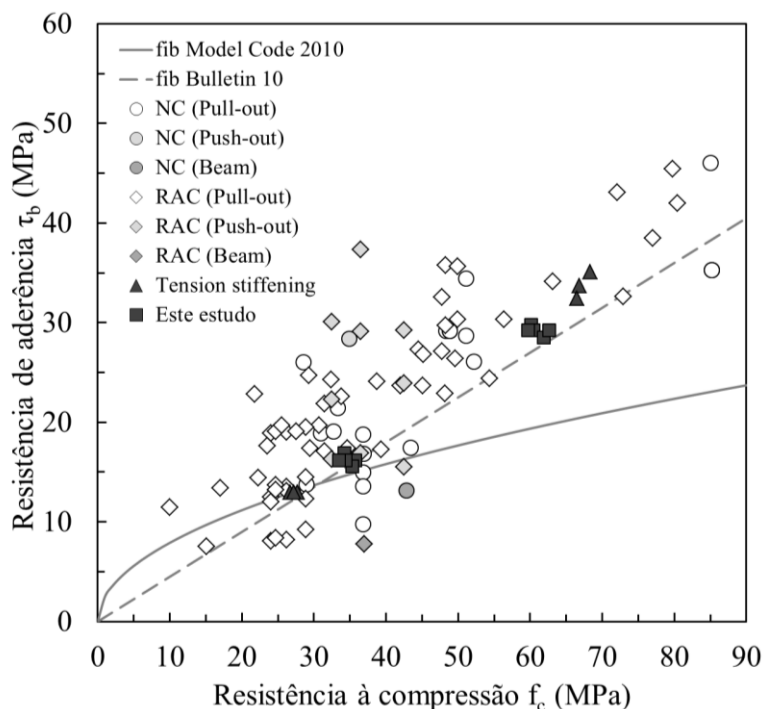


Figura 4.28 – Relação entre resistência de aderência e resistência à compressão

Ainda, é possível verificar que uma alta dispersão dos resultados é registrada e isso pode ser atribuído, principalmente, à metodologia de ensaio adotada em cada estudo. Por exemplo, no caso do ensaio de arrancamento direto (*pull-out*), pode ocorrer um aumento da resistência de aderência medida devido à tensão de compressão que é gerada ao redor da barra de aço durante a execução do ensaio. Conforme fica evidente pelos resultados de ensaios de *tension stiffening* representados no gráfico (incluindo os obtidos no presente estudo), a identificação da resistência de aderência através da modelagem do ensaio de *tension stiffening* pode representar um resultado mais confiável, devido ao fato de que, na condição de real uso nas construções, a matriz de concreto é submetida a esforços de tração. Vale ressaltar que o resultado de resistência de aderência deve ser obtido indiretamente através de modelagem do ensaio.

Além disso, existe uma dificuldade na correta previsão da resistência de aderência de concretos reciclados. A maioria das formulações de previsão da resistência de aderência está relacionada a um tipo de ensaio específico, em que diversos parâmetros (entende-

se, comprimento de aderência, diâmetro da barra, cobrimento de concreto) são utilizados para calcular o valor da aderência. O problema é que isto limita as formulações para um determinado tipo de ensaio, não podendo utiliza-las para outros ensaios. Dentro deste contexto, as formulações do *fib* Bulletin 10 e do *fib* Model Code 2010 fazem a previsão da resistência de aderência tendo como único parâmetro a resistência à compressão do concreto.

Ao propor uma relação entre resistência de aderência e resistência à compressão de concretos, para os casos de concretos naturais e reciclados da literatura, o *fib* Model Code 2010 subestima a resistência de aderência, principalmente para concretos de alta resistência. O *fib* Bulletin 10 também subestima os valores de resistência de aderência, porém apresenta uma melhor previsão desta correlação, desde concretos de resistência normal até concretos de alta resistência, inclusive para os casos de concreto reciclado da literatura e os resultados do presente estudo. Assim, a formulação proposta pelo *fib* Bulletin 10 (relação:  $\tau_b = 0,45 \cdot f_c$ ) é a que se mostra mais representativa da relação resistência de aderência  $\times$  resistência à compressão de concretos reciclados, ao se considerar os resultados de concretos reciclados deste estudo e das demais publicações apresentados na Figura 4.28.

## 4.4 CONCLUSÕES

Neste capítulo é relatada uma análise abrangente sobre o desempenho estrutural de elementos de concreto reciclado armado. Particularmente, resume os resultados de uma investigação experimental destinada a analisar o comportamento de *tension stiffening* de concretos de classe de resistência normal e de alta resistência produzidos com quatro diferentes tipos de ARCs.

De acordo com os resultados obtidos, as seguintes conclusões podem ser ressaltadas:

- Os concretos da classe C60 apresentaram maior resistência no ensaio de *tension stiffening* do que as misturas da C35. Além disso, a presença de ARCs parece não afetar significativamente o comportamento resultante de tração das matrizes e a interação aço-concreto. Isso foi mais evidente para C35, enquanto algumas variações foram registradas para as misturas com ARCs da classe C60;
- O módulo elástico de pré-fissuração do elemento de *tension stiffening* de concreto reciclado é maior para as misturas de maior classe de resistência. A

presença de ARC não afeta o módulo elástico inicial e, através do conhecimento dos módulos do reforço e da matriz, o valor do módulo do compósito pode ser calculado com segurança para todos os ARCs utilizados, independente da origem do resíduo e do tamanho dos grãos:

$$E_{\text{compósito}} = (E_{\text{concreto}} A_{\text{concreto}} + E_{\text{aço}} A_{\text{aço}}) / A_{\text{compósito}};$$

- Na C35, a mistura natural apresentou baixo valor de resistência de primeira fissura em comparação com as recicladas, porém na classe C60 a mistura natural apresentou o segundo maior valor. Assim, a maior porosidade dos ARCs não parece ter afetado a resistência total do compósito para uma classe de menor resistência. Por outro lado, a presença de um agregado mais poroso causou uma maior redução na força do compósito correspondente para a classe mais alta;
- O patamar de fissuração apresenta diferentes comprimentos para as duas classes de resistência e esta diferença é atribuída ao maior número de fissuras na classe de alta resistência. Na C35, ocorre a formação de fissuras ao longo de um patamar de oscilações mais curto (menor número de fissuras), enquanto que para a classe C60 o número de oscilações aumenta (maior número de fissuras), ao longo de um patamar mais comprido. Porém, não foi identificada uma relação entre o uso de ARCs e o comprimento do patamar de fissuração;
- A classe C60 tem um valor final mais baixo de espaçamento de fissura, porque as amostras de concreto de alta resistência tiveram um maior número de fissuras no final do ensaio do que as amostras de concreto de resistência normal. Além disso, as misturas produzidas com ARCs da classe B0 (entende-se, C35-L-B0 e C60-L-B0, C35-D-B0 e C60-D-B0) apresentaram valores ligeiramente maiores de abertura de fissura dentro de cada classe;
- Para resistência da matriz à primeira fissura, foram obtidos valores de 2,16-2,53 MPa para a classe C35 e 3,10-3,95 MPa para C60. Assim que a fase de múltipla fissuração termina, ocorre o alargamento das fissuras a uma tensão aproximadamente constante (tensão residual na matriz), com valores de 1,22-1,56 MPa para C35 e 1,14-1,71 MPa para C60. Assim, as duas classes se comportam de maneira similar em relação ao valor final de contribuição da matriz, independente do tipo de agregado utilizado;

- A previsão realizada com base no *fib* Model Code 2010 da evolução da deformação calculada para o compósito do estágio não fissurado para o estágio fissurado se mostrou em conformidade com os resultados experimentais obtidos. Assim, o passo a passo apresentado neste capítulo, com uso das formulações do *fib* Model Code 2010, pode ser aplicado no caso de ensaios de *tension stiffening* em concretos naturais e reciclados de resistência normal e de alta resistência, apresentando uma excelente previsão do comportamento destes compósitos;
- O método de diferenças finitas de SORANAKOM & MOBASHER (2010) foi adequadamente utilizado para modelar os resultados experimentais do comportamento de *tension stiffening* dos elementos deste estudo nos três principais estágios (elástico linear, múltipla fissuração e alargamento das fissuras). No presente estudo, para simulação, foram utilizados modelos de aderência-deslizamento (*bond-slip*) com valores de resistência de aderência de 15,6-16,9 MPa para prever as respostas da C35 e de 28,5-29,8 MPa para a C60;
- Os resultados de resistência de aderência se mostram otimistas, indicando que os concretos reciclados apresentam valores praticamente iguais as dos concretos naturais. Apesar disso, para ambas as classes, a mistura produzida apenas com agregados naturais apresentou valor um pouco maior que as demais, enquanto as misturas C35-L-B1 e C60-L-B1 foram representadas pelos menores valores, com quedas proporcionais em relação aos valores das misturas naturais de 7,7% e 4,3% para a C35 e a C60, respectivamente;
- A identificação da resistência de aderência através da modelagem do ensaio de *tension stiffening* pode representar um resultado mais confiável em comparação a outros tipos de ensaios, visto que nas reais condições de sollicitação nas construções o concreto é submetido a esforços de tração;
- Ainda existe uma dificuldade na correta previsão da resistência de aderência de concretos, tanto naturais como reciclados. Ao propor uma relação entre resistência de aderência e resistência à compressão, o *fib* Bulletin 10 apresenta a melhor previsão da aderência para os casos de concretos naturais e reciclados da literatura (resistência normal até alta resistência), inclusive para os resultados do presente estudo:

$$\text{Resistência de aderência } (\tau_b) = 0,45 \cdot \text{Resistência à compressão } (f_c).$$

# 5. DEGRADAÇÃO DE CONCRETOS DE AGREGADOS RECICLADOS

## 5.1 REVISÃO DA LITERATURA

Considerando a complexidade dos mecanismos de degradação, a prolongada vida útil dos produtos da construção civil e o elevado custo das obras civis, a avaliação da durabilidade é certamente um aspecto muito importante para o desenvolvimento e a aplicação de um novo material. A durabilidade do concreto e das estruturas de concreto não dependem apenas da adequada seleção de materiais, dosagem, produção e cura, mas também das interações do material final com o ambiente a que está exposto.

Os processos de degradação que afetam o concreto, em sua maioria, com exceção de danos mecânicos, envolvem o fluxo de fluidos através da estrutura porosa do concreto (WU *et al.*, 2017b). Com isso, a durabilidade do concreto depende em grande parte da sua capacidade de resistir à penetração de água e outros ataques.

Apesar de muitos efeitos comprometerem a durabilidade do concreto, a dificuldade está em entender a contribuição de cada um deles isoladamente, visto que na maioria das vezes eles ocorrem simultaneamente e em processos lentos. Para avaliação da durabilidade, é possível desenvolver tanto ensaios de envelhecimento natural como ensaios de envelhecimento acelerado.

Alguns autores tentam isolar e compreender melhor determinados fatores de degradação e suas consequências nas propriedades do concreto. Neste contexto, ainda há uma lacuna de conhecimento sobre a resistência do concreto reciclado a processos de degradação, em específico, em relação a processos de congelamento-descongelamento e molhagem-secagem.



### 5.1.1 DEGRADAÇÃO POR PROCESSOS DE CONGELAMENTO-DESCONGELAMENTO

Em áreas de climas frios, o dano causado às estruturas de concreto por processos de congelamento e descongelamento é um problema grave, podendo causar altos níveis de deterioração no concreto. A resistência ao congelamento-descongelamento do concreto é afetada pela sua porosidade, pelas características dos agregados e pelas condições ambientais. Dentro do concreto, à medida que a temperatura diminui (congelamento), a proporção de condensação de água em gelo aumenta gradualmente, e a força gerada pela expansão do gelo pode promover o desenvolvimento progressivo de microfissuras (LI *et al.*, 2019). Quando a temperatura aumenta (descongelamento), o gelo derrete e as microfissuras se fecham. Porém, a repetição deste ciclo de congelamento e descongelamento pode reduzir a capacidade de resistência do concreto.

A resistência ao congelamento do concreto reciclado foi investigada por TUYAN *et al.* (2014) após 300 ciclos (em que cada ciclo consistiu em congelar as amostras de 5°C a -18°C em 3 horas e, em seguida, descongelar em água a 5°C em 1 hora). Os autores relataram que a resistência ao congelamento foi menor nas misturas contendo ARCs: mais fissuras foram identificadas nas misturas com ARC, resultando em maior variação de massa destas amostras. As variações de massa de todas as misturas aumentaram com o aumento do número de ciclos de congelamento-descongelamento. Este efeito foi mais pronunciado nas misturas com maior relação a/c e maior teor de ARC, no entanto, o efeito da relação a/c na alteração de massa é mais significativo. Um aumento na relação a/c aumenta o número e o volume dos poros capilares, assim como a água (congelável) presente na pasta de cimento, que é a principal causa da pressão interna expansiva durante o congelamento (MARDANI-AGHABAGLOU *et al.*, 2013). Além disso, foi observada por TUYAN *et al.* (2014) uma forte relação entre o dano por congelamento-descongelamento e a absorção de água das misturas de concreto.

RICHARDSON *et al.* (2011) avaliaram a degradação de concretos reciclados submetidos a até 56 de ciclos de congelamento-descongelamento (em que o congelamento foi realizado a -18°C em ar e o descongelamento foi realizado em água a 20°C até que a temperatura central das amostras atingisse 6°C), e concluíram que a resistência do concreto no início do ensaio de congelamento-descongelamento determina sua capacidade de resistir às pressões hidrostáticas criadas devido à ação do processo de degradação. Os autores explicam que, como em muitos estudos o concreto reciclado já apresenta inicialmente menor resistência à compressão do que concreto

natural, o mesmo ocorre para a resistência ao congelamento. Porém, o tipo de ARC, a qualidade do agregado reciclado e o tratamento dado ao ARC antes do seu uso influenciam nessa propriedade. A lavagem do ARC antes da dosagem, por exemplo, reduziu a quantidade de finos, fornecendo um melhor agregado, que permitiu uma maior resistência à compressão. Com isso, as amostras de concreto reciclado produzidas com ARC tratado foram mais duráveis do que as amostras de concreto natural, o que pode ser explicado (talvez), segundo os autores, por uma resistência inicial mais alta, que forneceu uma proteção extra ao congelamento e descongelamento.

LI *et al.* (2019) explicam que, no estado saturado, quando a água congela, o volume de água nos poros do concreto se expande e as partículas adjacentes são pressionadas umas contra as outras. Consequentemente, as partículas se quebram, resultando em uma redução da compactação interna da amostra. Ao mesmo tempo, o esmagamento entre agregados também reduz a capacidade de resistência do concreto. Os autores verificaram experimentalmente que as propriedades mecânicas das misturas recicladas diminuem gradualmente com o aumento do número de ciclos de congelamento-descongelamento. Como o agregado reciclado tem baixa massa específica e alta absorção de água, além de uma estrutura porosa específica, existe uma maior probabilidade de ocorrer danos provocados por ciclos de congelamento e descongelamento em concretos produzidos com este material.

SHANG *et al.* (2009) também explicam detalhadamente os processos que ocorrem dentro do concreto ao ser submetido a ciclos de congelamento e descongelamento: inicialmente, a água nos poros expande após o congelamento e, se o volume necessário for maior que o espaço disponível, o excesso de água é eliminado pela pressão de expansão; quando a pressão exceder a resistência do material em qualquer ponto, surgem fissuras locais; porém, em ciclos repetidos em ambiente úmido, a água entrará nas fissuras durante a parte de descongelamento do ciclo apenas para congelar novamente mais tarde, e haverá deterioração progressiva com cada ciclo de congelamento-descongelamento. Com base nos resultados experimentais, os autores afirmam que a resistência à compressão e a resistência à tração do concreto diminuíram conforme os ciclos de congelamento-descongelamento foram repetidos.

DIAGNE *et al.* (2015) realizam uma investigação experimental do uso de ARC em 0, 5, 10 e 20 ciclos de congelamento-descongelamento (em que cada ciclo consistia em 24 horas à -23°C e depois 23 horas à 21°C). Os autores confirmaram que a durabilidade do

material foi influenciada pelos ciclos de congelamento-descongelamento, e verificaram que a drenagem da água é mais rápida quanto maior a porcentagem de ARC, devido a maior porosidade do material.

Os resultados experimentais de ZHU *et al.* (2019) mostram que a resistência ao congelamento do concreto reciclado é inferior à do concreto natural e, além disso, as massas de ambos concreto natural e reciclado inicialmente diminuíram (até 200 ciclos) e depois aumentaram com o aumento do número de ciclos de congelamento e descongelamento. As mudanças observadas no peso do concreto reciclado após ciclos de congelamento-descongelamento foram causadas pela deterioração da superfície da amostra e pela absorção de água. Este fato é consistente com o ponto de vista de WU *et al.* (2017a).

Através de análise de imagens da microestrutura, ZHU *et al.* (2019) observaram que, no período inicial de congelamento-descongelamento (100 ciclos), as estruturas internas do concreto reciclado eram relativamente compactas, com apenas alguns micro poros e fissuras. Após 400 ciclos, a ligação entre os agregados e a argamassa se tornou mais fraca, a ITZ se tornou menos distinta e um grande número de microfissuras e poros apareceu. Quando as amostras falharam, no período tardio de congelamento-descongelamento (800 ciclos), não era mais possível distinguir a ITZ do concreto de forma evidente, mostrando que o concreto havia se tornado muito poroso. Entretanto, vale ressaltar que, segundo os autores, apesar da resistência ao congelamento-descongelamento do concreto reciclado ter sido menor que a do concreto natural, todas as amostras de concreto reciclado atenderam ao requisito mínimo de resistência para pelo menos 500 ciclos, sugerindo que o concreto reciclado poderia ser usado por pelo menos 50 anos em áreas de frio severo.

### 5.1.2 DEGRADAÇÃO POR PROCESSOS DE MOLHAGEM-SECAGEM

Para estudar a exposição às condições externas típicas dos efeitos da chuva é feita a simulação dessa situação através de ensaios acelerados de molhagem e secagem. A maioria das estruturas em serviço experimentam ciclos de molhagem-secagem e de variação de temperatura e, com isso, as estruturas de concreto raramente estão completamente secas ou totalmente saturadas, ou em condições térmicas constantes.

No estudo de LI *et al.* (2008), a influencia de ciclos de molhagem e secagem no concreto foi analisada por resoluções numéricas, e houve a verificação de que o transporte da umidade durante a secagem é conduzido por evaporação e difusão, enquanto transporte da umidade durante a molhagem é conduzido pela absorção.

Segundo WU *et al.* (2017b), a exposição do concreto a estas situações produz alguns efeitos como, por exemplo, a secagem causa remoção de água dos poros, provocando retração e micro fissuração, e a molhagem, apesar de causar uma recuperação da água da microestrutura e inchar, não garante que as modificações ocorridas na secagem sejam revertidas.

Segundo DIAGNE *et al.* (2015), no caso de ARC, o teor mais elevado de absorção de água dos agregados reciclados combinado com a variação sazonal da umidade e da temperatura pode influenciar significativamente nas características do concreto. Os autores realizam uma investigação experimental do uso de ARC em 0, 5 e 10 ciclos de molhagem-secagem (ciclos de 1 hora de saturação seguida por 24 horas de secagem) e afirmam que a durabilidade do concreto foi bastante influenciada pelos ciclos de molhagem-secagem. Além disso, quanto maior a porcentagem de ARC, mais rápida é a drenagem da água pelo concreto (devido a maior porosidade do ARC).

Observando os resultados de absorção das amostras de concreto reciclado, OLIVEIRA *et al.* (2006) relataram um crescimento da absorção à medida que é aumentada a quantidade de agregado reciclado nas amostras, fato este esperando devido a grande absorção dos materiais reciclados. Além disso, também foi observado um aumento na absorção do concreto reciclado com o aumento da quantidade de ciclos de molhagem-secagem. Para maiores números de ciclos, a presença de agregado reciclado acelerou o processo de degradação do concreto.

QI *et al.* (2017) avaliaram o processo de degradação do concreto reciclado produzido com diferentes substituições de agregados graúdos reciclados (30%, 50%, 70% e 100%) expostos a ciclos de molhagem-secagem, porém em solução de sulfato de sódio. Mesmo que outros fatores devam ser considerados no caso de exposição a sulfatos, alguns comentários dos autores são interessantes para o presente estudo. Eles afirmam que a maior absorção de água dos ARCs resulta em um impacto óbvio na resistência do concreto contra o ataque, portanto esta propriedade mostrou relação direta com a resistência do concreto reciclado a processos de degradação. Além disso, os autores

explicam que as fissuras são geradas quando a tensão local é maior do que a resistência à tração do concreto, o que leva à (visível) fragmentação da superfície das amostras submetidas a ciclos de molhagem-secagem. Embora alguns estudos sobre a durabilidade dos concretos produzidos com agregados reciclados já tenham sido publicados, os principais tópicos envolvendo ciclos de molhagem-secagem são principalmente os casos de exposição a sulfatos e a cloretos, e com isso, poucas informações sobre a exposição do concreto reciclado a ciclos isolados de molhagem-secagem podem ser encontradas na literatura.

Diante deste contexto, dez misturas de concreto foram submetidas a ciclos de degradação, de congelamento-descongelamento e de molhagem-secagem, visando identificar o impacto que as principais características dos ARCs e do concreto intacto (inicial) causam nas propriedades de durabilidade do concreto reciclado. Para isso, foram avaliadas duas classes de resistência e foram utilizados diferentes tipos de ARCs.

## 5.2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 5.2.1 MISTURAS DE CONCRETO

Neste capítulo, foram utilizadas as dez seguintes misturas de concreto (já detalhadamente apresentadas e caracterizadas no Capítulo 3):

- Resistência normal: C35-NAT, C35-L-B0, C35-L-B1, C35-D-B0 e C35-D-B1;
- Alta resistência: C60-NAT, C60-L-B0, C60-L-B1, C60-D-B0 e C60-D-B1.

Foram moldados corpos de prova cilíndricos para ensaios de degradação. Foi adotado o mesmo procedimento de mistura e de preparo para os concretos apresentado no subcapítulo “3.2.3 - Produção dos Concretos”.

### 5.2.2 MÉTODOS DE ENSAIO DE DEGRADAÇÃO EM CONCRETOS

Neste capítulo, foram realizados os dois tipos de ensaios de degradação (detalhados na Tabela 5.1) para as dez misturas de concreto:

- Ciclos de congelamento-descongelamento, para simulação de exposição às condições externas típicas de regiões de frio severo (Figura 5.1);
- Ciclos de molhagem-secagem, para simulação de exposição às condições externas típicas dos efeitos da chuva e do sol (Figura 5.2).

Os ciclos de congelamento-descongelamento e de molhagem-secagem nos concretos foram iniciados na idade de 28 dias. Inicialmente, os corpos de prova foram mantidos imersos em água à temperatura ambiente de  $20 \pm 2$  °C por 48 horas e, em seguida, se iniciaram os ciclos.

Tabela 5.1 – Métodos de ensaio de degradação em concretos

<b>Ensaio</b>	Durabilidade de concretos submetidos a ciclos acelerados de congelamento-descongelamento	Durabilidade de concretos submetidos a ciclos acelerados de molhagem-secagem
<b>Norma</b>	Baseado na ASTM C666 (2008)	Baseado na NBR 13554 (2012) e na ASTM D559 (2015)
<b>Equipamento</b>	Câmara climática <i>Controls</i> (sistema automático)	Tanque de água e estufa (movimentação manual)
<b>Corpo de prova cilíndrico</b>	Diâmetro = 7,5 cm Altura = 15 cm	Diâmetro = 7,5 cm Altura = 15 cm
<b>Ciclo</b>	Redução da temperatura de 4°C a -18°C e reaquecimento até 4°C novamente Tempo total = 5 horas	Imersão em água (20°C) por 3 horas, secagem superficial em temperatura ambiente (21°C) por 1 hora e, por fim, secagem em estufa à 60°C por 20 horas Tempo total = 24 horas
<b>Número de ciclos</b>	0, 150 e 300 ciclos	0, 25 e 50 ciclos



(a) câmara climática



(b) CPs posicionados

Figura 5.1 – Ensaio de degradação com ciclos de congelamento-descongelamento

Após o processo de degradação, os concretos foram caracterizados com os ensaios: resistência à compressão (NBR 5739, 2007) e resistência à tração por compressão diametral (NBR 7222, 2011). Foram realizadas pesagens dos corpos de prova cilíndricos de forma a acompanhar a variação de massa. Para todas as misturas, foram

mantidas amostras não degradadas em câmara úmida (21°C de temperatura e 100% de umidade), ensaiadas como referência na mesma idade das amostras degradadas.

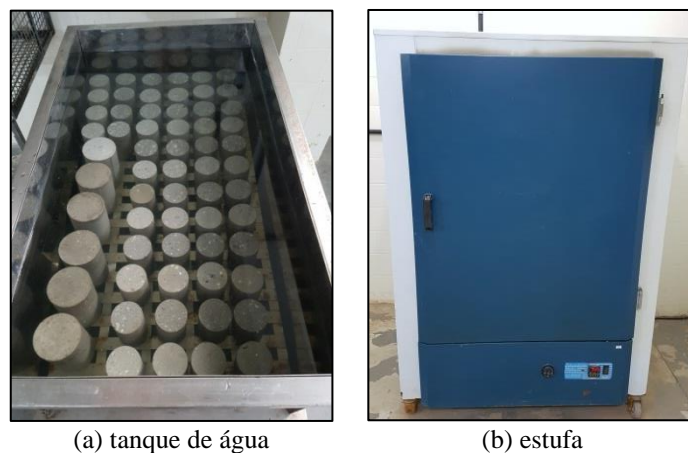


Figura 5.2 – Ensaio de degradação com ciclos de molhagem-secagem

## 5.3 RESULTADOS E ANÁLISES

### 5.3.1 DEGRADAÇÃO POR PROCESSOS DE CONGELAMENTO-DESCONGELAMENTO

#### a) Dano superficial

Os danos superficiais (visíveis) causados pelos ciclos repetidos de congelamento-descongelamento foram registrados e se encontram apresentados da Figura 5.3 até a Figura 5.6. Os danos causados por 150 ciclos de congelamento-descongelamento para a classe C35 estão apresentados na Figura 5.3, em que foram observadas algumas fragmentações nas arestas dos corpos de prova, tanto na face superior (Figura 5.3a-c) como na face inferior das amostras (Figura 5.3d). Este padrão de dano após 150 ciclos se seguiu para todas as misturas desta classe, ou seja, não foram identificados diferentes comportamentos entre os concretos naturais e reciclados.

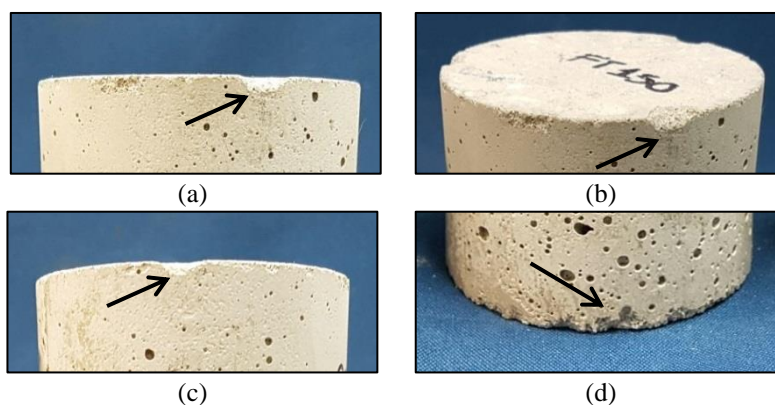


Figura 5.3 – Dano superficial das amostras C35 para 150 ciclos de congelamento-descongelamento

Os danos causados por 300 ciclos de congelamento-descongelamento para a classe C35 se encontram ilustrados na Figura 5.4, em que o padrão de fragmentação das arestas superior e inferior (Figura 5.4a-b) continuou similar ao observado para 150 ciclos. Porém, após 300 ciclos, se tornou evidente o aumento do tamanho de alguns poros na superfície lateral das amostras (Figura 5.4b-d). Novamente, não foram identificadas variações entre os concretos naturais e reciclados.

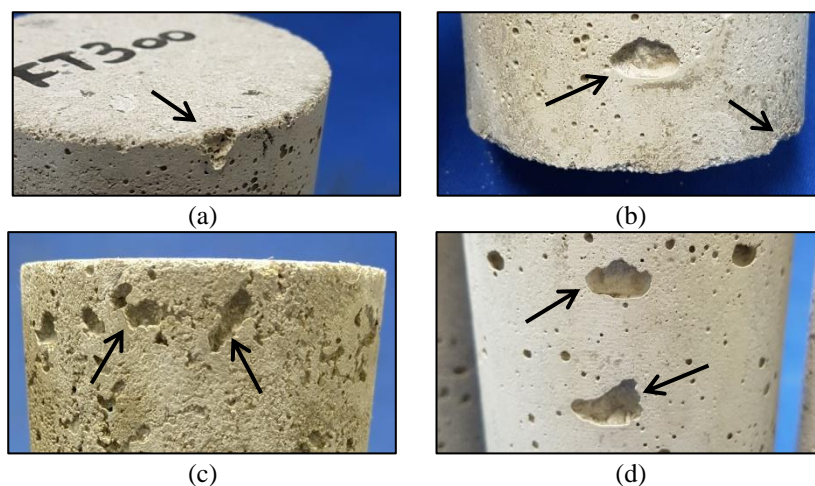


Figura 5.4 – Dano superficial das amostras C35 para 300 ciclos de congelamento-descongelamento

Portanto, para a classe de resistência normal, o dano visível sugere que a degradação afetou principalmente a argamassa (nova) do concreto, e não os agregados graúdos presentes em sua composição, tanto para 150 como para 300 ciclos. Isto indica que, neste caso, a argamassa do concreto é menos resistente aos processos de degradação do que os agregados graúdos, tanto os naturais como os reciclados. Já os danos verificados na classe C60, não indicam a mesma coisa.

Os danos causados por 150 ciclos de congelamento-descongelamento para a classe C60 são apresentados na Figura 5.5 e, diferente da classe C35, não surgiram fragmentações nas arestas das amostras, indicando que a argamassa do concreto de alta resistência sofre menos danos para 150 ciclos do que a argamassa dos concretos da classe C35. Por outro lado, fragmentação e “descolamento” de agregados foram observados, porém apenas nas amostras de concreto reciclado, indicando que os agregados que sofreram este tipo de degradação foram apenas os ARCs. A mistura natural C60-NAT não apresentou danos visíveis. Em algumas amostras de concreto reciclado, após 150 ciclos, foram identificadas fragmentações dos ARCs em desenvolvimento (Figura 5.5a-b) e, em muitas amostras, fragmentação total (Figura 5.5b-d), com um buraco (com presença de resíduos de pó) no local onde estava anteriormente o ARC.



Como a diferença entre as estruturas do ARC e do agregado natural se encontra na presença de argamassa aderida envelhecida no entorno dos grãos de ARC, podemos concluir que este comportamento de fragmentação dos ARCs quando expostos ao processo de degradação ocorreu, principalmente, na argamassa aderida. Durante os 150 ciclos, como a argamassa do concreto de alta resistência não aparentou sofrer danos visíveis, provavelmente a argamassa aderida, mais frágil, que não resistiu aos esforços internos na estrutura do concreto, gerados pelo aumento de volume da água quando se transforma em gelo, de forma que a argamassa aderida rompeu primeiro, liberando a pressão gerada. De forma análoga, podemos concluir que no caso da classe C35, foi a argamassa do concreto que rompeu primeiro, não chegando ao ponto em que ocorre a fragmentação da argamassa aderida dos ARCs.

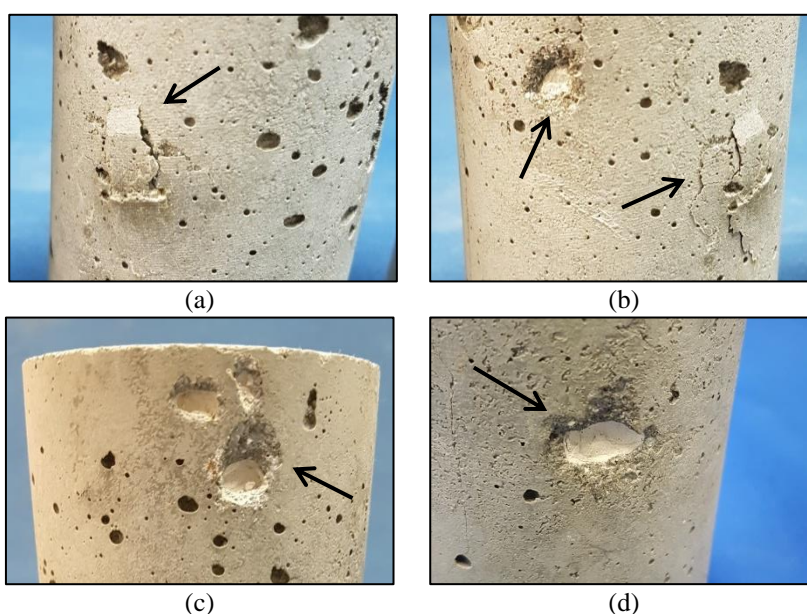


Figura 5.5 – Dano superficial das amostras C60 para 150 ciclos de congelamento-descongelamento

Os danos causados por 300 ciclos de congelamento-descongelamento para a classe C60 são apresentados na Figura 5.6, e seguem o padrão já identificado para 150 ciclos. As misturas recicladas apresentaram uma maior quantidade de fragmentações (completas) de agregados, com “buracos” mais evidentes (Figura 5.6a-c), e um pequeno aumento do tamanho dos poros foi observado. Mesmo após 300 ciclos, a argamassa do concreto de alta resistência não pareceu (visivelmente) sofrer danos significativos, sendo o processo de dano da classe C60 ainda movido pela resistência dos ARCs ao ataque. Assim, as amostras da mistura natural C60-NAT não apresentaram danos visíveis, até o número de 300 ciclos acelerados de congelamento-descongelamento estudados.

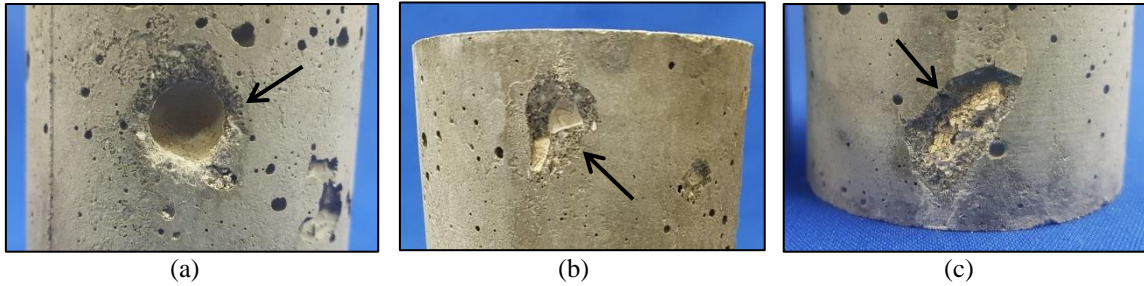


Figura 5.6 – Dano superficial das amostras C60 para 300 ciclos de congelamento-descongelamento

### b) Comportamento à compressão

As respostas de tensão-deformação obtidas nos ensaios de resistência à compressão das misturas de concreto da classe C35 e C60 no estudo de degradação por ciclos de congelamento-descongelamento são apresentados na Figura 5.7 e na Figura 5.8, respectivamente.

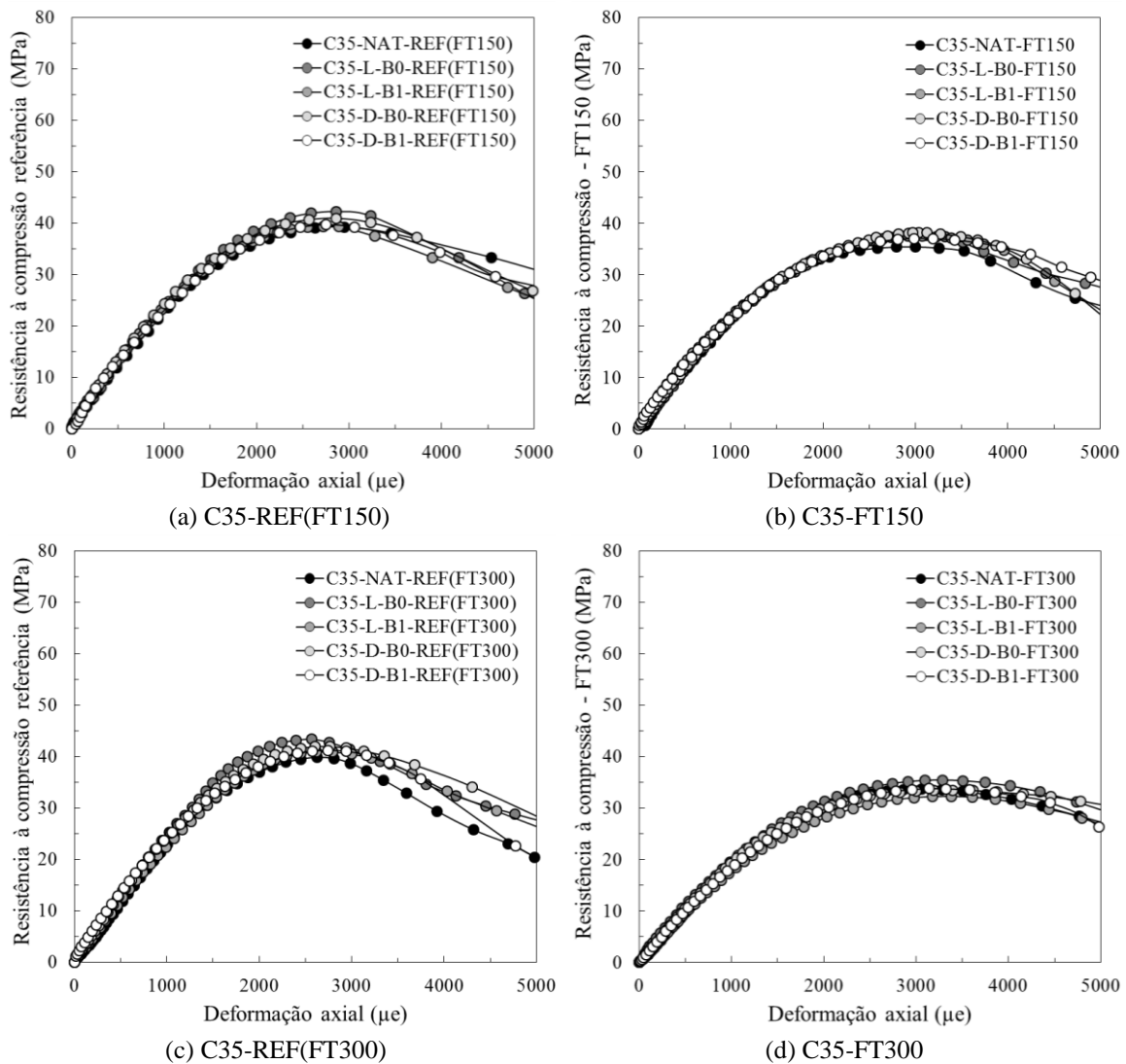


Figura 5.7 – Degradação por congelamento-descongelamento: comportamento à compressão para C35

Foi adotada a sigla “FT” da expressão *freezing-thawing* utilizada internacionalmente. As amostras degradadas foram nomeadas em relação a número de ciclos, 150 e 300 ciclos, representadas por “FT150” e “FT300”. As amostras de referência, que não sofreram degradação e foram ensaiadas na mesma idade das que sofrem degradação, receberam as siglas “REF(FT150)” e “REF(FT300)”, de acordo com as amostras a que servem de referência.

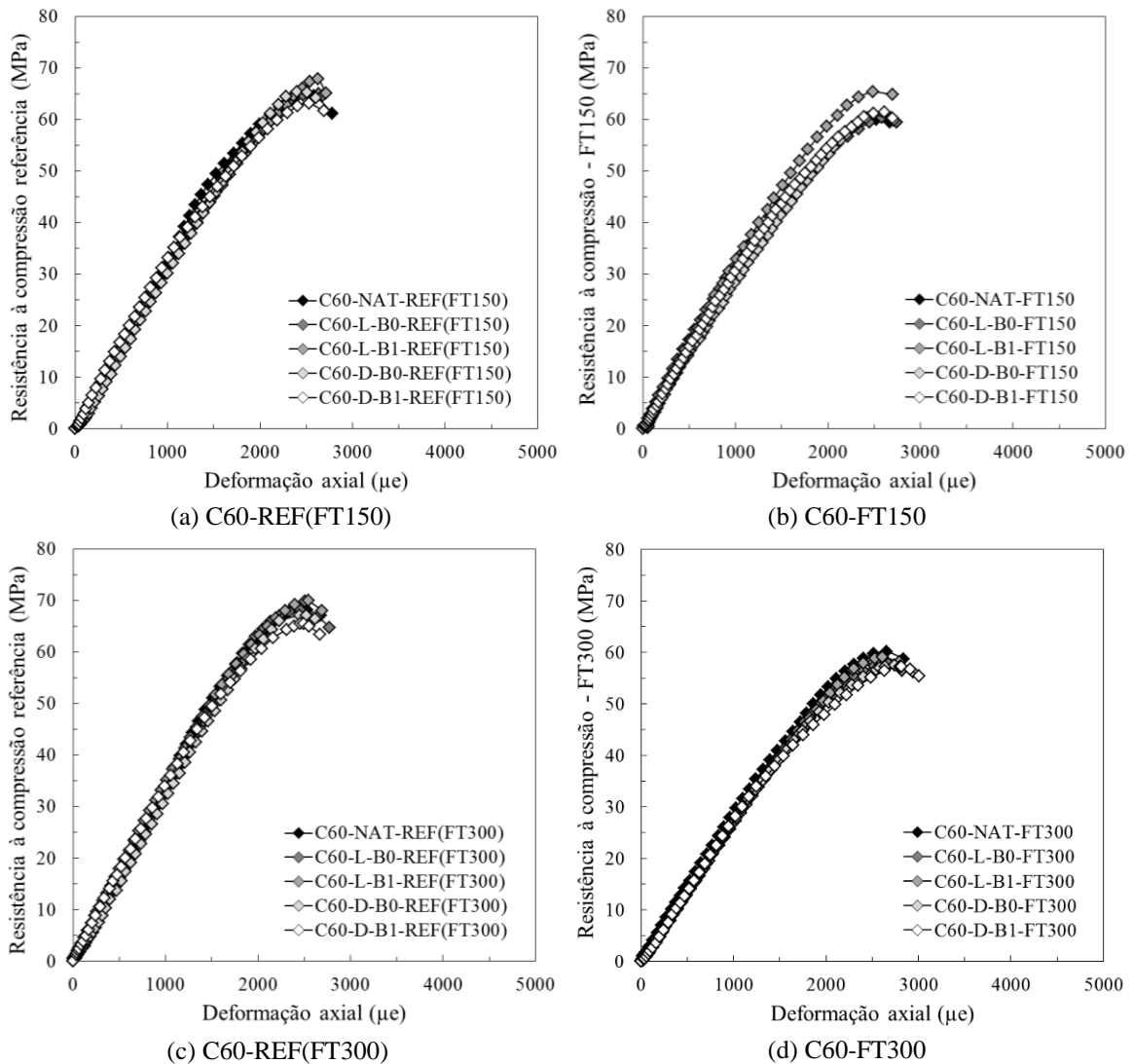


Figura 5.8 – Degradação por congelamento-descongelamento: comportamento à compressão para C60

Conforme esperado, todas as misturas de concreto da classe C35 apresentaram uma variação no comportamento à compressão após a degradação por 150 ciclos, e isto pode ser verificado ao comparar os resultados obtidos para REF(FT150) (Figura 5.7a) e FT150 (Figura 5.7b). Individualmente, para cada mistura, as curvas de referência REF(FT150), correspondentes as amostras não degradadas, alcançaram maiores valores de resistência e menores valores de deformação de pico do que as curvas das amostras

degradadas FT150. O mesmo foi constatado para 300 ciclos, porém, neste caso, as amostras REF(FT300) (Figura 5.7c) mostram maior resistência do que as amostras REF(FT150), devido a sua maior idade (maior hidratação do cimento), e as amostras FT300 (Figura 5.7d) apresentaram pior comportamento à compressão em relação a FT150, visto que as FT300 sofreram 150 ciclos de congelamento-descongelamento a mais.

Para a C60, os mesmos comentários podem ser realizados, visto que as curvas FT150 (Figura 5.8b) e as curvas FT300 (Figura 5.8d) apresentaram pior comportamento do que suas respectivas referências REF(FT150) (Figura 5.8a) e REF(FT300) (Figura 5.8c), mostrando que todas as misturas da classe de alta resistência tiveram menor resposta de resistência à compressão e maior deformação de pico após os processos de degradação.

Amostras do tipo de fissuração que ocorreu em cada classe se encontram na Figura 5.9 para C35 e na Figura 5.10 para C60. Em relação ao tipo de ruptura, os concretos de resistência normal apresentam fissuras diagonais bem definidas para as amostras de referência (REF(FT150) na Figura 5.9a e REF(FT300) na Figura 5.9c), conforme esperado em relação ao observado no ensaio de 28 dias. Porém, para as amostras degradadas, as fissuras apareceram de maneira menos coordenada (FT150 na Figura 5.9b e FT300 na Figura 5.9d), sem formar uma diagonal clara, com fissuras em várias direções. Este fato pode ser explicado pela fragmentação da argamassa e pela variação do volume de poros (devido ao processo de degradação), já comentados anteriormente, que causariam modificação na direção do processo de fissuração durante o ensaio.

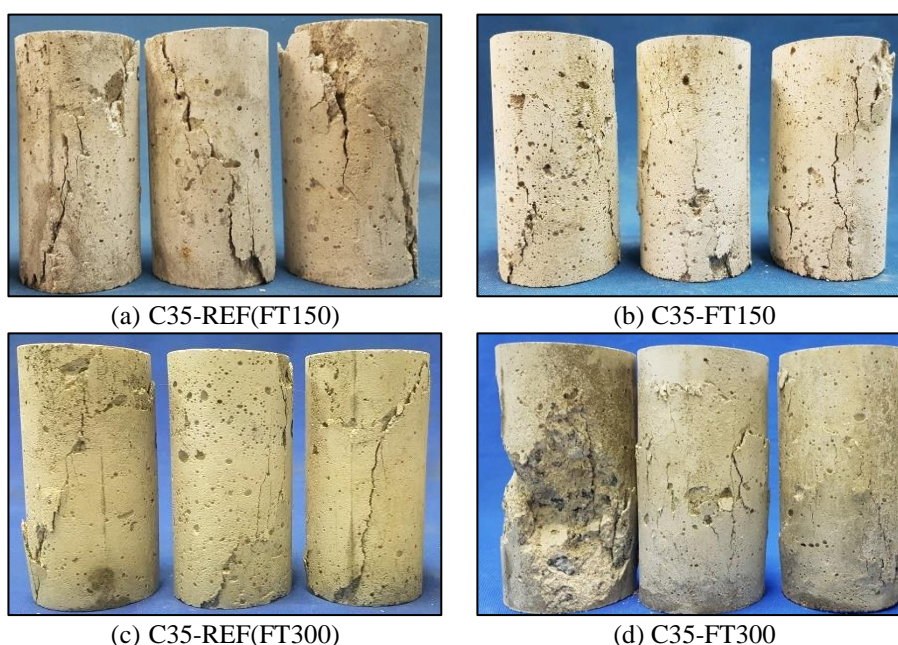


Figura 5.9 – Amostra do tipo de ruptura dos concretos da C35 no ensaio de resistência à compressão. Os concretos de alta resistência, conforme esperado pelo observado no ensaio de compressão aos 28 dias, sofrem ruptura explosiva ao atingir a tensão máxima para as amostras de referência (REF(FT150) na Figura 5.10a e REF(FT300) na Figura 5.10c), ainda sendo possível identificar uma diagonal principal de ruptura. As amostras degradadas (FT150 na Figura 5.10c e FT300 na Figura 5.10d) aparentam um padrão de fissuração muito similar, com ruptura explosiva, podendo ser comentado apenas que em alguns corpos de prova, esta diagonal é menos evidente, sendo possível identificar fissuras verticais também.

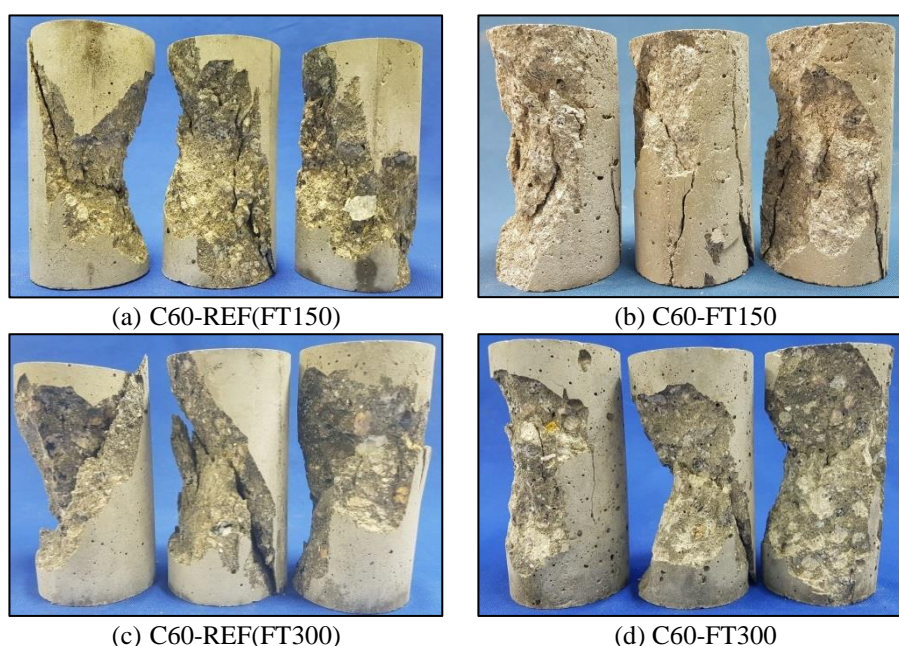


Figura 5.10 – Amostra do tipo de ruptura dos concretos da C60 no ensaio de resistência à compressão

Ainda, vale comentar que, para todos os padrões de ruptura comentados, não foi possível diferenciar os comportamentos entre os concretos naturais e os concretos reciclados, apenas diferenças de comportamento entre as classes e o efeito da degradação.

Com as curvas de tensão-deformação obtidas experimentalmente, foi possível determinar a resistência máxima à compressão e o módulo de elasticidade das amostras.

### c) Resistência à compressão

A Tabela 5.2 apresenta os resultados de resistência à compressão (e seus coeficientes de variação) para as amostras degradadas por 150 e 300 ciclos, assim como para suas respectivas referências (amostras controle). Ainda, foi feito o cálculo da queda

percentual dos valores das amostras degradadas em relação a sua referência, sendo possível representar este comportamento de resistência à compressão relativa na Figura 5.11 e um histograma dos valores totais de queda na Figura 5.12.

Tabela 5.2 – Degradação por congelamento-descongelamento: Resistência à compressão

Mistura	Resistência à compressão					
	Referência (150 ciclos)	150 ciclos	Queda após 150 ciclos	Referência (300 ciclos)	300 ciclos	Queda após 300 ciclos
	$f_{c,REF(FT150)}$ (MPa)	$f_{c,FT150}$ (MPa)	$\Delta f_{c,FT150}$ (%)	$f_{c,REF(FT300)}$ (MPa)	$f_{c,FT300}$ (MPa)	$\Delta f_{c,FT300}$ (%)
<b>C35-NAT</b>	39,1 (± 3,6%)	35,8 (± 0,9%)	-8,4%	39,9 (± 4,1%)	33,8 (± 2,1%)	-15,3%
<b>C35-L-B0</b>	42,1 (± 4,3%)	37,9 (± 4,1%)	-10,0%	43,4 (± 2,7%)	35,5 (± 4,0%)	-18,0%
<b>C35-L-B1</b>	39,9 (± 2,2%)	37,5 (± 1,4%)	-6,0%	41,1 (± 2,1%)	32,4 (± 2,3%)	-21,2%
<b>C35-D-B0</b>	41,1 (± 4,3%)	38,0 (± 4,1%)	-7,5%	42,1 (± 3,9%)	33,6 (± 3,1%)	-20,2%
<b>C35-D-B1</b>	39,6 (± 2,2%)	36,8 (± 1,4%)	-7,1%	41,1 (± 2,6%)	33,8 (± 4,4%)	-17,8%
<b>C60-NAT</b>	65,0 (± 1,4%)	61,2 (± 3,9%)	-5,8%	68,2 (± 5,2%)	60,1 (± 1,3%)	-11,9%
<b>C60-L-B0</b>	64,9 (± 4,8%)	60,8 (± 4,2%)	-6,3%	67,9 (± 4,7%)	57,8 (± 4,8%)	-14,9%
<b>C60-L-B1</b>	68,0 (± 1,9%)	65,7 (± 1,1%)	-3,4%	70,3 (± 4,9%)	59,1 (± 2,2%)	-15,9%
<b>C60-D-B0</b>	65,6 (± 4,8%)	61,9 (± 4,2%)	-5,6%	67,1 (± 2,3%)	57,6 (± 5,3%)	-14,2%
<b>C60-D-B1</b>	63,9 (± 2,8%)	61,1 (± 1,5%)	-4,4%	65,8 (± 1,8%)	57,2 (± 3,5%)	-13,1%

Os resultados obtidos (Tabela 5.2) confirmam que todas as amostras das duas classes sofreram perda de resistência ao passar por ciclos de congelamento-descongelamento, sem exceções. Após 150 ciclos, a C35 atingiu valores de 35,8-38,0 MPa em relação a 39,1-42,1 MPa para suas referências não degradadas, com quedas percentuais de 7,1% a 10%. Já para 300 ciclos, atingiu valores bem menores de 32,4-35,5 MPa em comparação com suas referências de 39,9-43,4 MPa, com queda percentuais de 15,3% a 21,2%. O aumento percentual da queda representou aproximadamente o dobro com o aumento dos ciclos de 150 para 300, porém as misturas não seguiram o mesmo padrão de comportamento nas duas etapas. Para menores números de ciclos (0-150), a C35-L-B1 teve o melhor comportamento (menor queda na resistência) dentre as cinco misturas, entretanto, com o aumento dos ciclos (150-300), a mistura passa a ser a que obteve o pior comportamento, ou seja, a sua taxa de queda aumenta com o aumento do número de ciclos (Figura 5.11a). O mesmo poderia ser esperado para todas as amostras de

concreto, visto que quanto mais degradadas estão as amostras, uma menor resistência aos ciclos seguintes seria esperada. Entretanto, a mistura natural C35-NAT mostrou uma taxa similar para ambas as fases, 0-150 e 150-300 ciclos. Portanto, pode-se comentar que a capacidade de resistência da mistura natural à degradação por ciclos de congelamento-descongelamento é maior para maiores números de ciclos do que as misturas recicladas (Figura 5.11a e Figura 5.12).

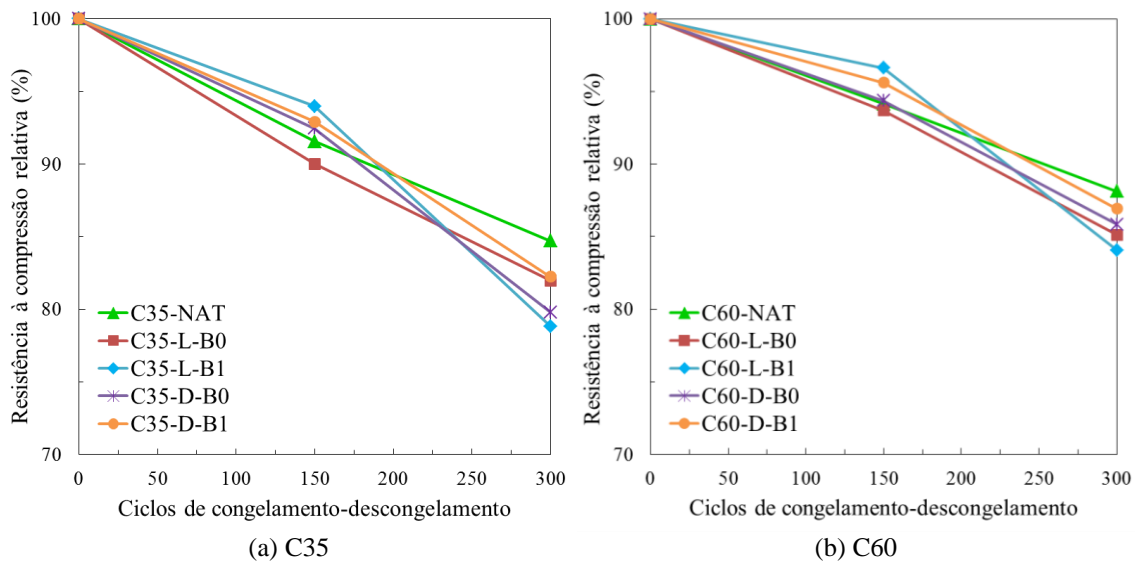


Figura 5.11 – Resistência à compressão relativa para os ciclos de congelamento-descongelamento

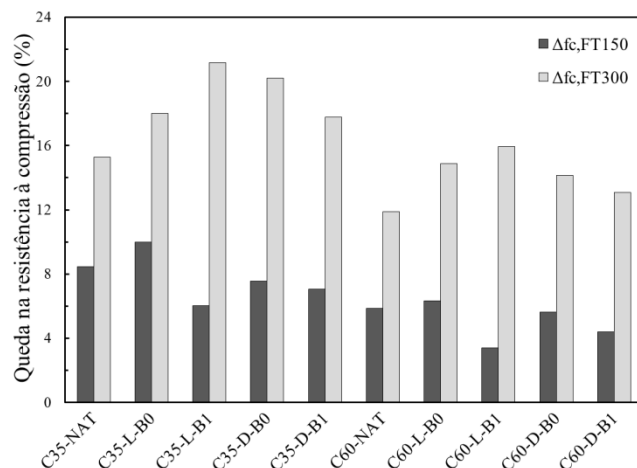


Figura 5.12 – Queda na resistência à compressão devido a degradação por congelamento-descongelamento

Apesar da maior queda absoluta nos valores de resistência da classe C60 em comparação a C35, a queda de resistência percentual é maior para a classe de resistência normal, tanto para 150 como para 300 ciclos (Figura 5.12). Ou seja, os ciclos de degradação causam maior impacto na perda de resistência à compressão (percentual) na

classe de resistência normal. Os valores de resistência da C60 após 150 ciclos foram de 60,8-65,7 MPa, que em comparação com suas referências de 63,9-68,0 MPa, correspondem a quedas percentuais de 3,4% a 6,3%. Com o aumento para 300 ciclos, os valores de resistência caíram para 57,2-60,1 MPa, que correspondem a quedas de 11,9% a 15,9%, ao considerar suas referências de 65,8-70,3 MPa. Os mesmos comentários de comportamento em relação às misturas da C35 podem ser considerados para a C60, em que a C35-L-B1 começa com o melhor comportamento até 150 ciclos, porém a melhor mistura aos 300 ciclos é a mistura natural C60-NAT (Figura 5.11b).

d) Módulo de elasticidade

A Tabela 5.3 apresenta os resultados de módulo de elasticidade (e seus coeficientes de variação) para as amostras degradadas e para suas respectivas referências, a Figura 5.13 ilustra o comportamento de módulo de elasticidade relativo e a Figura 5.14 resume os valores totais de queda em um histograma.

Tabela 5.3 – Degradação por congelamento-descongelamento: Módulo de elasticidade

Mistura	Módulo de elasticidade					
	Referência (150 ciclos)	150 ciclos	Queda após 150 ciclos	Referência (300 ciclos)	300 ciclos	Queda após 300 ciclos
	$E_{c,REF(FT150)}$ (GPa)	$E_{c,FT150}$ (GPa)	$\Delta E_{c,FT150}$ (%)	$E_{c,REF(FT300)}$ (GPa)	$E_{c,FT300}$ (GPa)	$\Delta E_{c,FT300}$ (%)
<b>C35-NAT</b>	23,5 (± 1,3%)	22,2 (± 0,4%)	-5,5%	23,9 (± 3,4%)	19,6 (± 2,0%)	-18,0%
<b>C35-L-B0</b>	24,1 (± 3,1%)	22,3 (± 3,6%)	-7,5%	24,6 (± 3,1%)	19,3 (± 3,4%)	-21,5%
<b>C35-L-B1</b>	23,8 (± 2,2%)	22,5 (± 1,5%)	-5,5%	24,3 (± 1,9%)	18,5 (± 1,5%)	-23,9%
<b>C35-D-B0</b>	24,4 (± 3,8%)	22,8 (± 2,9%)	-6,6%	24,8 (± 2,2%)	19,4 (± 2,6%)	-21,8%
<b>C35-D-B1</b>	23,6 (± 2,4%)	21,9 (± 4,1%)	-7,2%	24,2 (± 3,7%)	19,3 (± 1,9%)	-20,2%
<b>C60-NAT</b>	32,3 (± 2,8%)	30,6 (± 3,6%)	-5,3%	34,1 (± 2,2%)	29,0 (± 0,9%)	-15,0%
<b>C60-L-B0</b>	33,1 (± 1,5%)	31,8 (± 2,8%)	-3,9%	34,4 (± 3,2%)	27,8 (± 2,1%)	-19,2%
<b>C60-L-B1</b>	32,5 (± 3,1%)	31,9 (± 1,6%)	-1,8%	34,6 (± 2,1%)	27,7 (± 2,4%)	-19,9%
<b>C60-D-B0</b>	32,9 (± 1,9%)	31,1 (± 2,5%)	-5,5%	33,9 (± 1,1%)	27,7 (± 2,0%)	-18,3%
<b>C60-D-B1</b>	32,5 (± 4,1%)	31,3 (± 3,0%)	-3,7%	33,6 (± 2,2%)	27,7 (± 4,3%)	-17,6%

Para a classe C35, até os 150 ciclos, não ocorreram muitas variações entre as misturas, de forma que os valores absolutos de módulo de elasticidade para as amostras



degradadas atingiram 21,9-22,8 GPa, com quedas percentuais de 5,5% a 7,5% em comparação com suas respectivas referências (23,5-24,4 GPa). Após os 300 ciclos, os valores reduziram mais ainda, atingindo módulo de 18,5-19,4 GPa, com quedas percentuais bem mais altas de 18% a 23,9% em relação as amostras de controle (23,9-24,8 GPa). A taxa de queda para a segunda fase de ciclos (150-300) foi maior do que para a primeira (0-150) para todas as misturas (Figura 5.13a). As misturas C35-L-B1 e C35-NAT tiveram as melhores respostas até 150 ciclos, porém para 300 ciclos, a C35-NAT se mostrou melhor, enquanto a C35-L-B1 caiu para o pior comportamento entre as cinco misturas.

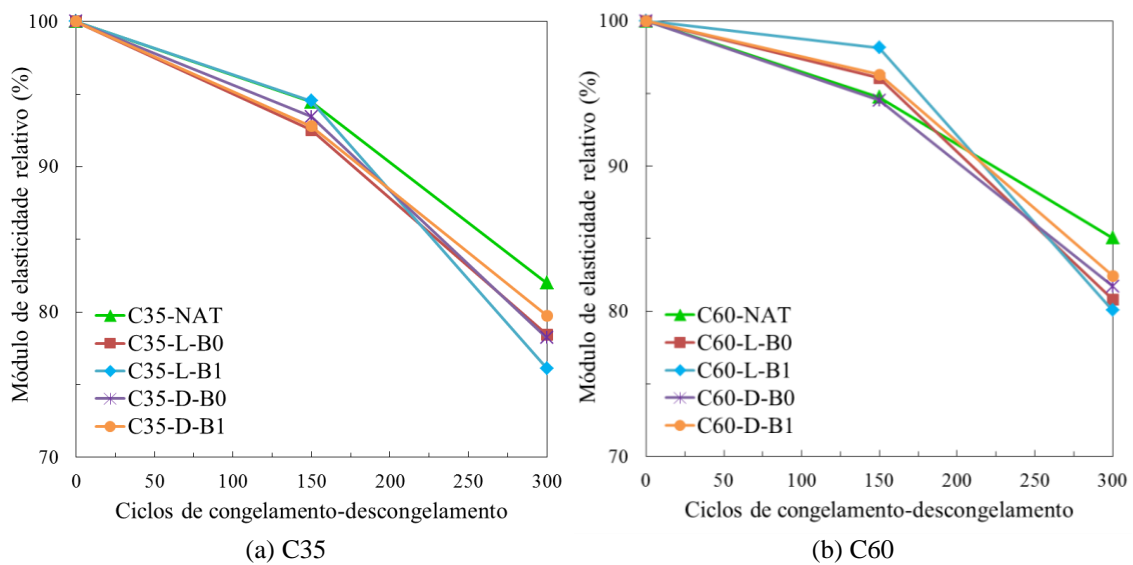


Figura 5.13 – Módulo de elasticidade relativo para os ciclos de congelamento-descongelamento

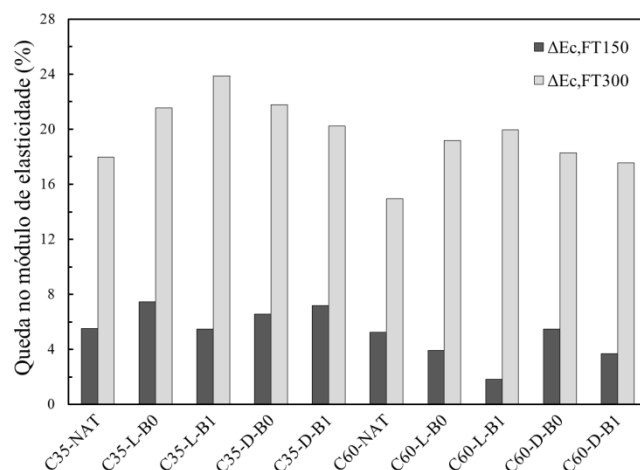


Figura 5.14 – Queda no módulo de elasticidade devido a degradação por congelamento-descongelamento

No geral, a classe de alta resistência apresentou menores valores de perda no módulo após os ciclos de degradação (Figura 5.14). As reduções da C60 foram de apenas 1,8% a

5,5% após 150 ciclos, em que os corpos de prova submetidos aos ciclos chegaram a valores de 30,6-31,9 GPa, em que os controles chegaram a 32,3-33,1 GPa. Com o aumento dos ciclos até 300, os valores reduziram no total em 15% a 19,9% para valores absolutos que variaram entre 27,7-29,0 GPa (em comparação com as referências de 33,6-34,6 GPa). Para esta classe, a mistura natural se destaca como a melhor apenas aos 300 ciclos (Figura 5.13b).

Com uma visão mais prática, para o aumento do uso de ARCs na indústria da construção, além de entender como este material afeta o concreto em diversos tipos de situações, também devemos almejar encontrar relações entre suas propriedades, para que possam ser feitas previsões em projetos de engenharia civil. Dentro deste contexto, foi analisada a relação entre os resultados de módulo de elasticidade e resistência à compressão (Figura 5.15).

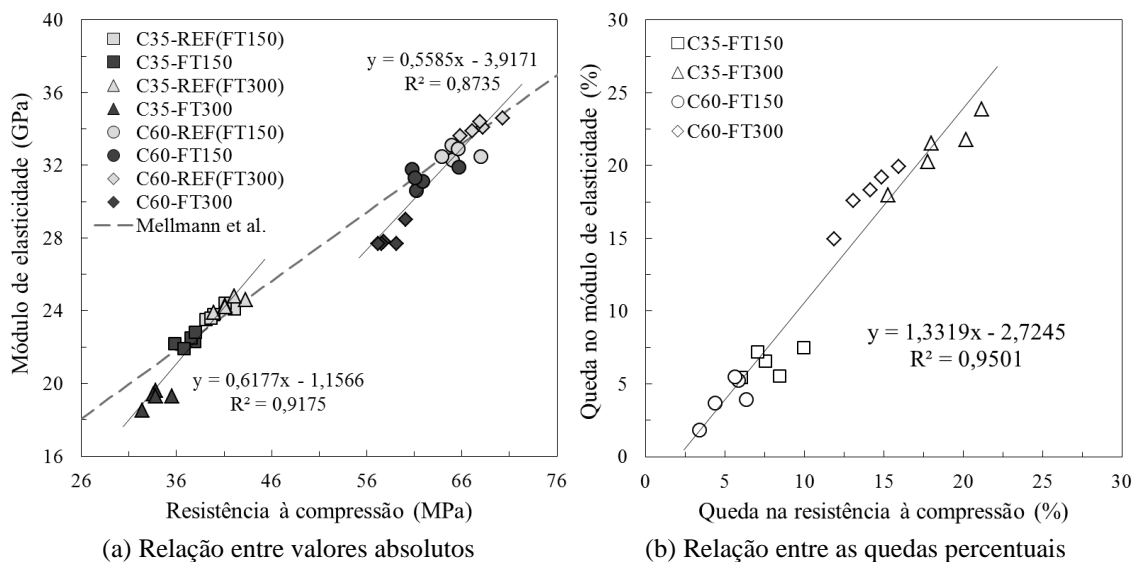


Figura 5.15 – Relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão após degradação por FT

Inicialmente, na Figura 5.15a, buscou-se entender a relação entre os valores absolutos de módulo e resistência. A formulação proposta por MELLMANN *et al.* (1999) (relação:  $E = 378 \cdot f_c + 8242$ ), que foi a que melhor representou os resultados deste estudo para concretos aos 28 dias (Capítulo 3), conseguiu fazer uma boa previsão da relação módulo-resistência para todas as amostras de referência, porém, no caso das amostras degradadas, somente até 150 ciclos de congelamento-descongelamento que a formulação se mostrou coerente. Para as amostras que sofreram 300 ciclos, o modelo superestima o módulo de elasticidade. Ao buscar as melhores relações entre estas propriedades, não foi possível obter uma única correlação para representar todos os

resultados, portanto as correlações foram obtidas separadamente para cada classe, e se encontram apresentadas na Figura 5.15a. Seriam necessários maiores números de ciclos para uma real confirmação destas correlações.

Em seguida, na Figura 5.15b, buscou-se verificar se existia uma melhor relação para expressar estas propriedades, em que no lugar de considerar os valores absolutos, foram consideradas as quedas percentuais de módulo e de resistência. Os resultados podem ser considerados otimistas, pois foi verificado um alto fator de correlação ( $R^2 = 0,95$ ) para a formulação obtida ( $\Delta E_c = 1,3319 \cdot \Delta f_c - 2,7245$ ), independente da classe de resistência, do número de ciclos e do tipo de agregado.

e) Resistência à tração

Os resultados de resistência à tração (e seus coeficientes de variação) para as amostras degradadas e para suas respectivas referências estão apresentados na Tabela 5.4. O comportamento de resistência à tração relativa e o histograma dos valores totais de queda estão apresentados na Figura 5.16 e na Figura 5.17, respectivamente.

Tabela 5.4 – Degradação por congelamento-descongelamento: Resistência à tração

Mistura	Resistência à tração					
	Referência (150 ciclos)	150 ciclos	Queda após 150 ciclos	Referência (300 ciclos)	300 ciclos	Queda após 300 ciclos
	$f_{t,REF(FT150)}$ (MPa)	$f_{t,FT150}$ (MPa)	$\Delta f_{t,FT150}$ (MPa)	$f_{t,REF(FT300)}$ (MPa)	$f_{t,FT300}$ (MPa)	$\Delta f_{t,FT300}$ (MPa)
<b>C35-NAT</b>	2,9 (± 2,3%)	2,7 (± 2,5%)	-6,9%	3,1 (± 1,5%)	2,6 (± 2,8%)	-16,1%
<b>C35-L-B0</b>	3,2 (± 3,2%)	2,9 (± 3,3%)	-9,4%	3,3 (± 2,9%)	2,6 (± 3,8%)	-21,2%
<b>C35-L-B1</b>	3,0 (± 4,5%)	2,8 (± 2,7%)	-6,7%	3,2 (± 2,3%)	2,5 (± 4,6%)	-21,9%
<b>C35-D-B0</b>	3,1 (± 3,6%)	2,9 (± 2,9%)	-6,5%	3,2 (± 4,4%)	2,5 (± 4,1%)	-21,9%
<b>C35-D-B1</b>	2,9 (± 3,1%)	2,7 (± 2,9%)	-6,9%	3,1 (± 3,1%)	2,5 (± 3,0%)	-19,4%
<b>C60-NAT</b>	4,1 (± 3,2%)	3,9 (± 3,9%)	-4,9%	4,2 (± 4,6%)	3,7 (± 4,4%)	-11,9%
<b>C60-L-B0</b>	4,2 (± 2,8%)	3,9 (± 3,4%)	-7,1%	4,3 (± 3,4%)	3,7 (± 3,8%)	-14,0%
<b>C60-L-B1</b>	4,5 (± 2,1%)	4,3 (± 4,2%)	-4,4%	4,6 (± 2,4%)	3,9 (± 2,1%)	-15,2%
<b>C60-D-B0</b>	4,5 (± 1,9%)	4,3 (± 1,3%)	-4,4%	4,5 (± 2,8%)	3,9 (± 2,7%)	-13,3%
<b>C60-D-B1</b>	4,3 (± 2,9%)	4,1 (± 4,4%)	-4,7%	4,4 (± 3,3%)	3,8 (± 3,2%)	-13,6%

Em relação à resistência à tração, para classe C35, os valores mostram uma queda de 6,5% a 9,4% para as amostra degradadas por 150 ciclos, com valores absolutos de 2,7-2,9 MPa em comparação as amostras de controle com 2,9-3,2 MPa, enquanto que após 300 ciclos as quedas chegam a 16,1% a 21,9%, com valores de 2,5-2,6 MPa para as amostras degradadas e 3,1-3,3 MPa para as amostras controle. Como ilustra a Figura 5.16a, para 150 ciclos, a mistura C35-L-B0 apresentou o pior comportamento percentual e as demais apresentaram comportamento similar entre si, porém aos 300 ciclos, a mistura natural se destaca como a melhor.

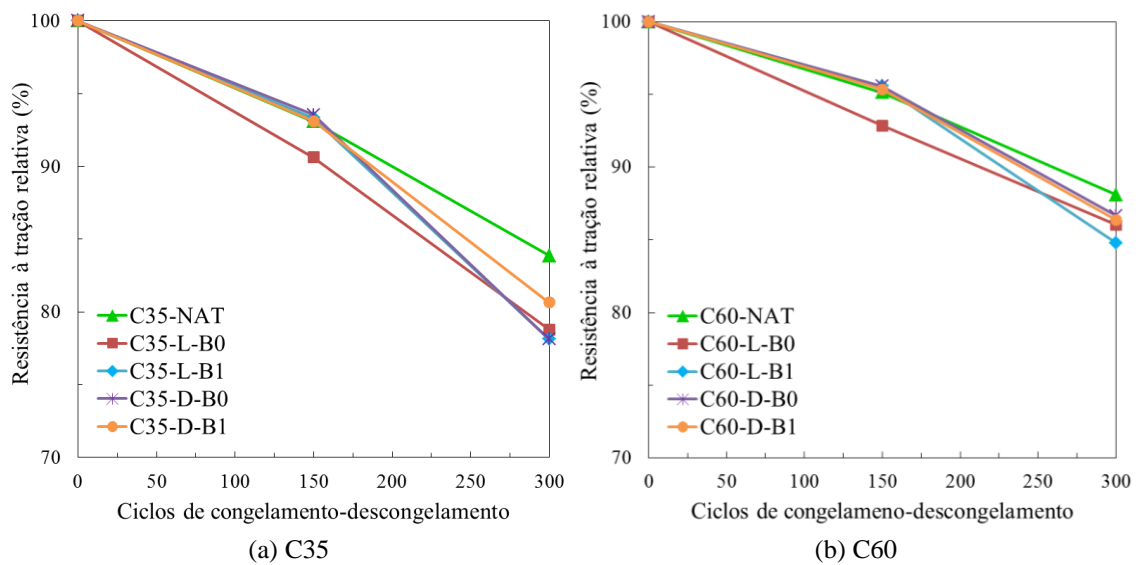


Figura 5.16 – Resistência à tração relativa para os ciclos de congelamento-descongelamento

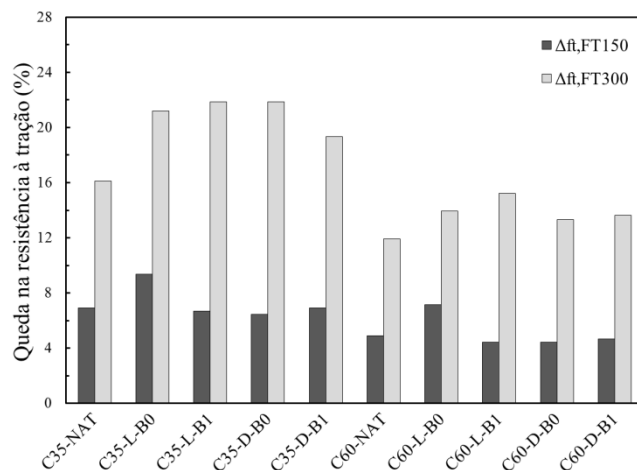


Figura 5.17 – Queda na resistência à tração devido a degradação por congelamento-descongelamento

A classe de alta resistência apresenta quedas percentuais menores que a classe C35 até 150 ciclos, e com o aumento do número de ciclos, foi possível verificar que um maior afastamento entre os resultados de perda percentual para as duas classes (Figura 5.17).

Para 150 ciclos, os resultados de resistência à tração foram de 3,9-4,3 MPa e 4,1-4,5 MPa para os corpos de prova que sofreram dano e para os de referência, respectivamente. A perda percentual ficou entre 4,4% e 7,1%, sendo a maior verificada para a C60-L-B0 (Figura 5.16b), similar ao que ocorre com este agregado para C35. Após 300 ciclos, os resultados evoluem para 11,9% a 15,2% de perda, ao comparar os valores de 3,7-3,9 MPa das amostras degradadas com 4,2-4,6 MPa das amostras mantidas em câmara úmida.

As mesmas análises de módulo de elasticidade foram realizadas para a correlação entre resistência à tração e resistência à compressão, primeiro em relação aos valores absolutos (Figura 5.18a) e, em seguida, em relação às quedas percentuais obtidas (Figura 5.18b). Na Figura 5.18a, podemos ver que a formulação da norma chinesa GB 50010 (2010) (relação:  $f_t = 0,19 \cdot f_c^{0,75}$ ), que foi a que melhor representou os resultados deste estudo para os concretos aos 28 dias (Capítulo 3), consegue fazer uma boa previsão da relação compressão-tração para os resultados obtidos, porém as amostras degradadas por 300 ciclos de congelamento-descongelamento se encontram abaixo da linha traçada, o que significa que para maiores números de ciclos a formulação superestima (um pouco) a resistência à tração. Ainda, isoladamente por classe, é possível propor correlações entre estas duas propriedades, que estão indicadas na Figura 5.18a, porém um maior número de ciclos seria necessário para comprovação desta tendência obtida até 300 ciclos.

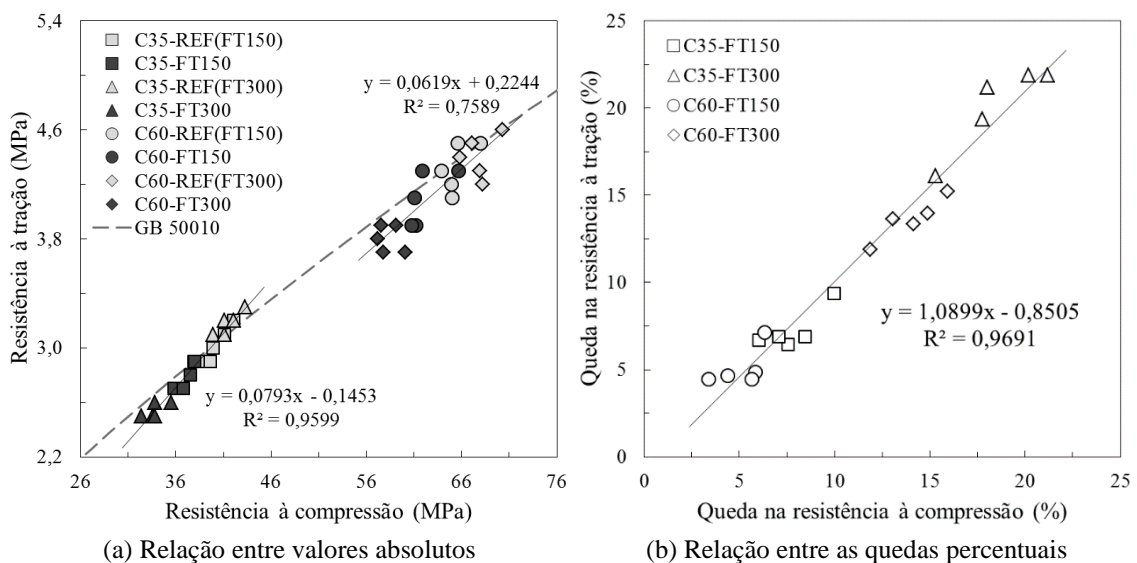


Figura 5.18 – Relação entre resistência à tração e resistência à compressão após degradação por FT

A correlação entre as quedas percentuais das duas resistências (Figura 5.18b), por outro lado, apresentou alto fator de correlação ( $R^2 = 0,97$ ) para a formulação obtida ( $\Delta f_t = 1,0899 \cdot \Delta f_c - 0,8505$ ). Esta tendência ocorreu independente da classe de resistência, do tipo de agregado e do número de ciclos de congelamento-descongelamento.

f) Perda de massa

A Figura 5.19 e a Figura 5.20 apresentam os resultados de perda de massa para os concretos naturais e reciclados nos diferentes números de ciclos de congelamento-descongelamento. Os valores variam de, para a C35, 1,8% a 2,2% para 150 ciclos e 2,4% a 2,9% para 300 ciclos e, para a C60, variam de 1,2% a 1,7% para 150 ciclos e 1,7% a 2,1% para 300 ciclos.

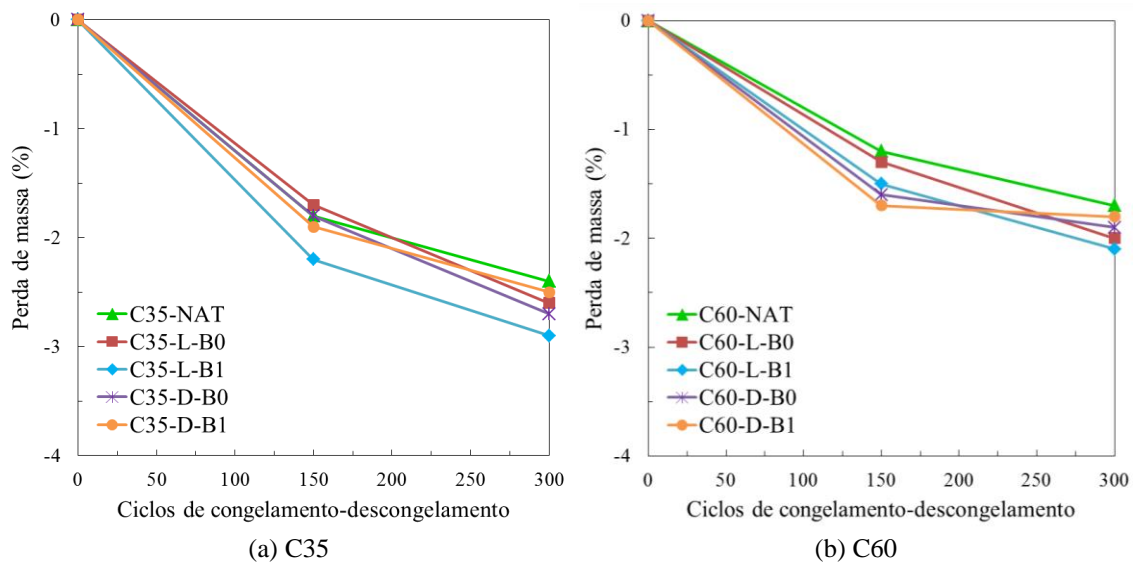


Figura 5.19 – Perda de massa para os ciclos de congelamento-descongelamento

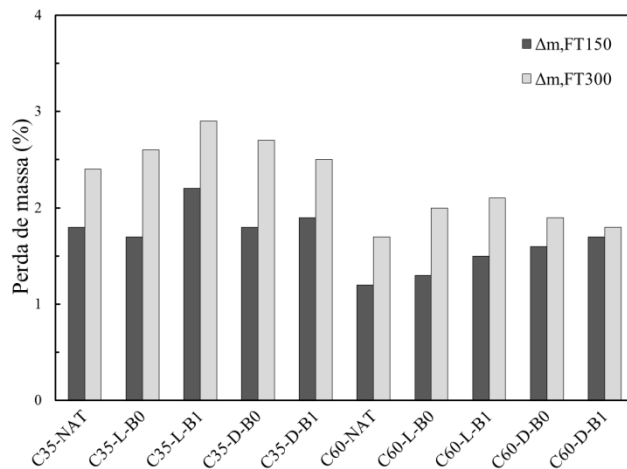


Figura 5.20 – Perda de massa devido a degradação por congelamento-descongelamento

A classe C35 apresentou maiores perdas de massa do que a classe C60, tanto para 150 como para 300 ciclos. Este fato tem relação com a maior porosidade da C35, em conjunto com a menor resistência de sua estrutura interna aos ciclos de congelamento-descongelamento. Na C35, a mistura C35-L-B1 se destaca por uma alta perda de massa em comparação as demais misturas. As misturas naturais (C35-NAT e C60-NAT) apresentam os menores resultados de perda de massa ao final dos 300 ciclos para ambas as classes.

Nas duas classes, as taxas de perda de massa dos concretos diminuem com o aumento do número de ciclos (Figura 5.19). WU *et al.* (2017a) explicam porque isto ocorre. Segundo os autores, existem duas razões para a mudança de massa do concreto (natural e reciclado) quando submetido a ciclos de congelamento-descongelamento. Uma razão é que, ao ocorrer a fragmentação da argamassa após congelamento e descongelamento e o aparecimento de fissuras internas causadas pela pressão de congelamento da água interna, o concreto se torna mais fraco e fragmentado com o desenvolvimento e a extensão destas fissuras, o que, conseqüentemente, faz a massa das amostras diminuir. Por outro lado, existem poros independentes no concreto, que se encontram fechados inicialmente, porém se tornam conectados entre si com a pressão de congelamento da água após mais e mais ciclos de congelamento-descongelamento, o que faz a água melhor penetrar no concreto. Este processo leva a um aumento na massa das amostras. Assim, os autores afirmam que esses dois aspectos interagem entre si.

Portanto, quando essa absorção de água é maior que a fragmentação de argamassa e fissuração do concreto, a massa das amostras aumenta e, caso contrário, diminui. Neste estudo, a massa de todas as misturas diminuiu até o número de ciclos estudados, 300 ciclos, e isso indica que a absorção de água foi menor que a perda interna de material no concreto fissurado. Entretanto, a diferença entre esses dois comportamentos começou a diminuir após 150 ciclos de congelamento-descongelamento, visto que a perda na primeira etapa (0-150) foi maior que a perda na segunda etapa (150-300). Isto significa que a absorção de água aumenta ou a perda de material no concreto fissurado diminui, ou ainda, ambos ocorrem simultaneamente.

g) Influência do Volume de Argamassa Total (VAT) e da absorção total de água

Com os resultados obtidos para as quatro propriedades acima discutidas, buscou-se entender como as propriedades iniciais do concreto influenciam no comportamento após

degradação por ciclos de congelamento-descongelamento, assim, foram avaliadas as influências do volume de argamassa total e da absorção total de água aos 28 dias (determinados anteriormente no Capítulo 3.3.2) nas variações obtidas após degradação para: resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração e perda de massa.

A influência do volume de argamassa total é apresentada na Figura 5.21 e a influência da absorção total se encontra na Figura 5.22. Em todos os gráficos, as misturas foram representadas da seguinte forma: em cor preta as que contêm apenas agregados naturais, em cinza as que contêm ARC na fração B0 e em branco as que contêm ARC na fração B1.

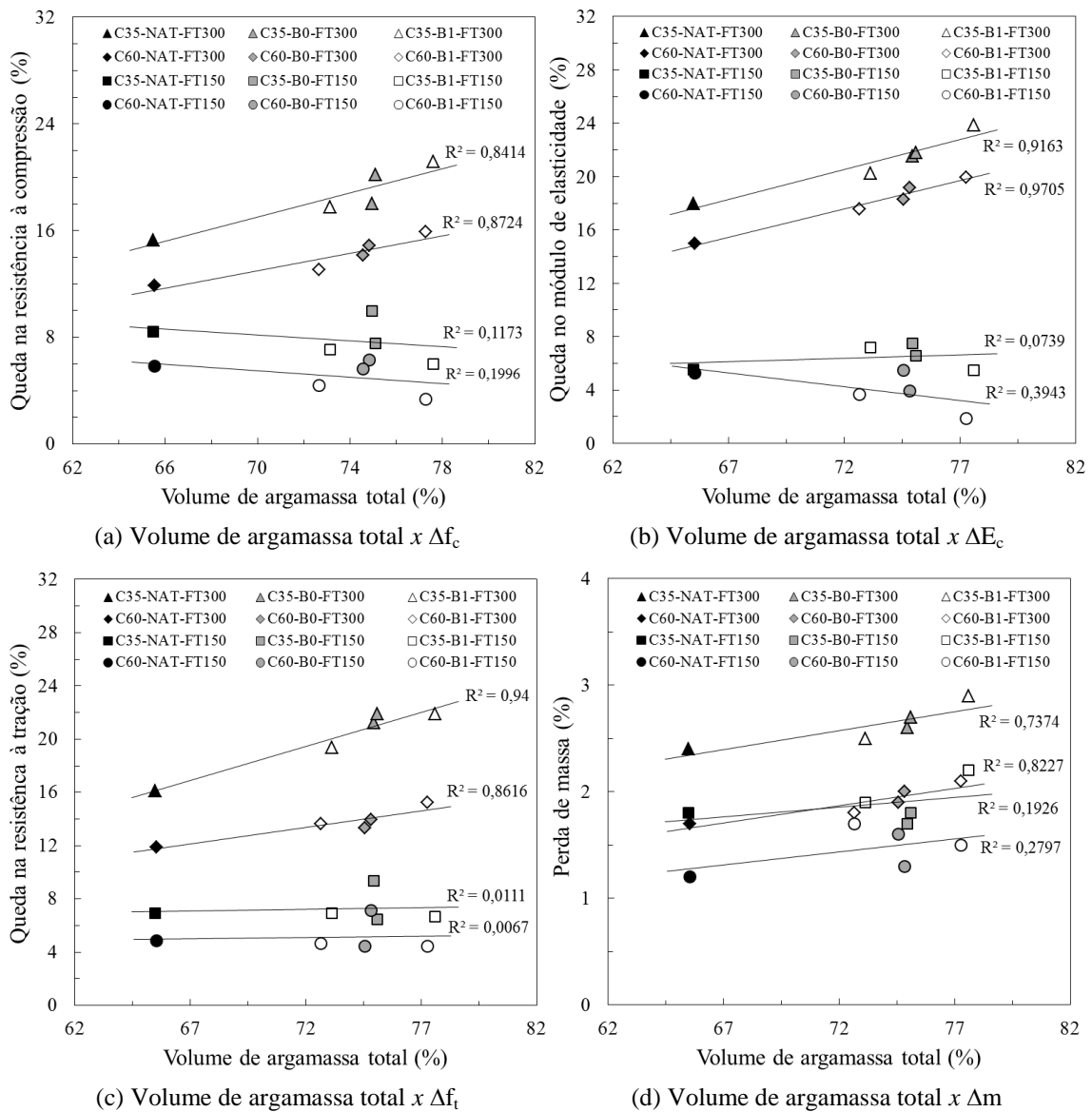


Figura 5.21 – Influência do volume de argamassa total nas propriedades após degradação por FT



Conforme podemos ver nos gráficos da Figura 5.21, os resultados até 150 ciclos não permitem um entendimento da influência do volume de argamassa total (com correlações muito baixas), porém, após um maior número de ciclos, a influência desta propriedade começa a se tornar bem mais evidente (com correlações bem mais altas). Após 300 ciclos, com o aumento do volume de argamassa total ocorre: uma maior queda na resistência à compressão (Figura 5.21a), uma maior queda no módulo de elasticidade (Figura 5.21b), uma maior queda na resistência à tração (Figura 5.21c) e uma maior perda de massa (Figura 5.21d). Portanto, após um maior número de ciclos de congelamento-descongelamento, as misturas naturais apresentaram os melhores comportamentos, visto que apresentam o menor valor de volume de argamassa total em sua composição, dentro de cada classe. Fica claro também que o tamanho dos grãos de ARC não demonstra uma tendência específica, portanto a propriedade chave para compreensão dos efeitos dos ciclos é realmente o volume de argamassa total dentro do concreto, independente se o agregado reciclado é da classe brita 1 ou brita 0. Assim, independente do tamanho do ARC, da origem do ARC e da classe de resistência do concreto reciclado, quanto maior a porcentagem de volume de argamassa total na sua composição, maior o impacto que os ciclos vão causar nas propriedades mecânicas e na massa do concreto.

A influência da absorção total, conforme ilustram os gráficos da Figura 5.22, de maneira similar ao que foi visto para o volume de argamassa na Figura 5.21, não ficou clara com os resultados obtidos até 150 ciclos (com fatores de correlação mais baixos), porém, após os 300 ciclos, correlações se tornam mais evidentes (fatores altos). O concreto que apresenta uma maior absorção total ao início do ensaio, quando submetido a maiores números de ciclos de congelamento-descongelamento, conseqüentemente também apresenta: uma maior queda na resistência à compressão (Figura 5.22a), uma maior queda no módulo de elasticidade (Figura 5.22b), uma maior queda na resistência à tração (Figura 5.22c) e uma maior perda de massa (Figura 5.22d). Portanto, os efeitos da degradação por ciclos de congelamento-descongelamento se tornam mais previsíveis ao considerar a absorção total inicial do concreto. Ainda, podemos ressaltar que não foi identificada uma influência da classe de tamanho do ARC nas relações estudadas na Figura 5.22.

Assim, estas duas características iniciais dos concretos naturais e reciclados, o volume de argamassa total e a absorção total, permitem uma compreensão das conseqüências

nas propriedades mecânicas (compressão, módulo e tração) e na massa do concreto utilizado em climas de frio severo.

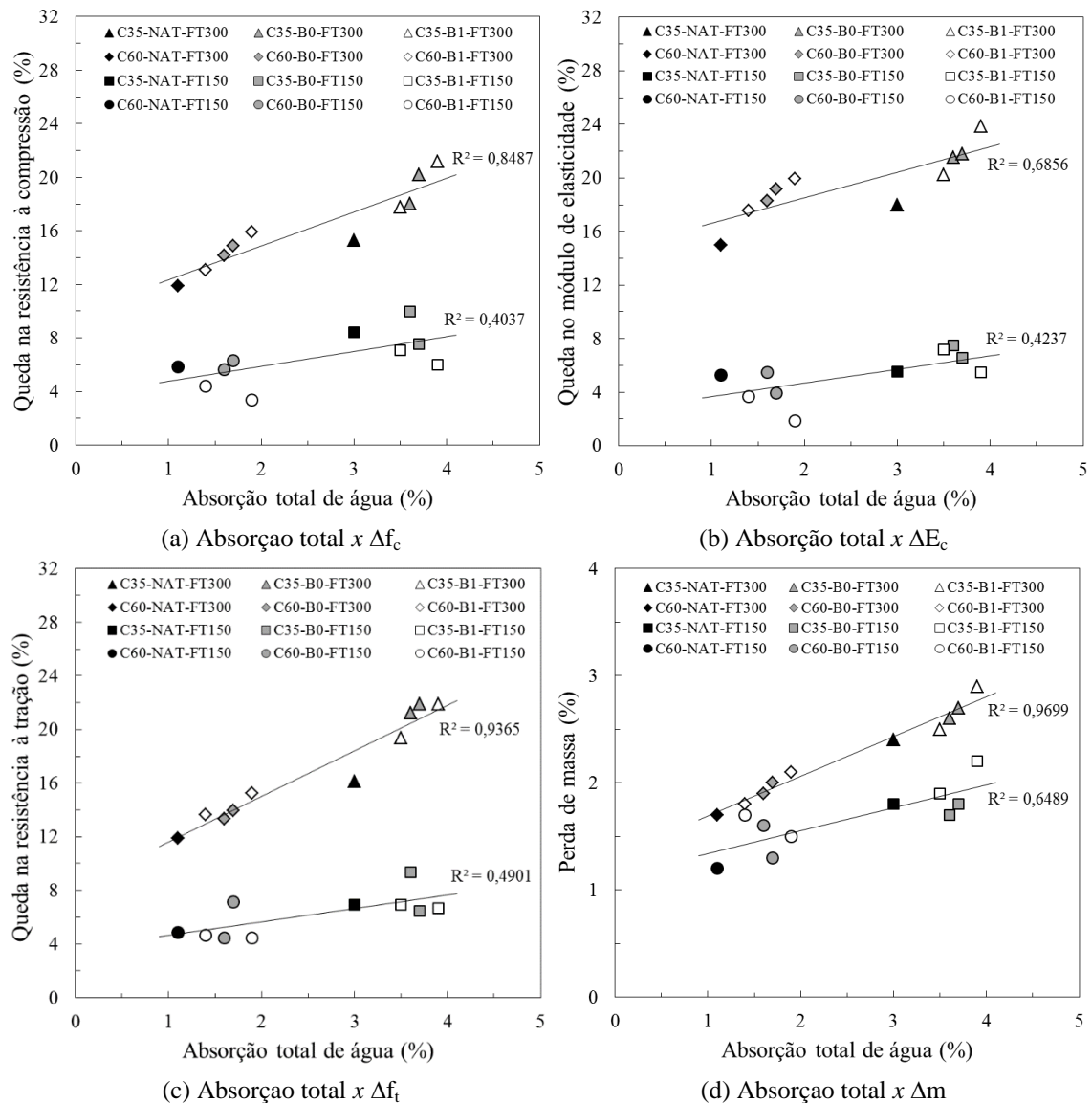


Figura 5.22 – Influência da absorção total nas propriedades após degradação por FT

### 5.3.2 DEGRADAÇÃO POR PROCESSOS DE MOLHAGEM-SECAGEM

#### a) Dano superficial

Os danos superficiais (visíveis) causados pelos ciclos repetidos de molhagem-secagem se encontram apresentados na Figura 5.23 para C35 e na Figura 5.24 para C60. Ao identificar visualmente os danos causados por 25 ciclos de molhagem-secagem para a classe C35, foram observadas algumas fragmentações nas arestas dos corpos de prova, tanto na face superior (Figura 5.23a) como na face inferior das amostras (Figura 5.23b). Os danos causados por 50 ciclos de molhagem-secagem para a classe C35 seguiram o

mesmo padrão de fragmentação das arestas superior e inferior (Figura 5.23c-d) observado para 25 ciclos. Após 50 ciclos, não se tornou evidente nenhum outro tipo de diferença no dano superficial em relação aos 25 ciclos. Ainda, o padrão de dano superficial após 25 e 50 ciclos se seguiu para todas as misturas desta classe e não foram identificados diferentes comportamentos entre os concretos naturais e reciclados. Portanto, para a classe de resistência normal, o dano visível sugere que a degradação afetou principalmente a argamassa (nova) do concreto, tanto para 25 como para 50 ciclos.

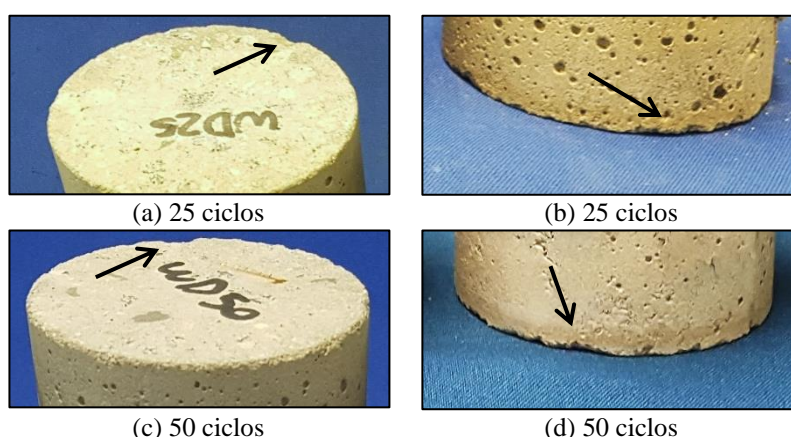


Figura 5.23 – Dano superficial das amostras C35 para 25 e 50 ciclos de molhagem-secagem

As amostras degradadas por 25 e 50 ciclos de molhagem-secagem da classe C60, diferente da classe C35, não mostraram fragmentações nas arestas, indicando que a argamassa do concreto de alta resistência sofre menos danos devido aos ciclos do que a argamassa dos concretos da classe C35. Ainda, nenhum tipo de dano foi identificado visualmente nas amostras até 25 ciclos. Porém, após 50 ciclos, foi percebido certo aumento do tamanho de alguns poros na superfície lateral das amostras (Figura 5.24). Novamente, não foram identificadas variações entre os concretos naturais e reciclados.

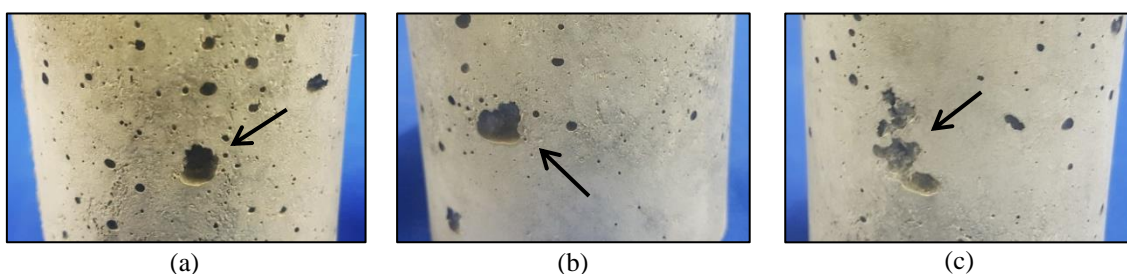


Figura 5.24 – Dano superficial das amostras C60 para 50 ciclos de molhagem-secagem

Portanto, os danos superficiais observados foram muito sutis, não permitindo nenhuma análise mais aprofundada do tipo de degradação que ocorreu nas amostras.

## b) Comportamento à compressão

As respostas de tensão-deformação obtidas nos ensaios de resistência à compressão das misturas de concreto da classe C35 e C60 no estudo de degradação por ciclos de molhagem-secagem são apresentados na Figura 5.25 e na Figura 5.26, respectivamente. Foi adotada a sigla “WD” da expressão *wetting-drying* utilizada internacionalmente. As amostras degradadas foram nomeadas em relação a número de ciclos, 25 e 50 ciclos, representadas por “WD25” e “WD50”. As amostras de referência, que não sofreram degradação e foram ensaiadas na mesma idade das que sofrem degradação, receberam as siglas “REF(WD25)” e “REF(WD50)”, de acordo com as amostras a que servem de referência.

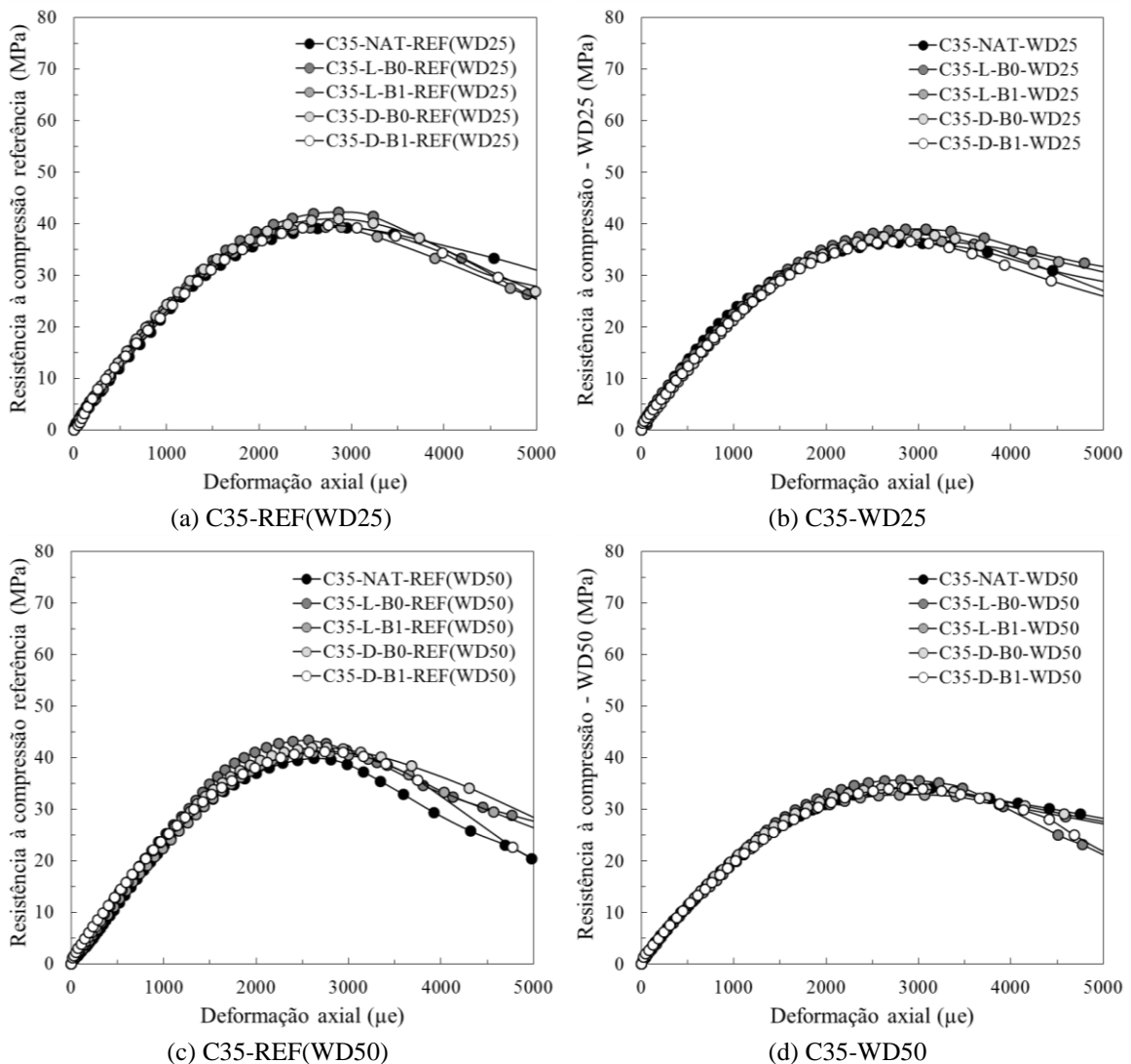


Figura 5.25 – Degradação por molhagem-secagem: comportamento à compressão para C35

Após os primeiros 25 ciclos de degradação, todas as misturas de concreto da classe C35 apresentaram uma pequena variação no comportamento à compressão, e esta diferença

pode ser identificada ao comparar os resultados obtidos para REF(WD25) (Figura 5.25a) e WD25 (Figura 5.25b). Em específico, para cada mistura, as curvas obtidas após os 25 ciclos (WD25) apresentam menor resistência máxima à compressão e maior deformação de pico do que suas respectivas referências REF(WD25). O mesmo comportamento, conforme esperado, ocorreu ao comparar as referências REF(WD50) (Figura 5.25c) com os resultados dos concretos degradados por 50 ciclos, WD50 (Figura 5.25d). Os resultados das curvas de WD50 apresentam um pior comportamento à compressão em relação às amostras já degradadas por 25 ciclos, WD25, visto que as WD50 passaram por 25 ciclos de molhagem-secagem a mais.

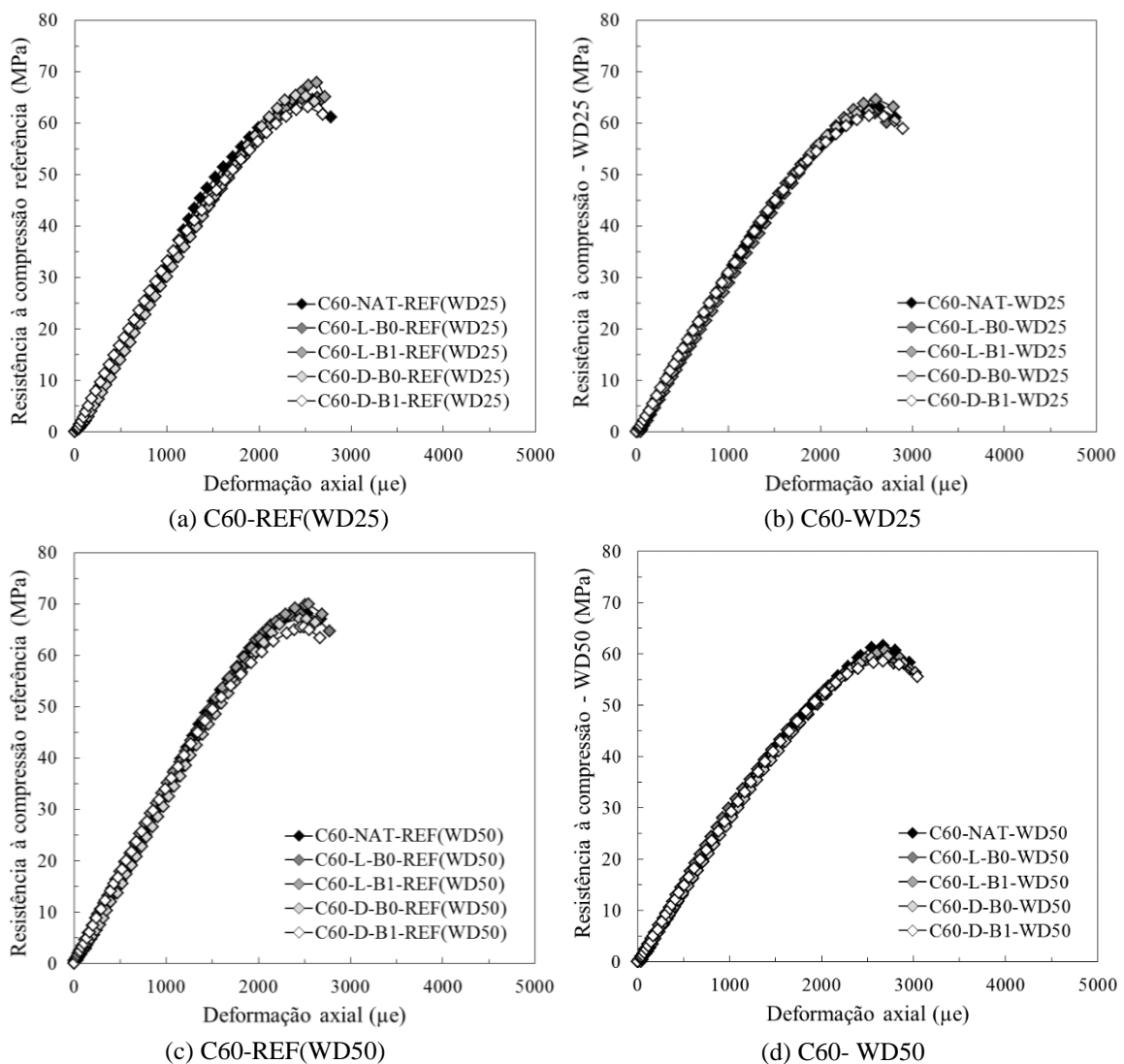


Figura 5.26 – Degradação por molhagem-secagem: comportamento à compressão para C60

Para a classe C60, é possível realizar os mesmos comentários, visto que as curvas WD25 (Figura 5.26b) e WD50 (Figura 5.26d) apresentaram comportamentos piores do que as suas respectivas referências REF(WD25) (Figura 5.26a) e REF(WD50) (Figura

5.26c), confirmando que na classe de alta resistência os ciclos também causaram queda na resistência e aumento da deformação de pico.

Amostras do tipo de fissuração que ocorreu em cada classe após a degradação se encontram na Figura 5.27 para C35 e na Figura 5.28 para C60. Em relação ao tipo de ruptura, os concretos de resistência normal normalmente apresentam fissuras diagonais bem definidas (conforme já comentado anteriormente nas amostras de referência da degradação por congelamento, Figura 5.9, e também nas amostras do ensaio de 28 dias, Figura 3.7), porém para as amostras degradadas, as fissuras apareceram de maneira menos coordenada (WD25 na Figura 5.27a e WD50 na Figura 5.27b), sem formar uma diagonal tão clara.



Figura 5.27 – Amostra do tipo de ruptura dos concretos da C35 no ensaio de resistência à compressão

Já a classe C60, normalmente apresenta uma ruptura explosiva (conforme já comentado anteriormente nas amostras de referência da degradação por congelamento, Figura 5.10, e também nas amostras do ensaio de 28 dias, Figura 3.7). As amostras degradadas da C60 (WD25 na Figura 5.28a e WD50 na Figura 5.28b) apresentaram um padrão de fissuração muito similar ao esperado para esta classe de resistência (ruptura explosiva).

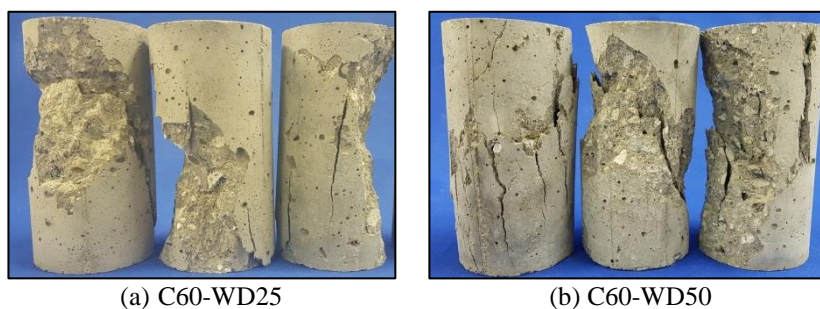


Figura 5.28 – Amostra do tipo de ruptura dos concretos da C60 no ensaio de resistência à compressão

Com as curvas de tensão-deformação obtidas experimentalmente, foi possível determinar a resistência máxima à compressão e o módulo de elasticidade das amostras.

c) Resistência à compressão

A Tabela 5.5 apresenta os resultados de resistência à compressão (e seus coeficientes de variação) para as amostras degradadas por 25 e 50 ciclos, assim como para suas respectivas referências (amostras controle). Ainda, com o cálculo da queda percentual dos valores das amostras degradadas em relação as suas referências, a resistência à compressão relativa foi apresentada na Figura 5.29 e um histograma dos valores totais de queda na Figura 5.30.

Tabela 5.5 – Degradação por molhagem-secagem: Resistência à compressão

Mistura	Resistência à compressão					
	Referência (25 ciclos)	25 ciclos	Queda após 25 ciclos	Referência (50 ciclos)	50 ciclos	Queda após 50 ciclos
	$f_{c,REF(WD25)}$ (MPa)	$f_{c,WD25}$ (MPa)	$\Delta f_{c,WD25}$ (%)	$f_{c,REF(WD50)}$ (MPa)	$f_{c,WD50}$ (MPa)	$\Delta f_{c,WD50}$ (%)
<b>C35-NAT</b>	39,1 (± 3,6%)	36,4 (± 2,2%)	-6,9%	39,9 (± 4,1%)	34,1 (± 4,2%)	-14,5%
<b>C35-L-B0</b>	42,1 (± 4,3%)	39,0 (± 4,5%)	-7,4%	43,4 (± 2,7%)	35,9 (± 3,2%)	-17,1%
<b>C35-L-B1</b>	39,9 (± 2,2%)	36,8 (± 2,1%)	-7,8%	41,1 (± 2,1%)	32,9 (± 2,9%)	-20,0%
<b>C35-D-B0</b>	41,1 (± 4,3%)	37,9 (± 3,1%)	-7,8%	42,1 (± 3,9%)	34,3 (± 5,5%)	-18,5%
<b>C35-D-B1</b>	39,6 (± 2,2%)	36,8 (± 4,3%)	-7,1%	41,1 (± 2,6%)	34,1 (± 3,8%)	-17,0%
<b>C60-NAT</b>	65,0 (± 1,4%)	62,9 (± 4,6%)	-3,2%	68,2 (± 5,2%)	61,6 (± 2,2%)	-9,7%
<b>C60-L-B0</b>	64,9 (± 4,8%)	62,2 (± 5,1%)	-4,2%	67,9 (± 4,7%)	59,7 (± 2,3%)	-12,1%
<b>C60-L-B1</b>	68,0 (± 1,9%)	64,9 (± 1,9%)	-4,6%	70,3 (± 4,9%)	60,8 (± 5,2%)	-13,5%
<b>C60-D-B0</b>	65,6 (± 4,8%)	62,6 (± 3,6%)	-4,6%	67,1 (± 2,3%)	59,4 (± 4,3%)	-11,5%
<b>C60-D-B1</b>	63,9 (± 2,8%)	61,7 (± 3,0%)	-3,4%	65,8 (± 1,8%)	58,5 (± 3,7%)	-11,1%

Os resultados obtidos (Tabela 5.5) confirmam que todas as amostras das duas classes sofreram perda de resistência à compressão ao passar por ciclos repetitivos de molhagem-secagem. Ao final de 25 ciclos, a classe C35 atingiu valores de 36,4-39,0 MPa em relação a valores de 39,1-42,1 MPa para suas referências não degradadas, com quedas percentuais de 6,9% a 7,8%. Com o aumento de ciclos para 50, os corpos de prova atingiram valores bem menores de 32,9-35,9 MPa em comparação com suas referências de 39,9-43,4 MPa, com quedas percentuais de 14,5% a 20%. Como ressalta a Figura 5.29a, para menores números de ciclos (0-25), as diferenças em

comportamento das cinco misturas são quase imperceptíveis (quedas aproximadas na resistência), entretanto, com o aumento dos ciclos (25-50), as misturas passam a se diferenciar um pouco, em que a C35-L-B1 obteve o pior comportamento (maior queda) e a C35-NAT apresentou o melhor comportamento (menor queda). Podemos comentar que, para as misturas recicladas, a taxa de queda aumenta com o aumento do número de ciclos. Isto poderia ser esperado para todas as amostras de concreto, visto que quanto mais degradadas estão as amostras, uma menor resistência aos ciclos seguintes seria esperada. Entretanto, a mistura natural C35-NAT mostrou uma taxa similar para as duas etapas estudadas, 0-25 e 25-50 ciclos. Portanto, pode-se comentar que, para maiores número de ciclos, fica evidente que a capacidade de resistência da mistura natural à degradação por ciclos de molhagem-secagem é maior do que as misturas recicladas (Figura 5.29a e Figura 5.30).

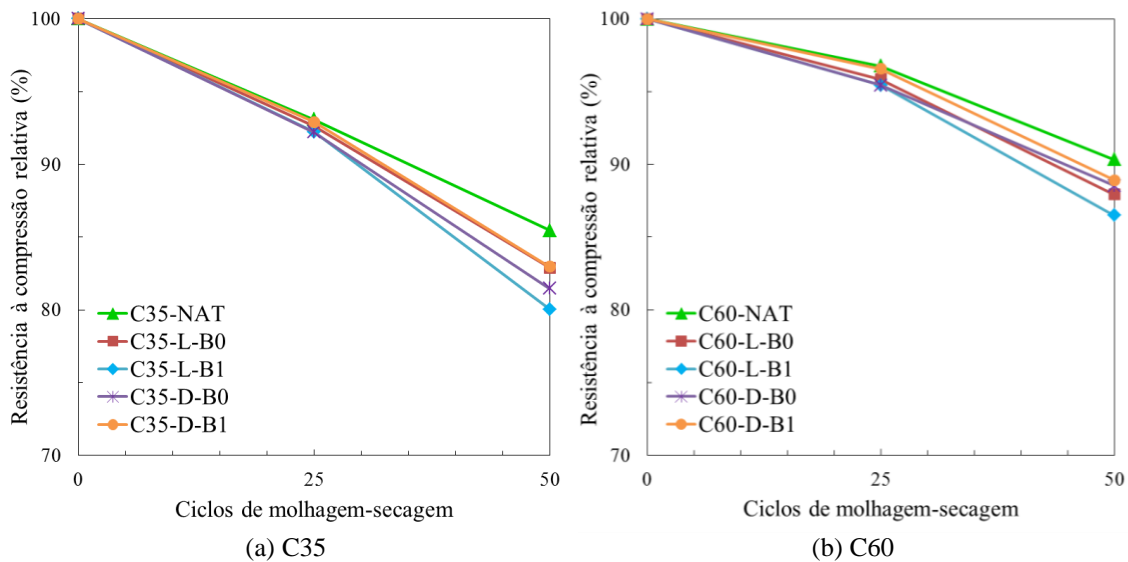


Figura 5.29 – Resistência à compressão relativa para os ciclos de molhagem-secagem

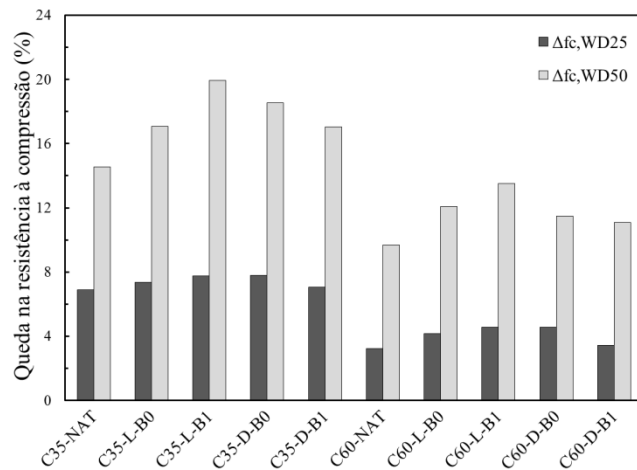


Figura 5.30 – Queda na resistência à compressão devido a degradação por molhagem-secagem



Na Figura 5.30, ao comparar os resultados obtidos para as duas classes de resistência, se torna claro que a queda percentual na resistência à compressão é maior para a classe de resistência normal do que para a classe de alta resistência, tanto para 25 como para 50 ciclos. Este fato está associado a maior porosidade da C35, que permite um maior fluxo da água pela sua estrutura interna na etapa de molhagem, em conjunto com uma menor resistência da sua argamassa, que apresenta menor resistência à retração que ocorre na etapa de secagem, causando micro fissuração no concreto. Este comportamento se encontra de acordo com o explicado por WU *et al.* (2017b).

Na C60, os valores de resistência após 25 ciclos foram de 61,7-64,9 MPa, que em comparação com suas referências de 63,9-68,0 MPa, correspondem a quedas percentuais de 3,2% a 4,6%. Com o aumento para 50 ciclos, os valores de resistência caíram para 58,5-61,6 MPa, que correspondem a quedas de 9,7% a 13,5%, ao considerar suas referências de 65,8-70,3 MPa. Os mesmos comentários de comportamento em relação às misturas da C35 podem ser considerados para a C60, em que a melhor mistura para maiores graus de degradação é a mistura natural C60-NAT (Figura 5.29b).

#### d) Módulo de elasticidade

A Tabela 5.6 apresenta os resultados de módulo de elasticidade (e seus coeficientes de variação) para as amostras degradadas e para suas respectivas referências, a Figura 5.31 ilustra o comportamento de módulo de elasticidade relativo e a Figura 5.32 resume os valores totais de queda em um histograma.

Para C35, após 25 ciclos, os valores absolutos de módulo de elasticidade para as amostras degradadas atingiram 22,2-22,9 GPa, bem próximos entre si, porém, em comparação com suas referências de 23,5-24,4 GPa, as quedas percentuais variaram de 3,8% a 6,7%. Após 50 ciclos, os valores reduziram mais ainda, atingindo módulo de 19,9-20,7 GPa, com quedas percentuais mais altas de 13,8% a 18,1% em relação as amostras de controle (23,9-24,8 GPa). A taxa de queda para a segunda fase de ciclos (25-50) foi maior do que para a primeira (0-25) para todas as misturas (Figura 5.31a), indicando que quanto mais degradada está a amostra mais o módulo é impactado por novos ciclos de molhagem-secagem. O concreto natural C35-NAT apresentou o melhor comportamento para 25 e 50 ciclos, apresentando apenas 13,8% de perda após 50 ciclos, se destacando em relação aos concretos reciclados. Após 50 ciclos, a mistura C35-L-B1 ficou com o pior comportamento entre as cinco misturas em relação ao módulo.

Tabela 5.6 – Degradação por molhagem-secagem: Módulo de elasticidade

Mistura	Módulo de elasticidade					
	Referência (25 ciclos)	25 ciclos	Queda após 25 ciclos	Referência (50 ciclos)	50 ciclos	Queda após 50 ciclos
	$E_{c,REF(WD25)}$ (GPa)	$E_{c,WD25}$ (GPa)	$\Delta E_{c,WD25}$ (%)	$E_{c,REF(WD50)}$ (GPa)	$E_{c,WD50}$ (GPa)	$\Delta E_{c,WD50}$ (%)
<b>C35-NAT</b>	23,5 (± 1,3%)	22,6 (± 4,3%)	-3,8%	23,9 (± 3,4%)	20,6 (± 2,3%)	-13,8%
<b>C35-L-B0</b>	24,1 (± 3,1%)	22,9 (± 3,6%)	-5,0%	24,6 (± 3,1%)	20,7 (± 1,7%)	-15,9%
<b>C35-L-B1</b>	23,8 (± 2,2%)	22,2 (± 1,9%)	-6,7%	24,3 (± 1,9%)	19,9 (± 2,7%)	-18,1%
<b>C35-D-B0</b>	24,4 (± 3,8%)	22,8 (± 2,0%)	-6,6%	24,8 (± 2,2%)	20,7 (± 2,5%)	-16,5%
<b>C35-D-B1</b>	23,6 (± 2,4%)	22,4 (± 2,2%)	-5,1%	24,2 (± 3,7%)	20,6 (± 3,3%)	-14,9%
<b>C60-NAT</b>	32,3 (± 2,8%)	31,4 (± 2,1%)	-2,8%	34,1 (± 2,2%)	30,4 (± 1,3%)	-10,9%
<b>C60-L-B0</b>	33,1 (± 1,5%)	31,7 (± 2,4%)	-4,2%	34,4 (± 3,2%)	29,6 (± 3,5%)	-14,0%
<b>C60-L-B1</b>	32,5 (± 3,1%)	31,0 (± 4,2%)	-4,6%	34,6 (± 2,1%)	29,6 (± 4,1%)	-14,5%
<b>C60-D-B0</b>	32,9 (± 1,9%)	31,9 (± 2,3%)	-3,0%	33,9 (± 1,1%)	29,3 (± 2,6%)	-13,6%
<b>C60-D-B1</b>	32,5 (± 4,1%)	31,5 (± 1,8%)	-3,1%	33,6 (± 2,2%)	29,4 (± 1,8%)	-12,5%

A classe de alta resistência apresentou menores valores de perda no módulo de elasticidade após os ciclos de degradação do que a classe de resistência normal (Figura 5.32), e acredita-se que isto tenha relação com a menor porosidade e a maior resistência da argamassa da C60 (conforme já explicado). As reduções da C60 foram de apenas 2,8% a 4,6% após 25 ciclos, em que os corpos de prova submetidos aos ciclos de molhagem-secagem chegaram a valores de 31,0-31,9 GPa, e os controles chegaram a 32,3-33,1 GPa. Com o aumento dos ciclos até 50, os valores reduziram no total em 10,9% a 14,5% para valores absolutos que variaram entre 29,3-30,4 GPa (em comparação com as referências de 33,6-34,6 GPa). Novamente, as taxas de queda são maiores para a segunda fase de ciclos (25-50). Ainda, seguindo o padrão observado para C35, os resultados obtidos para a classe C60 mostraram que o concreto natural C60-NAT se destaca com o melhor comportamento em relação ao módulo para maiores números de ciclos de degradação por molhagem e secagem (Figura 5.31b).

Almejando encontrar relações entre as propriedades dos concretos reciclados após os ciclos de degradação, foi analisada a relação entre os resultados de módulo de elasticidade e resistência à compressão (Figura 5.33).

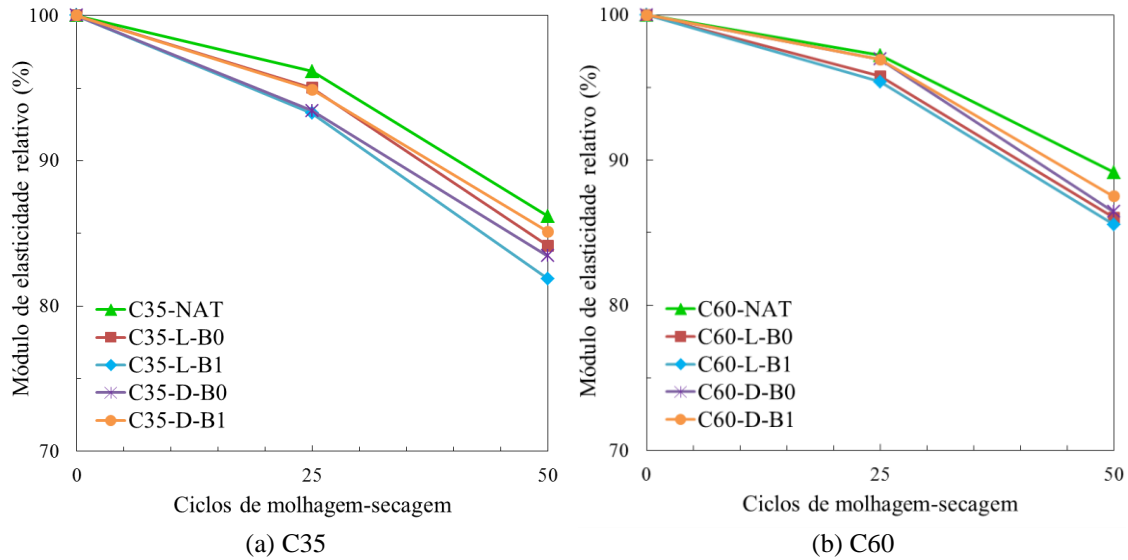


Figura 5.31 – Módulo de elasticidade relativo para os ciclos de molhagem-secagem

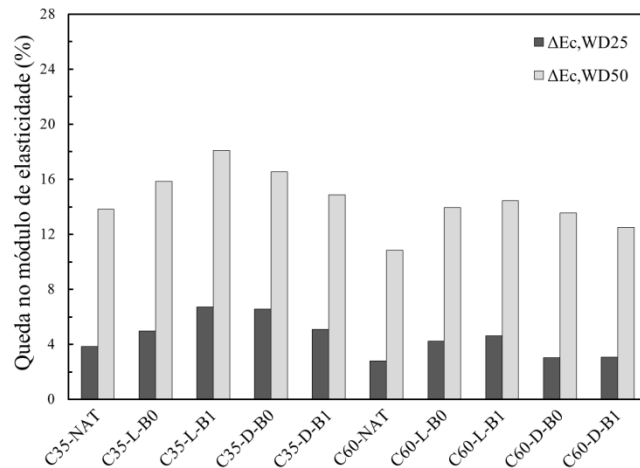


Figura 5.32 – Queda no módulo de elasticidade devido a degradação por molhagem-secagem

Primeiramente, na Figura 5.33a, buscou-se entender a relação entre os valores absolutos de módulo de elasticidade e resistência à compressão. A formulação proposta por MELLMANN *et al.* (1999) (relação:  $E = 378 \cdot f_c + 8242$ ), que foi a que melhor representou os resultados deste estudo para concretos aos 28 dias (Capítulo 3), conseguiu fazer uma boa previsão da relação módulo-resistência para todas as amostras de referência e, ainda, para as amostras degradadas até 25 ciclos de molhagem-secagem. Porém, para as amostras que passaram por 50 ciclos, o modelo superestima o módulo de elasticidade, não sendo capaz de prever o módulo do concreto para estes casos. No presente estudo, ao buscar as melhores relações entre estas propriedades, não foi possível obter uma única correlação para representar todos os resultados, de forma que as correlações foram obtidas separadamente para cada classe, e se encontram

apresentadas na Figura 5.33a. Entretanto, deve-se ressaltar que seriam necessários maiores números de ciclos para uma real confirmação destas correlações.

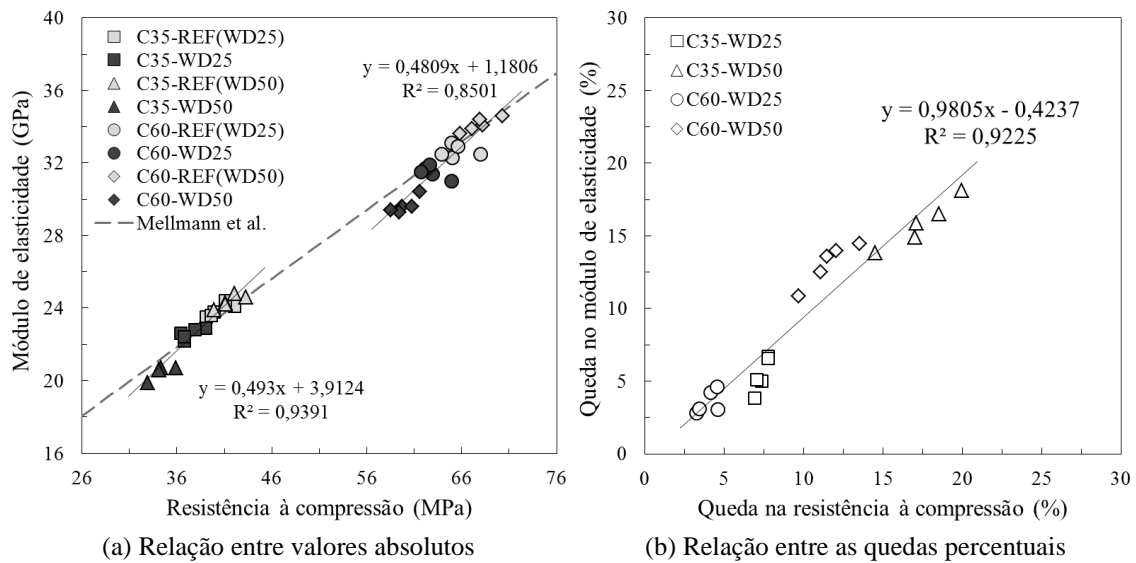


Figura 5.33 – Relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão após degradação por WD

Em seguida, na Figura 5.33b, ao tentar verificar se existia uma melhor relação para expressar estas propriedades, buscou-se entender a relação entre as quedas percentuais obtidas para módulo de elasticidade e resistência à compressão, após degradação por ciclos de molhagem-secagem. Foi possível traçar uma linha de tendência com um alto fator de correlação ( $R^2 = 0,92$ ), que conseguiu abranger todos os resultados obtidos independente da classe de resistência, do número de ciclos, da origem do agregado e do tamanho do agregado. Os resultados podem ser considerados otimistas e a formulação obtida para relação entre  $\Delta E_c$  e  $\Delta f_c$  para degradação por ciclos de molhagem-secagem se encontra na Figura 5.33b ( $\Delta E_c = 0,9805 \cdot \Delta f_c - 0,4237$ ).

#### e) Resistência à tração

Os resultados de resistência à tração (e seus coeficientes de variação) para as amostras degradadas e para suas respectivas referências estão apresentados na Tabela 5.7. O comportamento de resistência à tração relativa e o histograma dos valores totais de queda estão apresentados na Figura 5.34 e na Figura 5.35, respectivamente.

Para a classe de resistência normal, os valores de resistência à tração mostram uma queda de 6,6% a 9,0% para as amostra degradadas por 25 ciclos, com valores absolutos de 2,7-3,0 MPa em comparação às amostras de controle com 2,9-3,2 MPa. Após 50 ciclos, os valores diminuem para 2,6-2,7 MPa para as amostras degradadas e as

amostras de controle são representadas por valores de 3,1-3,3 MPa. Assim, após 50 ciclos, as quedas chegam a níveis de 17,4% a 20,3% para os concretos reciclados e a 13,5% para o concreto natural, sendo este (C35-NAT) o que apresenta um evidente melhor comportamento para um maior número de ciclos (Figura 5.34a). As taxas de quedas da resistência à tração para as duas fases de ciclos (0-25 e 25-50) são bem similares (Figura 5.34a), não havendo um aumento significativo na segunda fase, diferente do que ocorreu para a resistência à compressão e o módulo de elasticidade.

Tabela 5.7 – Degradação por molhagem-secagem: Resistência à tração

Mistura	Resistência à tração					
	Referência (25 ciclos)	25 ciclos	Queda após 25 ciclos	Referência (50 ciclos)	50 ciclos	Queda após 50 ciclos
	$f_{t,REF(WD25)}$ (MPa)	$f_{t,WD25}$ (MPa)	$\Delta f_{t,WD25}$ (MPa)	$f_{t,REF(WD50)}$ (MPa)	$f_{t,WD50}$ (MPa)	$\Delta f_{t,WD50}$ (MPa)
<b>C35-NAT</b>	2,9 ( $\pm$ 2,3%)	2,7 ( $\pm$ 2,1%)	-6,6%	3,1 ( $\pm$ 1,5%)	2,7 ( $\pm$ 1,6%)	-13,5%
<b>C35-L-B0</b>	3,2 ( $\pm$ 3,2%)	3,0 ( $\pm$ 1,9%)	-7,5%	3,3 ( $\pm$ 2,9%)	2,7 ( $\pm$ 1,8%)	-17,9%
<b>C35-L-B1</b>	3,0 ( $\pm$ 4,5%)	2,7 ( $\pm$ 3,1%)	-9,0%	3,2 ( $\pm$ 2,3%)	2,6 ( $\pm$ 2,0%)	-20,3%
<b>C35-D-B0</b>	3,1 ( $\pm$ 3,6%)	2,9 ( $\pm$ 2,4%)	-7,7%	3,2 ( $\pm$ 4,4%)	2,6 ( $\pm$ 2,2%)	-18,4%
<b>C35-D-B1</b>	2,9 ( $\pm$ 3,1%)	2,7 ( $\pm$ 2,5%)	-6,9%	3,1 ( $\pm$ 3,1%)	2,6 ( $\pm$ 3,3%)	-17,4%
<b>C60-NAT</b>	4,1 ( $\pm$ 3,2%)	3,9 ( $\pm$ 3,0%)	-4,4%	4,2 ( $\pm$ 4,6%)	3,8 ( $\pm$ 3,2%)	-10,0%
<b>C60-L-B0</b>	4,2 ( $\pm$ 2,8%)	3,9 ( $\pm$ 4,1%)	-6,7%	4,3 ( $\pm$ 3,4%)	3,7 ( $\pm$ 2,0%)	-14,0%
<b>C60-L-B1</b>	4,5 ( $\pm$ 2,1%)	4,2 ( $\pm$ 3,8%)	-6,7%	4,6 ( $\pm$ 2,4%)	3,9 ( $\pm$ 2,7%)	-14,6%
<b>C60-D-B0</b>	4,5 ( $\pm$ 1,9%)	4,3 ( $\pm$ 3,3%)	-4,9%	4,5 ( $\pm$ 2,8%)	3,9 ( $\pm$ 1,7%)	-12,7%
<b>C60-D-B1</b>	4,3 ( $\pm$ 2,9%)	4,1 ( $\pm$ 1,7%)	-4,7%	4,4 ( $\pm$ 3,3%)	3,9 ( $\pm$ 3,0%)	-12,3%

A classe C60 apresenta quedas percentuais menores que a classe C35 após 25 ciclos e, com o aumento do número de ciclos até 50, fica mais claro este afastamento entre os resultados de perda percentual das duas classes (Figura 5.35). Para 25 ciclos, os resultados de resistência à tração foram de 3,9-4,3 MPa e 4,1-4,5 MPa para os corpos de prova que sofreram dano e para os de referência, respectivamente. A perda percentual ficou entre 4,4% e 6,7% para 25 ciclos e aumentou para 10% a 14,6% após 50 ciclos. Os valores após 50 ciclos para as amostras degradadas e para as amostras de controle foram de 3,7-3,9 MPa e 4,2-4,6 MPa, respectivamente. Como ilustra a Figura 5.34b, as duas taxas de queda (de 0 a 25 e de 25 a 50) se mantiveram aproximadamente

constantes ao compararmos as duas fases e, ao final dos 50 ciclos, a mistura C60-L-B1 apresentou o pior comportamento percentual e a mistura natural C60-NAT apresentou o melhor resultado.

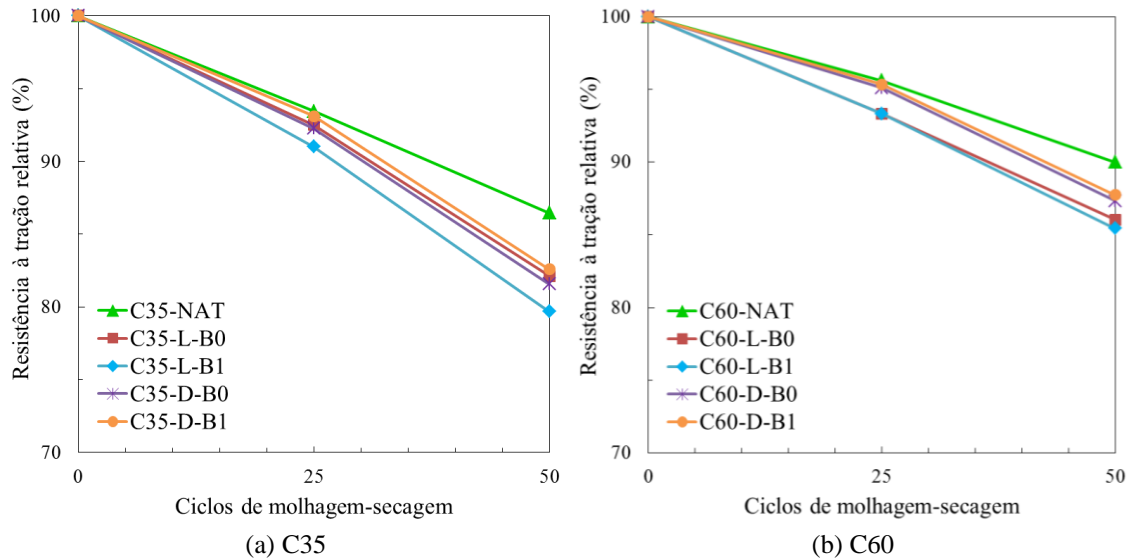


Figura 5.34 – Resistência à tração relativa para os ciclos de molhagem-secagem

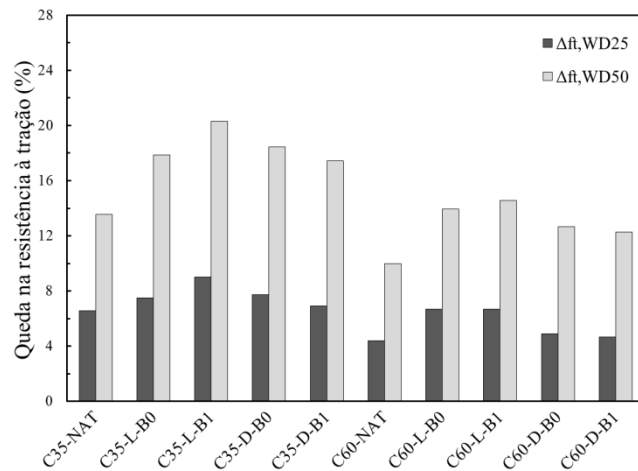


Figura 5.35 – Queda na resistência à tração devido a degradação por molhagem-secagem

O mesmo princípio de análise realizada para módulo de elasticidade foi utilizado para verificar a correlação entre resistência à tração e resistência à compressão: primeiro em relação aos valores absolutos (Figura 5.36a) e, em seguida, em relação às quedas percentuais obtidas (Figura 5.36b). Na Figura 5.36a, podemos ver que a formulação da norma chinesa GB 50010 (2010) (relação:  $f_t = 0,19 \cdot f_c^{0,75}$ ), que foi a que melhor representou os resultados deste estudo para os concretos aos 28 dias (Capítulo 3), consegue fazer uma boa previsão da relação compressão-tração para os resultados obtidos para as amostras de controle e para as amostras degradadas por 25 ciclos de

molhagem-secagem. Para as amostras degradadas por 50 ciclos, a classe C35 foi bem representada pela normal chinesa, porém a classe C60 já não foi tão bem representada, em que os pontos deste grupo se encontram abaixo da linha traçada, indicando que para maiores números de ciclos a formulação da norma chinesa superestima a resistência à tração da classe de alta resistência. Ainda, para cada classe isoladamente, com os resultados obtidos, foi proposta uma correlação entre estas duas propriedades (indicadas na Figura 5.36a), porém deve ser ressaltado que um maior número de ciclos seria necessário para comprovação desta tendência obtida até 50 ciclos.

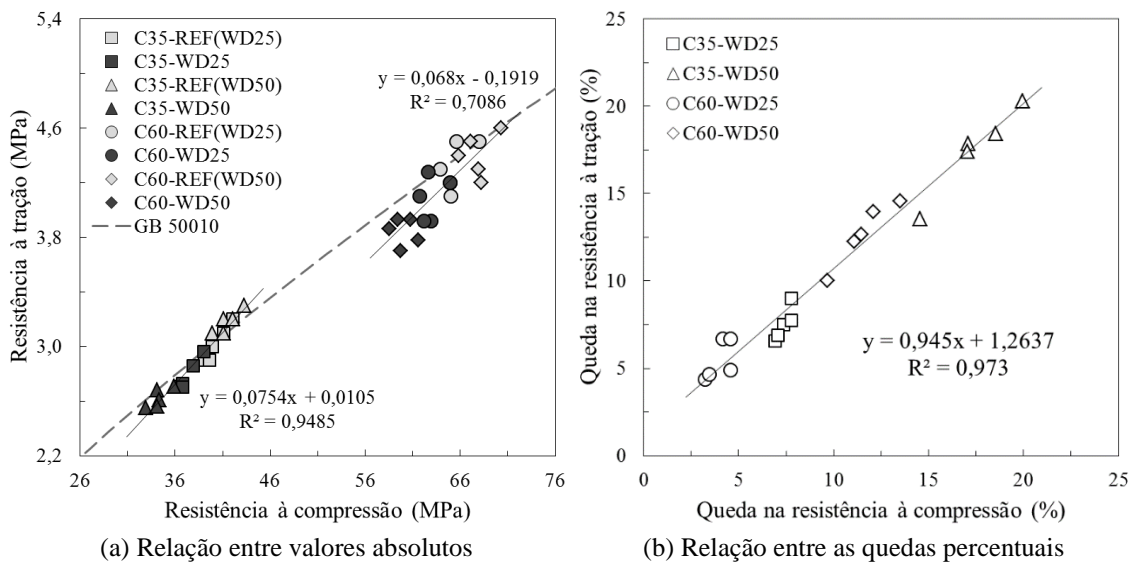


Figura 5.36 – Relação entre resistência à tração e resistência à compressão após degradação por WD

Na segunda análise, presente na Figura 5.36b, uma evidente correlação entre as quedas percentuais foi identificada, com um altíssimo fator de correlação de  $R^2 = 0,97$ . A formulação obtida para a relação linear entre  $\Delta f_t$  e  $\Delta f_c$  ( $\Delta f_t = 0,945 \cdot \Delta f_c + 1,2637$ ) foi representativa para todos os resultados obtidos, independente da classe de resistência, do número de ciclos de molhagem-secagem, da origem do agregado e do tamanho do agregado utilizado.

f) Perda de massa

Os resultados de perda de massa para os concretos naturais e reciclados para 25 e 50 ciclos de molhagem-secagem estão apresentados na Figura 5.37 e na Figura 5.38. Para a classe C35, os valores de perda de massa variam de 0,8% a 1,2% para 25 ciclos e 1,4% a 2,1% para 50 ciclos e, para a classe C60, variam de 0,6% a 1% para 25 ciclos e 0,9% a 1,5% para 50 ciclos.

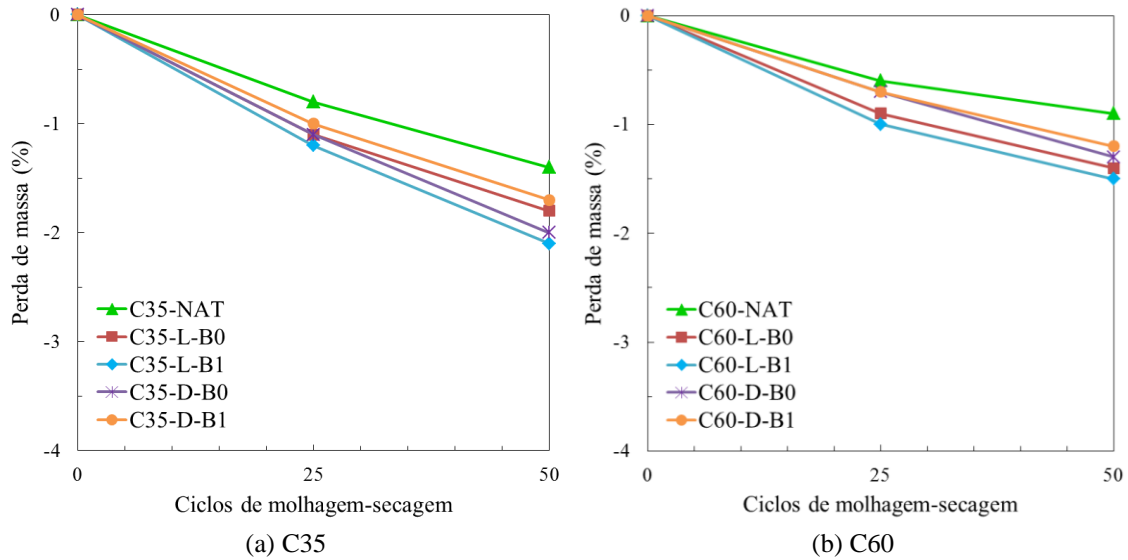


Figura 5.37 – Perda de massa para os ciclos de molhagem-secagem

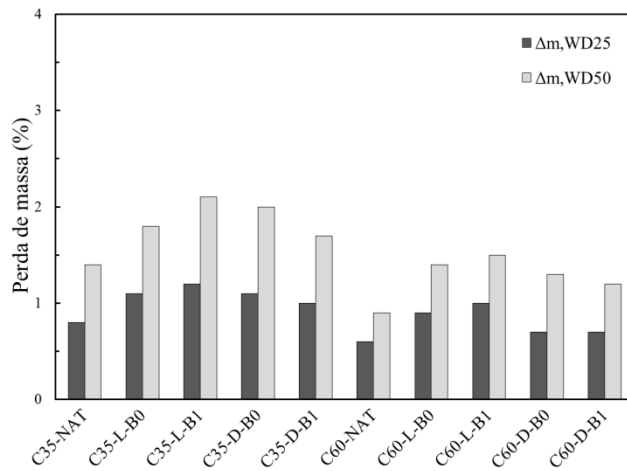


Figura 5.38 – Perda de massa devido a degradação por molhagem-secagem

Pela observação da Figura 5.38, verifica-se que a classe de resistência normal apresentou perdas de massa maiores do que a classe de alta resistência. Este fato era esperado devido ao já explicado anteriormente para outras propriedades, e tem relação com a maior porosidade (associada a uma maior penetração de água na fase de molhagem) e a menor resistência (associada à capacidade de resistir aos esforços gerados pela retração na fase de secagem) das amostras da C35.

Nas duas classes de resistência, as taxas de perda de massa dos concretos não apresentam diferenças significativas com o aumento do número de ciclos (Figura 5.37), e isso é visível ao comparar as inclinações das duas fases de ciclos (0-25 e 25-50). No geral, a mudança de massa do concreto (natural e reciclado) quando submetido a ciclos de molhagem-secagem ocorre devido à fragmentação da argamassa. Na etapa de



secagem, surge uma pressão devido à retração do concreto pela evaporação da água interna, com isso, o concreto se torna mais fraco e fragmentado com a criação e a evolução de micro fissuras, o que, conseqüentemente, faz a massa das amostras diminuir. Com a repetição dos ciclos, este processo se repete, causando mais e mais reduções na massa, porém, segundo mostram os resultados da Figura 5.37, isto ocorre a uma (aproximadamente) constante taxa de variação.

Por fim, tanto na C35 como na C60, as misturas produzidas com o ARC da classe B1 proveniente do resíduo de laboratório (C35-L-B1 e C60-L-B1) se destacam por uma maior perda de massa em comparação às demais misturas da classe, enquanto as misturas naturais (C35-NAT e C60-NAT) apresentam os menores resultados de perda de massa, tanto para 25 como para 50 ciclos (Figura 5.37). Portanto, com a atuação conjunta de processos de molhagem e secagem, os resultados mostram que estas interações modificam as propriedades e a microestrutura do concreto reciclado de forma mais evidente que do concreto natural. Este fato pode ser explicado: o concreto natural apresenta apenas a argamassa nova no concreto passando por este processo agressivo, enquanto o concreto reciclado sofre estes processos não só na argamassa nova, mas também na argamassa antiga aderida aos grãos de ARC presente em sua estrutura, sofrendo, conseqüentemente, maiores danos.

g) Influência do Volume de Argamassa Total (VAT) e da absorção total de água

Com os resultados obtidos para as propriedades acima discutidas, buscou-se entender como as propriedades iniciais do concreto intacto influenciam no comportamento do concreto ao passar por degradação por ciclos de molhagem-secagem. Assim, foram avaliadas as influências do volume de argamassa total e da absorção total de água aos 28 dias (determinados anteriormente no Capítulo 3.3.2) nas variações obtidas após degradação para: resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração e perda de massa.

A influência do volume de argamassa total e a influência da absorção total são apresentadas, respectivamente, na Figura 5.39 e na Figura 5.40. Em todos os gráficos, as misturas foram representadas da seguinte forma: em cor preta as que contêm apenas agregados naturais, em cinza as que contêm ARC na fração B0 e em branco as que contêm ARC na fração B1.

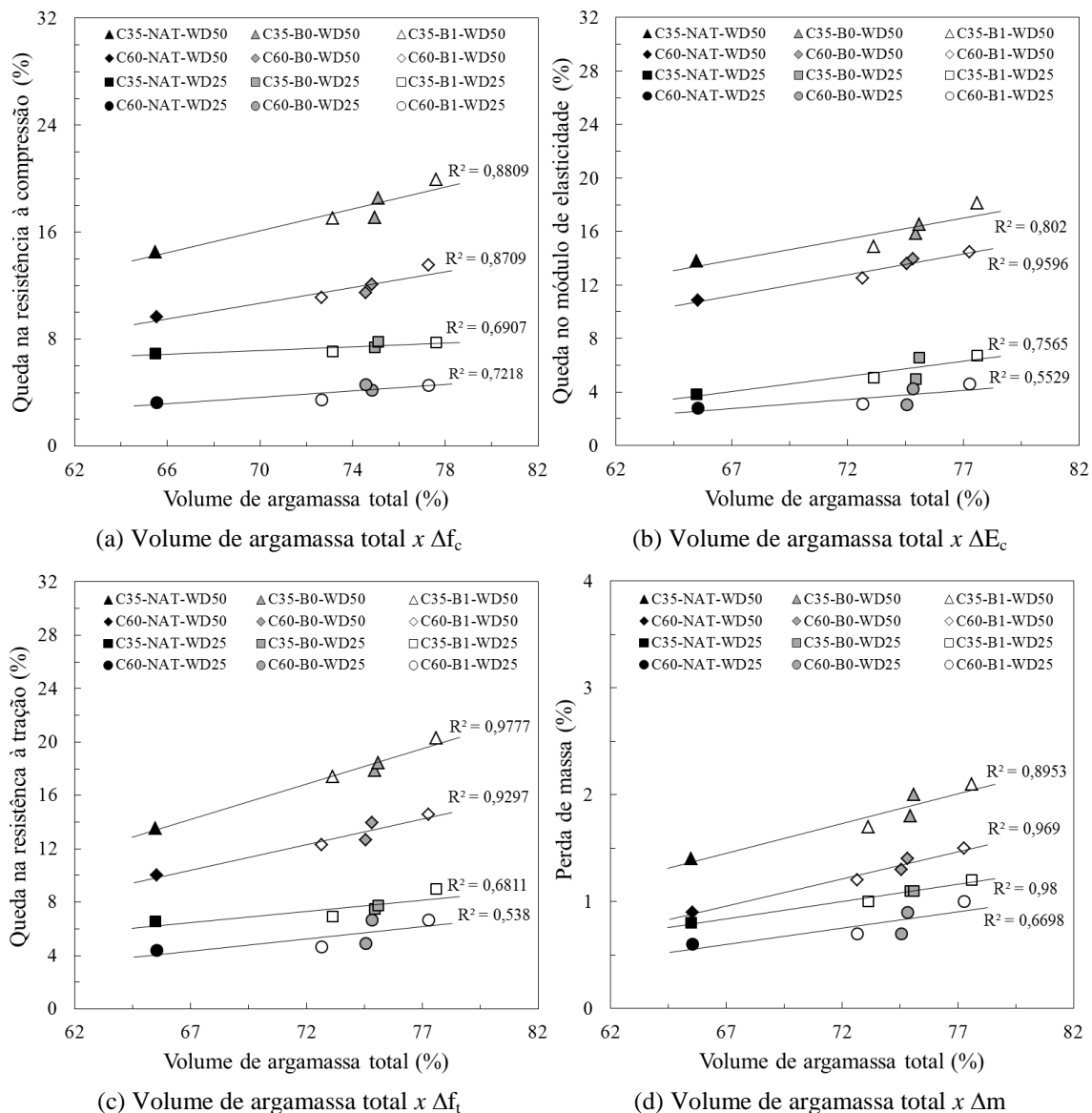


Figura 5.39 – Influência do volume de argamassa total nas propriedades após degradação por WD

Com base nos gráficos da Figura 5.39, as linhas de tendência para os resultados referentes a 25 ciclos (WD25) indicam certa influência do volume de argamassa total nas quatro propriedades estudadas, porém, é observando as linhas de tendência dos pontos para degradação por 50 ciclos (WD50) que a influência desta propriedade do concreto se torna muito evidente (com correlações bem altas). Portanto, após maiores números de ciclos de molhagem-secagem, com o aumento do volume de argamassa total ocorre: uma maior queda na resistência à compressão (Figura 5.39a), uma maior queda no módulo de elasticidade (Figura 5.39b), uma maior queda na resistência à tração (Figura 5.39c) e uma maior perda de massa (Figura 5.39d). Conseqüentemente, as misturas naturais se destacam dentre as demais quando submetidas a maiores graus de degradação por molhagem-secagem, apresentando os melhores comportamentos

dentro de cada classe, visto que apresentam o menor valor de volume de argamassa total em sua composição. Uma pergunta inicial ao formular estes gráficos foi se o tamanho dos agregados iria impactar a relação entre volume de argamassa total e as propriedades em questão. Entretanto, fica claro que a propriedade chave para compreensão dos efeitos dos ciclos é realmente o volume de argamassa total dentro do concreto, independente se o ARC é da classe brita 1 ou brita 0. Concluindo, independente do tamanho do ARC, da origem do ARC e da classe de resistência do concreto reciclado, quanto maior a porcentagem de volume de argamassa total na sua composição, maior o impacto que os ciclos vão causar nas propriedades mecânicas e na massa do concreto.

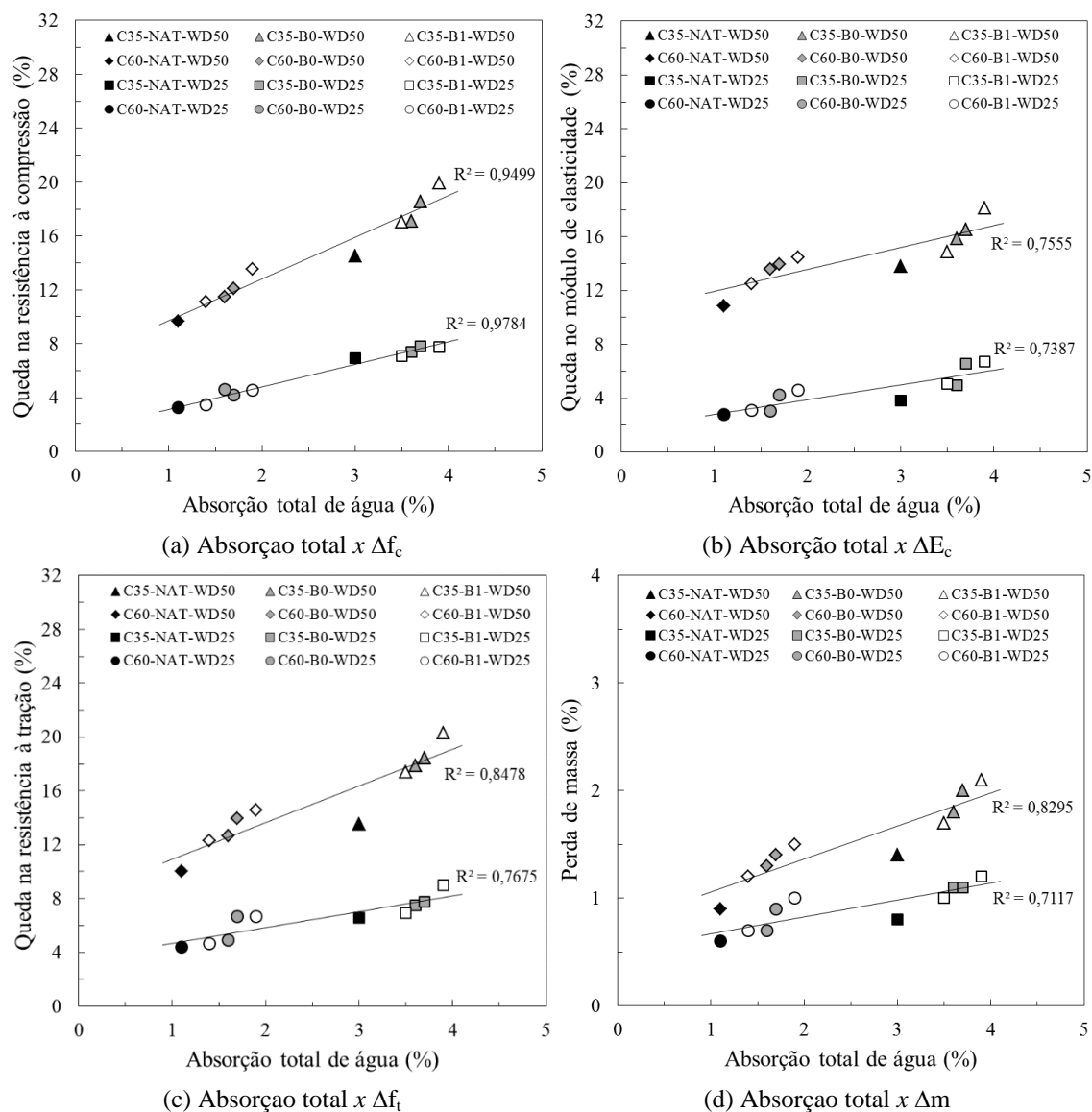


Figura 5.40 – Influência da absorção total nas propriedades após degradação por WD

Na análise em relação à absorção total de água dos concretos, apresentada na Figura 5.40, é possível identificar que existem boas a excelentes correlações entre esta

propriedade do concreto aos 28 dias (antes dos ciclos) e as quedas nas propriedades mecânicas e a perda de massa após os processos de degradação. Na maioria dos casos, quanto maior o número de ciclos de molhagem-secagem, mais evidente fica uma relação linear entre as propriedades estudadas. Em específico, em relação à queda na resistência à compressão (Figura 5.40a), as linhas de tendência obtidas apresentam altíssimo fator de correlação com a absorção de água da mistura de concreto, com valores de  $R^2 = 0,98$  para os resultados após 25 ciclos e  $R^2 = 0,95$  para os resultados após 50 ciclos. Não foram identificadas influências do tamanho dos grãos do agregado no comportamento do concreto em nenhum dos quatro gráficos ilustrados na Figura 5.40, ou seja, os comportamentos estudados não dependem da classe de tamanho do ARC em si, mas sim da consequência que este material (junto com outros fatores) provoca na absorção do concreto produzido. Concluindo, o concreto que apresenta uma maior absorção total ao início do ensaio, quando submetido a ciclos de molhagem-secagem, consequentemente também apresenta: uma maior queda na resistência à compressão (Figura 5.40a), uma maior queda no módulo de elasticidade (Figura 5.40b), uma maior queda na resistência à tração (Figura 5.40c) e uma maior perda de massa (Figura 5.40d). E esta conclusão é independente do tamanho do ARC, da origem do ARC e da classe de resistência do concreto reciclado. Assim, os efeitos da degradação por ciclos de molhagem-secagem se tornam mais previsíveis ao considerar a absorção total inicial do concreto.

### 5.3.3 FORMULAÇÕES PARA DEGRADAÇÃO E COMPARAÇÃO COM A LITERATURA

No *fib* Model Code 2010, são apresentadas algumas categorias de exposição relacionadas às condições ambientais, relacionadas à durabilidade do concreto natural. Dentre elas, se encontra a categoria “ataque por congelamento e descongelamento”, que é explicada como exposição à umidade e a ciclos de congelamento-descongelamento. Segundo o texto, o grau de dano interno causado pelo ataque de congelamento e descongelamento depende de diversos fatores, e os seguintes podem ser destacados: as propriedades do concreto, determinadas pela sua composição, incluindo porosidade, distribuição e tamanho dos poros e resistência; e o ambiente, isto é, as condições na superfície do concreto e a sua variação em umidade relativa ao longo do tempo, incluindo o contato da superfície com a água e a temperatura. Além disso, o teor de umidade, em que fatores como a temperatura mínima de congelamento e a taxa de

congelamento são importantes. Por fim, não foram incluídos modelos de previsão sobre degradação por ataque de congelamento-descongelamento no *fib* Model Code 2010, em que o texto explica que, apesar de existirem discussões sobre o assunto, não existem modelos bem definidos ao ponto de serem considerados.

Ainda, dentro das categorias de exposição relacionadas às condições ambientais não se encontra nenhuma categoria relacionada ao outro tópico deste capítulo, que seriam ciclos de molhagem-secagem, não havendo também modelos de previsão para estes casos no *fib* Model Code 2010.

Considerando que a elaboração de modelos para previsão dos impactos de processos de degradação no concreto ainda é um assunto em discussão até nos casos de concreto com agregados naturais, ao pensarmos no concreto reciclado, era esperado que ainda não fosse possível encontrar formulações para este tipo de material. Portanto, não foi possível realizar comparações entre os resultados obtidos neste capítulo e qualquer tipo de formulação de previsão do comportamento do concreto reciclado nos tópicos estudados aqui.

Outra realidade de estudos de degradação é a dificuldade de comparar os resultados obtidos em estudo próprio com resultados da literatura, visto que existem muitas diferenças entre as pesquisas realizadas no assunto, sejam diferentes tipos de material, diferentes tipos de ciclos, diferentes números de ciclos ou diferentes tipos de ensaios realizados ao final da degradação para caracterização do concreto. Portanto, neste capítulo, não seria coerente elaborar qualquer tipo de gráfico comparando os resultados obtidos com outros resultados já apresentados no meio acadêmico, pois poderiam induzir a falsas conclusões.

## 5.4 CONCLUSÕES

Neste capítulo é relatada uma análise abrangente sobre o desempenho mecânico do concreto natural e reciclado após processos de degradação. Particularmente, resume os resultados de uma investigação experimental destinada a analisar o comportamento mecânico de concretos de classe de resistência normal e de alta resistência produzidos com quatro diferentes tipos de ARCs, após serem submetidos isoladamente a dois diferentes tipos de ciclos, congelamento-descongelamento e molhagem-secagem.

De acordo com os resultados aqui obtidos, as seguintes conclusões podem ser ressaltadas:

Degradação por congelamento-descongelamento:

- Os danos superficiais indicam que, para a C35, a degradação afetou principalmente a argamassa (nova) do concreto, indicando que esta é menos resistente aos processos de degradação do que os agregados graúdos. Já para a C60, ocorre fragmentação dos ARCs quando expostos ao processo de degradação, em que a argamassa aderida, mais frágil, não resiste aos esforços internos gerados pelos ciclos;
- Todas as misturas de concreto das classes C35 e C60 apresentaram uma redução no comportamento à compressão (menor resistência à compressão e menor módulo de elasticidade), no comportamento à tração e em relação à perda de massa após degradação por 150 e 300 ciclos;
- As misturas da C35 e da C60 atingiram quedas percentuais na resistência à compressão de 15,3-21,2% e 11,9-15,9% para 300 ciclos, respectivamente. Os ciclos de degradação causam maior impacto na classe de resistência normal. Dentro de cada classe, a mistura natural (C35-NAT e C60-NAT) mostrou uma maior capacidade de resistência à degradação por ciclos de congelamento-descongelamento para maiores números de ciclos do que as misturas recicladas;
- As maiores quedas percentuais em relação ao módulo de elasticidade foram para a C35 após 300 ciclos, com 18-23,9% em relação às amostras de controle. Para a relação entre as quedas percentuais de módulo de elasticidade e de resistência à compressão, os resultados podem ser considerados otimistas, com uma linha de tendência com alto fator de correlação, independente da classe de resistência, do número de ciclos e do tipo de agregado:

$$\Delta E_c = 1,3319 \cdot \Delta f_c - 2,7245;$$

- Em relação à resistência à tração, para as classes C35 e C60, os resultados mostram uma queda de 16,1-21,9% e 11,9-15,2% após 300 ciclos, respectivamente. A correlação entre as quedas percentuais das duas resistências apresentou alto fator de correlação para a formulação obtida:

$$\Delta f_t = 1,0899 \cdot \Delta f_c - 0,8505;$$

- A classe C35 apresentou maiores perdas de massa do que a classe C60. As misturas naturais (C35-NAT e C60-NAT) apresentam os menores resultados de perda de massa ao final dos 300 ciclos para ambas as classes;
- Por fim, fica claro que a propriedade chave para compreensão dos efeitos dos ciclos é o volume de argamassa total dentro do concreto (que considera a argamassa nova mais a argamassa aderida aos grãos de ARC). Independente do tamanho do ARC, da origem do ARC e da classe de resistência do concreto reciclado, quanto maior a porcentagem de volume de argamassa total na sua composição, maior o impacto que os ciclos vão causar nas propriedades mecânicas e na massa do concreto. O mesmo ocorre ao considerar a absorção total de água do concreto: quanto maior a absorção do concreto, maior o impacto causado pelos ciclos.

#### Degradação por molhagem-secagem:

- Todas as misturas de concreto apresentaram quedas na resistência à compressão, no módulo de elasticidade, na resistência à tração e na massa do concreto, ao avaliar os resultados obtidos para as amostras degradadas por 25 e 50 ciclos de molhagem-secagem;
- Para resistência à compressão, após 50 ciclos, as quedas percentuais foram de 14,5-20% para a classe de resistência normal e 9,7-13,5% para alta resistência. A queda percentual na resistência à compressão é maior para C35 do que para C60. Este fato está associado a maior porosidade da C35, que permite um maior fluxo da água pela sua estrutura interna na etapa de molhagem, em conjunto com uma menor resistência da sua argamassa, que apresenta menor resistência à retração que ocorre na etapa de secagem, causando micro fissuração no concreto;
- Para maiores número de ciclos, fica evidente que a capacidade de resistência da mistura natural à degradação por ciclos de molhagem-secagem é maior do que as misturas recicladas, tanto para C35 como para C60;
- Para módulo de elasticidade, a maior queda foi observada para a C35 após 50 ciclos, com valores de 13,8-18,1%. A taxa de queda para a segunda fase de ciclos (25-50) foi maior do que para a primeira (0-25) para todas as misturas, indicando que: quanto mais degradada está a amostra, mais o módulo é impactado por novos ciclos de molhagem-secagem. A correlação alcançada

entre as quedas percentuais obtidas para módulo de elasticidade e resistência à compressão após degradação por ciclos de molhagem-secagem apresenta um alto fator de correlação e consegue abranger todos os resultados, independente da classe de resistência, do número de ciclos, da origem do agregado e do tamanho do agregado:

$$\Delta E_c = 0,9805 \cdot \Delta f_c - 0,4237;$$

- Após 50 ciclos, as quedas na resistência à tração chegam a 17,4-20,3% para os concretos reciclados e 13,5% para o concreto natural na C35. Uma evidente correlação entre as quedas percentuais das resistências à tração e à compressão foi identificada, com uma relação linear e um altíssimo fator de correlação, independente da classe de resistência, do número de ciclos de molhagem-secagem, da origem do agregado e do tamanho do agregado utilizado:

$$\Delta f_t = 0,945 \cdot \Delta f_c + 1,2637;$$

- Tanto na C35 como na C60, as misturas com o ARC da classe B1 proveniente do resíduo de laboratório (C35-L-B1 e C60-L-B1) se destacam por uma maior perda de massa em comparação às demais misturas, enquanto as misturas naturais (C35-NAT e C60-NAT) apresentam os menores resultados de perda de massa. Acredita-se que isto ocorre porque o concreto natural apresenta apenas a argamassa nova se fragmentando ao passar pela degradação, enquanto o concreto reciclado sofre este processo tanto na argamassa nova como na argamassa aderida aos grãos de ARC, sofrendo, portanto, maiores danos.

- Novamente, a propriedade chave para compreensão dos efeitos dos ciclos de molhagem-secagem é o volume de argamassa total do concreto, independente do tamanho do ARC, da origem do ARC e da classe de resistência do concreto reciclado: quanto maior a porcentagem de volume de argamassa total na sua composição, maior o impacto que os ciclos vão causar nas propriedades mecânicas e na massa do concreto. O mesmo padrão para o volume de argamassa total foi observado para a absorção total do concreto.

Vale ressaltar que a elaboração de modelos para previsão dos impactos de processos de degradação no concreto reciclado é um assunto recente, e ainda não existem formulações confiáveis para prever este comportamento.



# 6. DEGRADAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO RECICLADO

## 6.1 REVISÃO DA LITERATURA

Desde seu surgimento como material de construção, o concreto tornou-se um dos materiais mais versáteis e amplamente produzidos no mundo. O aumento da população e dos padrões de vida, tanto nos países desenvolvidos como nos países em desenvolvimento, levará a uma demanda cada vez maior de concreto na indústria da engenharia civil (SHANG *et al.*, 2009). No entanto, é necessário que as estruturas de concreto tenham capacidade de serviço durante anos e, em muitos casos, até séculos, mesmo sendo perpetuamente expostas a vários tipos de ataques externos. Estruturas de concreto falharem devido à falta de resistência vêm se tornando cada vez mais raro, porém as falhas tem ocorrido por falta de durabilidade, de forma que as estruturas não sobrevivem à vida útil esperada devido à gradual deterioração (MATHER, 2004).

A durabilidade de estruturas de concreto pode ser definida como sua capacidade de resistir à ação de intemperismo, ataque químico, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração para manter sua forma original, suas dimensões, sua qualidade e sua capacidade de manutenção. Os principais problemas de durabilidade das estruturas de concreto armado são a corrosão do aço, o dano por congelamento e descongelamento, a formação de sais, as reações de agregados alcalinos e ataques de sulfatos e cloretos (SHANG *et al.*, 2009). O ponto comum desses ataques é que todos eles podem resultar em fissuração e fragmentação nas superfícies do concreto armado.

Dentro deste contexto, alguns estudos têm sido realizados para investigar o comportamento de aderência entre aço-concreto sob a ação de fatores ambientais e, neste capítulo, o interesse se direciona em específico a pesquisas relacionadas a processos de degradação do concreto reciclado armado por efeitos de congelamento-

descongelamento e/ou molhagem-secagem. Quando materiais diferentes são combinados em um único elemento estrutural, as mudanças de temperatura podem causar danos ao elemento devido às diferenças de expansão térmica entre os materiais (MOLERO *et al.*, 2012).

Como ciclos de congelamento e descongelamento causam redução na resistência do concreto, alteração na estrutura interna de poros e aparência de fissuras, o comportamento de aderência aço-concreto será reduzido e haverá uma redução do desempenho da estrutura (LIU *et al.*, 2016). A extensão dos danos causados na estrutura por ciclos repetidos de congelamento-descongelamento varia desde a fragmentação da superfície até a completa desintegração, partindo da superfície exposta do concreto e estendendo-se para dentro da estrutura. No entanto, os danos causados pelo ataque podem ser diminuídos pela redução do volume de poros capilares no concreto, como por exemplo, usando um menor fator a/c ou usando aditivos adequados.

SHANG *et al.* (2015) estudaram o comportamento de aderência entre barras de aço e concretos reciclados com ARC através de ensaios de *pull-out* após diferentes ciclos de gelo-degelo, tanto para barras lisas (12 mm) como para barras nervuradas (14 mm, 18 mm e 22 mm). Os ciclos foram de 0, 15, 25, 50 e 75, em que cada ciclo consistia em esfriar a temperatura do corpo de prova de 8°C para -17°C e depois reaquecer até 8°C em 3 horas. Foi verificado que a resistência de aderência diminuiu à medida que o número de ciclos aumenta, e a queda de aderência foi maior para barras lisas do que para barras nervuradas com o aumento dos ciclos. E dentro das barras nervuradas, a resistência de aderência diminuiu com o aumento do diâmetro da barra. Os autores ressaltam que, apesar de existir muitas pesquisas sobre concreto reciclado, não existem muitos dados sobre o comportamento de aderência aço-concreto reciclado após ciclos de congelamento-descongelamento.

REN *et al.* (2019) conduziram testes de arrancamento para investigar o comportamento da aderência entre concreto de agregado reciclado e barras de aço (14 e 18 mm) após ciclos de congelamento-descongelamento (0, 25, 50 e 75) em água doce e água salgada. Durante um ciclo, a temperatura da amostra caiu de 8°C para -17°C e depois subiu para 8°C em 3 horas. Os autores verificaram que a resistência de aderência aço-concreto reciclado diminuiu à medida que os ciclos de congelamento-descongelamento aumentam: a interface entre a barra de aço e o concreto se deteriora com os ciclos, com a formação e propagação de fissuras interfaciais e a redução da ligação química entre a barra de aço

e o concreto, e assim, conseqüentemente, a resistência de aderência do concreto reciclado com o aço diminuiu.

HUAISHUAI *et al.* (2017) estudaram o comportamento de aderência com *pull-out* em concreto produzido com agregado de resíduo de concreto em água doce e água do mar sob ação de ciclos rápidos de congelamento-descongelamento. Os autores avaliaram a influencia dos parâmetros de número de ciclos (25, 50 e 75) e diâmetro da barra de aço (14 e 18 mm) na aderência aço-concreto. Os autores utilizaram uma porcentagem de 60% de ARC. Em cada ciclo, a temperatura variava de 8°C a -17°C e depois aquecia novamente para 8°C, em aproximadamente 3 horas. Como o concreto exposto aos ciclos sofreu deterioração, a força de fricção e a força mecânica entre a barra e o concreto foram enfraquecidas e a resistência de aderência reduziu, e com o aumento do número de ciclos houve uma maior redução da aderência. O mesmo comportamento de queda da aderência ocorreu tanto para água doce como para a água do mar, porém a redução na resistência de aderência na água doce foi menor do que na água do mar após o término dos ciclos. De forma geral, danos de congelamento e descongelamento ocorrem no concreto devido a sua porosidade, pois ele absorve a água e depois esta água se transforma em gelo quando a temperatura cai abaixo de zero.

WU *et al.* (2017b) realizaram testes de molhagem-secagem em amostras de concreto natural e explicam que os processos de secagem e molhagem induzem uma série de mudanças micro estruturais que podem afetar as propriedades e a durabilidade das estruturas de concreto, porém seus efeitos ainda não estão bem estabelecidos.

Com esta breve revisão, é possível perceber que é necessário aumentar o conhecimento sobre a durabilidade de elementos de concreto reciclado armado quando em situações que apresentem condições reais de uso. Assim, o estudo deste capítulo se encaixa neste contexto, com o objetivo de avaliar os efeitos do uso de ARC sobre a durabilidade de estruturas de concreto, com foco no efeito da degradação nos processos de fissuração e na aderência entre as barras de aço e o concreto reciclado.

Especificamente, neste Capítulo 6, o último capítulo de investigação experimental deste trabalho, foi realizada uma união geral de todos os tópicos avaliados anteriormente: com agregados reciclados detalhadamente caracterizados no Capítulo 2, foram produzidos alguns dos concretos reciclados estudados no Capítulo 3, moldados os elementos de concreto armado para ensaios de *tension stiffening* avaliados no Capítulo 4 e realizados

os processos de degradação por ciclos de congelamento-descongelamento e molhagem-secagem apresentados no Capítulo 5.

## 6.2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 6.2.1 MATERIAIS

#### a) Misturas de concreto

Dentre as dez misturas de concreto estudadas anteriormente no Capítulo 3, foi necessário escolher algumas para se dar continuidade neste capítulo, de forma a planejar uma investigação experimental. Assim, a escolha teve como base o seguinte caráter técnico:

- Foi escolhida a classe de resistência que sofreu maiores danos por degradação no Capítulo 5: classe de resistência normal;
- Foi escolhido investigar os agregados de maior dimensão devido ao seu maior uso em concretos estruturais no setor da engenharia civil: classe Brita 1.

Com isso, foram utilizadas as três seguintes misturas de concreto (já detalhadamente apresentadas e caracterizadas no Capítulo 3):

- Resistência normal: C35-NAT, C35-L-B1, C35-D-B1.

Para produção dos concretos, foi adotado o mesmo procedimento de mistura e de preparo apresentado no subcapítulo “3.2.3 - Produção dos Concretos”.

#### b) Barras de aço

Foram utilizadas as barras de aço de textura nervurada de seção circular com diâmetro de 12,5 mm da classe CA-50 já caracterizadas no Capítulo 4.

### 6.2.2 PRODUÇÃO E PREPARO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para a produção e o preparo dos corpos de prova prismáticos de concreto armado para ensaios de *tension stiffening*, foi adotado o mesmo procedimento descrito no subcapítulo “4.2.2 - Produção e Preparo dos Elementos Estruturais”. Adicionalmente, as extremidades das barras de aço (fora do concreto) foram pintadas para proteção contra ferrugem.

### 6.2.3 MÉTODOS DE ENSAIOS

#### a) Métodos de ensaio de degradação em concretos

Primeiramente, os corpos de prova prismáticos foram submetidos aos dois tipos de ensaios de degradação descritos no subcapítulo “5.2.2 - Métodos de Ensaio de Degradação em Concretos”: ciclos de congelamento-descongelamento (Figura 6.1) e ciclos de molhagem-secagem (Figura 6.2).

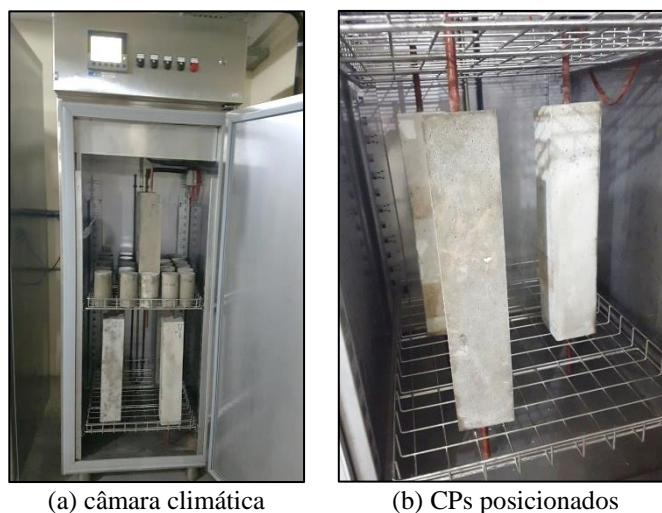


Figura 6.1 – Ensaio de degradação com ciclos de congelamento-descongelamento

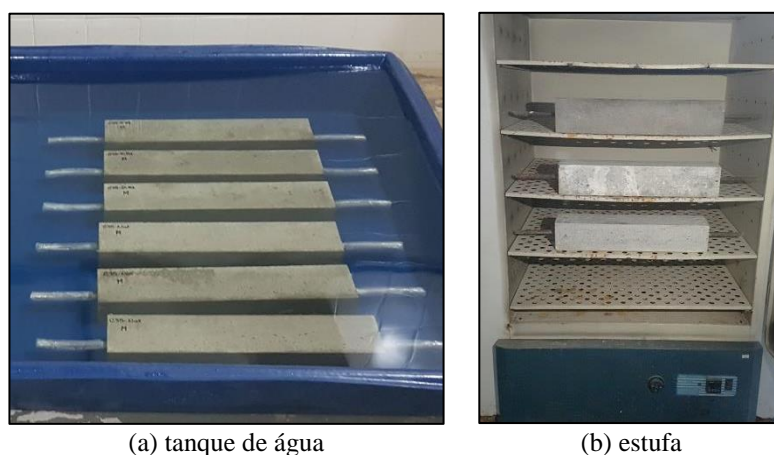


Figura 6.2 – Ensaio de degradação com ciclos de molhagem-secagem

#### b) Método de ensaio de *tension stiffening*

Em seguida, para caracterização estrutural dos elementos de concreto armado das três misturas após os ensaios de degradação, foi realizado o ensaio de *tension stiffening* descrito no subcapítulo “4.2.3 - Método de Ensaio de Tension Stiffening”.

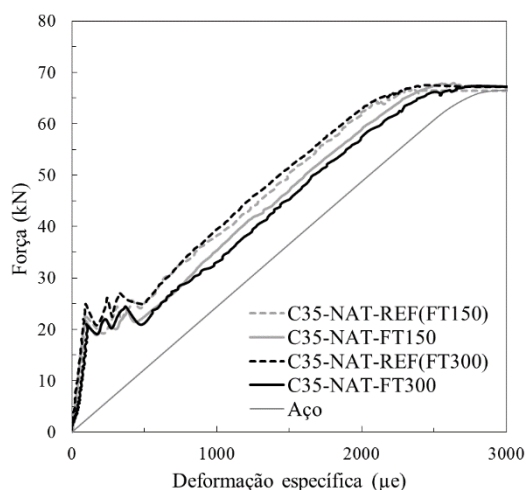
## 6.3 RESULTADOS E ANÁLISES

### 6.3.1 DEGRADAÇÃO POR PROCESSOS DE CONGELAMENTO-DESCONGELAMENTO

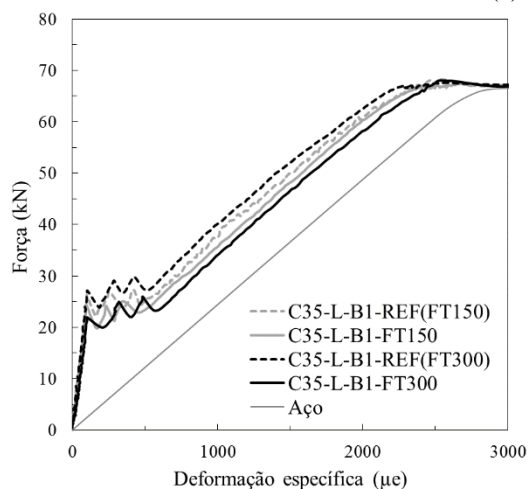
Neste subcapítulo, ao todo foram ensaiados 36 elementos estruturais, com três exemplares para cada teste nas três misturas de concreto (uma natural e duas recicladas), sendo as misturas ensaiadas para quatro situações: referência e degradação por 150 ciclos de congelamento-descongelamento e referência e degradação por 300 ciclos de congelamento-descongelamento.

#### a) Propriedades do compósito no ensaio de *tension stiffening*

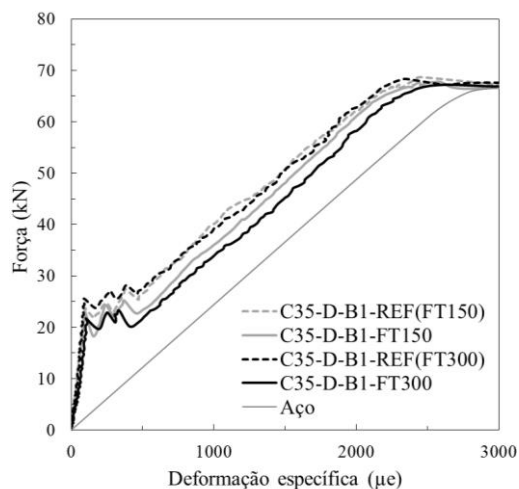
A Figura 6.3 apresenta o comportamento típico de força  $\times$  deformação no ensaio de *tension stiffening* para as amostras de referência e as amostras degradadas das misturas da classe C35: C35-NAT, C35-L-B1 e C35-D-B1.



(a) C35-NAT



(b) C35-L-B1



(c) C35-D-B1

Figura 6.3 – Comportamento de força  $\times$  deformação dos compósitos

Os gráficos (Figura 6.3) confirmam, tanto para as amostras de referência como para as amostras degradadas por 150 e 300 ciclos, a tendência de comportamento esperada para este tipo de compósito, conforme verificado anteriormente para os ensaios de 28 dias no Capítulo 4 (Figura 4.14). Assim, todos os ensaios apresentaram as quatro principais fases do comportamento força-deformação: elástica pré-fissuração, múltipla fissuração, pós-fissuração e escoamento do aço.

Os resultados mostram uma melhora do comportamento da REF(FT300) em relação a REF(FT150), o que é explicado pela sua maior idade (maior hidratação do cimento). Todas as misturas apresentaram redução no comportamento de força-deformação no ensaio de *tension stiffening* após degradação por 150 ciclos, e isto pode ser verificado ao comparar os resultados obtidos para REF(FT150) e FT150. Para cada mistura, as curvas de referência REF(FT150), correspondentes as amostras não degradadas, alcançaram maiores valores de força para o patamar de fissuração e para a fase pós-fissuração do que as curvas das amostras degradadas FT150. O mesmo foi constatado para 300 ciclos ao comparar os resultados da REF(FT300) e da FT300. Além disso, fica claro também que as amostras FT300 apresentaram pior comportamento em relação as FT150, o que é consistente com o fato que as amostras FT300 sofreram 150 ciclos de congelamento-descongelamento a mais. Para uma análise mais abrangente, as principais propriedades estruturais do comportamento (força  $\times$  deformação) foram comentadas a seguir.

A Tabela 6.1 apresenta os resultados de módulo de elasticidade pré-fissuração  $E_{pre}$  (e seus coeficientes de variação) para as amostras degradadas por 150 e 300 ciclos, assim como para suas respectivas referências (amostras controle).

Tabela 6.1 – Degradação por congelamento-descongelamento: Módulo de elasticidade pré-fissuração

Mistura	Módulo de elasticidade pré-fissuração					
	Referência (150 ciclos)	150 ciclos	Queda após 150 ciclos	Referência (300 ciclos)	300 ciclos	Queda após 300 ciclos
	$E_{pre,REF(FT150)}$ (GPa)	$E_{pre,FT150}$ (GPa)	$\Delta E_{pre,FT150}$ (%)	$E_{pre,REF(FT300)}$ (GPa)	$E_{pre,FT300}$ (GPa)	$\Delta E_{pre,FT300}$ (%)
<b>C35-NAT</b>	25,8 ( $\pm$ 2,0%)	24,2 ( $\pm$ 1,1%)	-6,2%	26,3 ( $\pm$ 1,0%)	22,2 ( $\pm$ 4,4%)	-15,8%
<b>C35-L-B1</b>	26,1 ( $\pm$ 0,3%)	24,6 ( $\pm$ 1,0%)	-5,9%	26,7 ( $\pm$ 2,4%)	20,8 ( $\pm$ 2,4%)	-22,0%
<b>C35-D-B1</b>	25,5 ( $\pm$ 2,7%)	24,1 ( $\pm$ 1,1%)	-5,4%	26,5 ( $\pm$ 4,0%)	21,7 ( $\pm$ 2,8%)	-18,3%

Ainda, com o cálculo da queda percentual dos valores das amostras degradadas em relação a suas referências, são apresentados: o comportamento de módulo de elasticidade pré-fissuração relativo na Figura 6.4a e os valores de queda na Figura 6.4b.

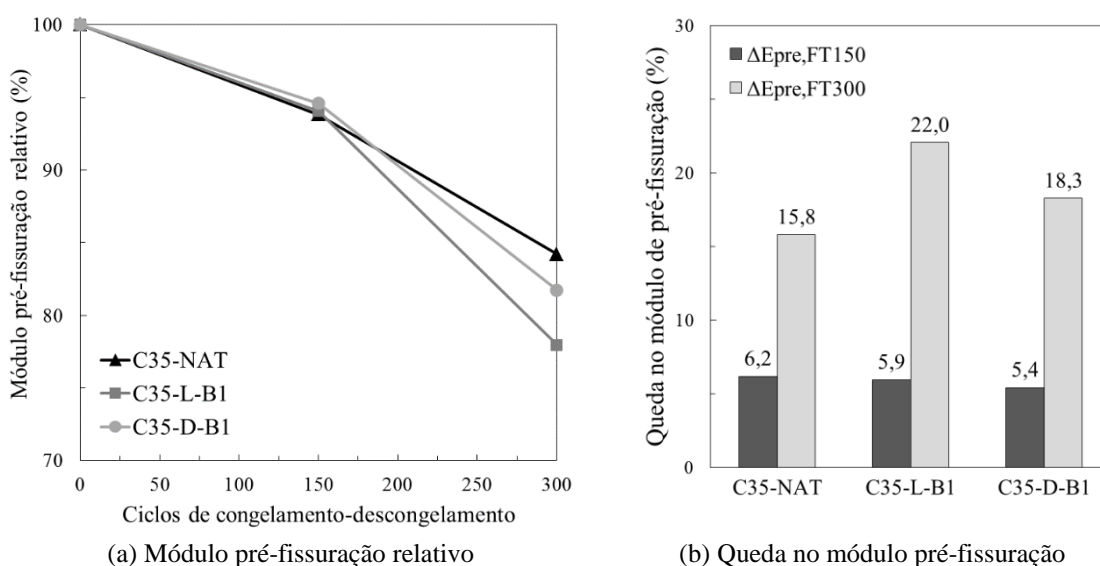


Figura 6.4 – Módulo de elasticidade pré-fissuração: relativo e queda

Os resultados obtidos (Tabela 6.1) para módulo elástico de pré-fissuração ( $E_{pre}$ ) confirmam que todas as misturas sofreram perda de módulo ao passar por ciclos de congelamento-descongelamento. Após 150 ciclos, as misturas atingiram valores de 24,1-24,6 GPa em relação a 25,5-26,1 GPa para suas referências não degradadas, com quedas percentuais muito próximas de 5,4% a 6,2%. Já para 300 ciclos, as amostras degradadas atingiram valores bem menores para módulo de 20,8-22,2 GPa, que correspondem a quedas de 15,8% a 22% (ao comparar com as referências de 26,3-26,7 GPa). Aos 300 ciclos, fica evidente uma maior diferença entre as misturas (Figura 6.4b), em que a menor queda foi obtida pelo concreto natural C35-NAT e a maior queda pelo concreto reciclado C35-L-B1. A Figura 6.4a ressalta que a taxa de queda percentual apresenta variação entre a primeira fase (0-150) e a segunda fase (150-300) de ciclos, porém as misturas não seguiram o mesmo padrão de comportamento nas duas etapas: para os concretos reciclados, a taxa de queda aumenta com o aumento do número de ciclos, enquanto que para o concreto natural a taxa se mantém aproximadamente constante até 300 ciclos. Portanto, nesta propriedade, a mistura natural apresentou maior durabilidade para maiores números de ciclos do que as misturas recicladas.

Com a Equação (4.1), apresentada no Capítulo 4, que teve sua capacidade de previsão do módulo de elasticidade de pré-fissuração comprovada com os resultados dos tirantes



de 28 dias, foi produzida a Figura 6.5 com os resultados desde subcapítulo. Esta análise evidencia que a equação se mostra adaptável a casos de amostras submetidas à degradação por processos de congelamento-descongelamento, em que os valores previstos para módulo na pré-fissuração estão de acordo com os valores obtidos experimentalmente. Assim, através do conhecimento dos módulos de elasticidade do reforço (aço) e da matriz (concreto) após a degradação, os valores de  $E_{pre}$  do compósito degradado podem ser calculados com segurança pela relação da Equação (4.1) para concretos naturais e reciclados (independente da origem do resíduo).

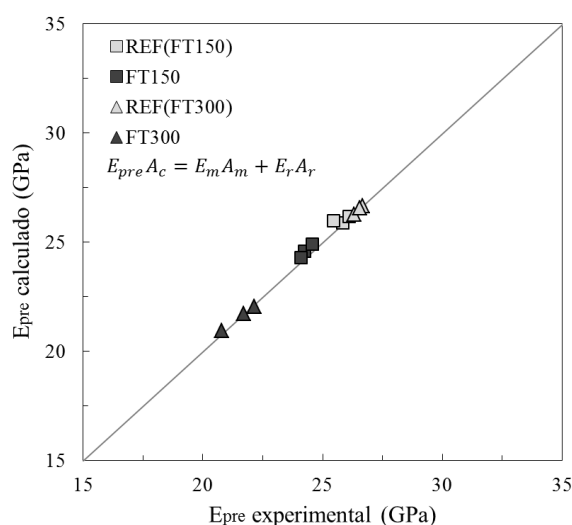


Figura 6.5 – Comparação do módulo elástico pré-fissuração: previsto x experimental

A Tabela 6.2 apresenta os resultados de força de primeira fissura  $F_{1st}$  (e seus coeficientes de variação) para as amostras degradadas e para suas respectivas referências, a Figura 6.6a ilustra o comportamento de força de primeira fissura relativa e a Figura 6.6b resume os valores totais de queda em um histograma.

Tabela 6.2 – Degradação por congelamento-descongelamento: Força de primeira fissura

Mistura	Força de primeira fissura					
	Referência (150 ciclos)	150 ciclos	Queda após 150 ciclos	Referência (300 ciclos)	300 ciclos	Queda após 300 ciclos
	$F_{1st,REF(FT150)}$ (kN)	$F_{1st,FT150}$ (kN)	$\Delta F_{1st,FT150}$ (%)	$F_{1st,REF(FT300)}$ (kN)	$F_{1st,FT300}$ (kN)	$\Delta F_{1st,FT300}$ (%)
<b>C35-NAT</b>	23,0 ( $\pm$ 1,6%)	21,8 ( $\pm$ 0,6%)	-5,2%	24,4 ( $\pm$ 1,7%)	21,1 ( $\pm$ 0,8%)	-13,2%
<b>C35-L-B1</b>	26,0 ( $\pm$ 0,9%)	24,3 ( $\pm$ 0,9%)	-6,5%	26,9 ( $\pm$ 0,4%)	22,0 ( $\pm$ 0,8%)	-18,1%
<b>C35-D-B1</b>	24,5 ( $\pm$ 2,2%)	23,3 ( $\pm$ 1,6%)	-4,9%	25,3 ( $\pm$ 0,7%)	21,3 ( $\pm$ 1,8%)	-15,9%

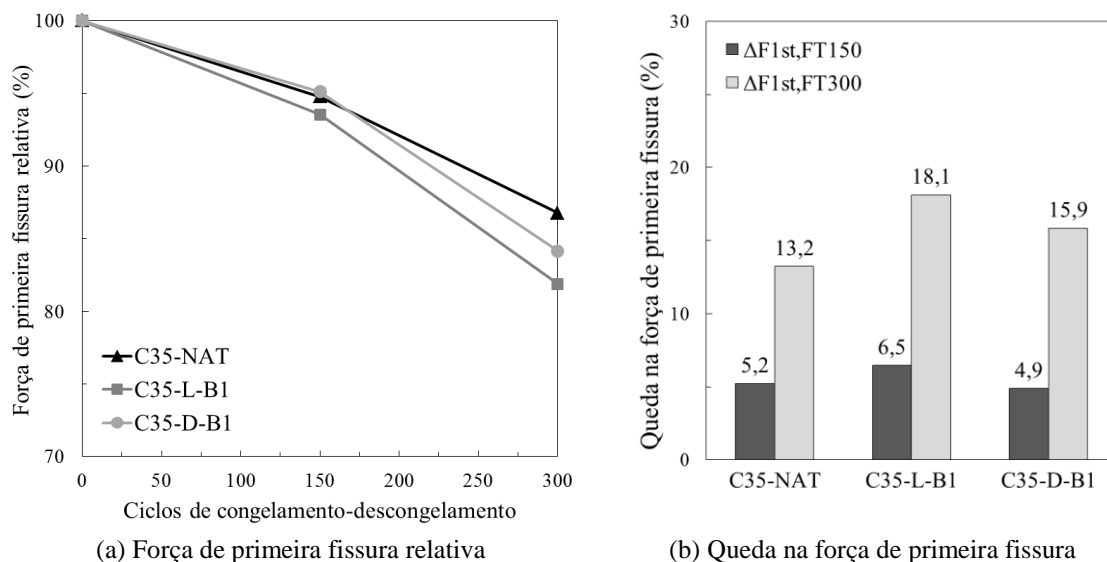


Figura 6.6 – Força de primeira fissura: relativa e queda

Os valores de força no momento de criação da primeira fissura ( $F_{1st}$ ) foram de 21,8-24,3 kN para as amostras degradadas por 150 ciclos, em comparação as amostras controle de 23,0-26,0 kN (Tabela 6.2). Estes resultados representam uma queda percentual similar para as três misturas de concreto, variando de 4,9% a 6,5%. Para 300 ciclos, as amostras degradadas diminuíram para 21,1-22,0 kN de força e as amostras referência atingiram 24,4-26,9 kN. Com isso, após 300 ciclos de congelamento-descongelamento, as misturas chegaram a quedas de 13,2% para C35-NAT, 15,9% para C35-D-B1 e 18,1% para C35-L-B1 (Figura 6.6b).

Portanto, para menores números de ciclos, os concretos reciclados se comportaram de forma similar a mistura natural (quedas aproximadas), porém, ao dar continuidade aos ciclos de congelamento-descongelamento, a mistura natural apresentou o melhor comportamento (menor queda). Ou seja, assim como foi observado para o módulo elástico de pré-fissuração, as taxas de queda de força de primeira fissura foram maiores para os concretos reciclados na segunda fase de ciclos, enquanto a mistura natural apresentou aproximadamente a mesma taxa até o número máximo de ciclos estudado (Figura 6.6a). Como a resistência de primeira fissura é governada pela matriz de cimento, pelo agregado e pela resistência das zonas de transição, para um menor nível de degradação, a maior porosidade dos ARCs não parece ter afetado a resistência total do compósito degradado. Porém, para maiores níveis de degradação, a presença de um agregado mais poroso causou uma maior redução na força do compósito degradado correspondente.

Dentro deste contexto, foi analisada a relação entre módulo de pré-fissuração e força de primeira fissura com a resistência à compressão do concreto (Figura 6.7 e Figura 6.8). Inicialmente, buscou-se entender a relação entre os valores absolutos destas propriedades: os gráficos mostram que um aumento na resistência à compressão causa um aumento nos valores de módulo de elasticidade pré-fissuração (Figura 6.7a) e de força primeira fissura (Figura 6.7b) no ensaio de *tension stiffening*. Esta observação, que já havia sido verificada para os resultados de tirantes aos 28 dias, se estende para os casos estudados neste subcapítulo, portanto este comportamento se mantém inclusive nos casos de amostras submetidas a processos de degradação. A relação de módulo-resistência (Figura 6.7a) apresentou um alto fator de correlação. Já para a força de primeira fissura do tirante, a relação (Figura 6.7b) apresenta uma maior dispersão dos resultados.

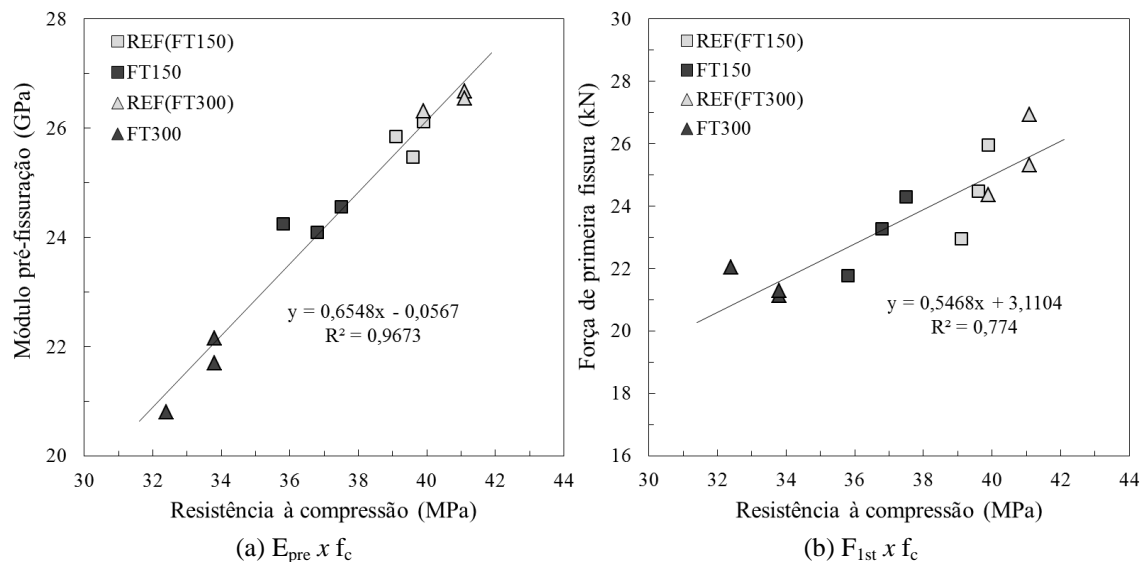


Figura 6.7 – Relação entre módulo pré-fissuração e força de 1ª fissura com a resistência à compressão

Em seguida, na Figura 6.8, buscou-se verificar se existia uma melhor relação para expressar estas propriedades, em que no lugar de considerar os valores absolutos, foram consideradas as suas quedas percentuais após degradação. Na Figura 6.8a, foi verificado um alto fator de correlação ( $R^2 = 0,98$ ) para uma relação linear entre as quedas no módulo pré-fissuração do compósito e na resistência à compressão do concreto quando submetidos a processos de degradação por ciclos de congelamento-descongelamento ( $\Delta E_{pre} = 1,1532 \cdot \Delta f_c - 2,2853$ ). Posteriormente, na Figura 6.8b, foi verificado um alto fator de correlação ( $R^2 = 0,99$ ) para uma relação linear entre as quedas no módulo pré-

fissuração do compósito e na força de primeira fissura do compósito quando submetido aos mesmos processos de degradação ( $\Delta F_{1st} = 0,7939 \cdot \Delta E_{pre} + 0,8807$ ).

Assim, os resultados da Figura 6.8 podem ser considerados otimistas: através do conhecimento da queda na resistência à compressão no concreto devido a processos de degradação, pode ser previsto com segurança o valor de queda no módulo de elasticidade de pré-fissuração do compósito e, conseqüentemente, o valor de queda na força de primeira fissura do compósito, sendo este comportamento independente do tipo de agregado e da origem do ARC.

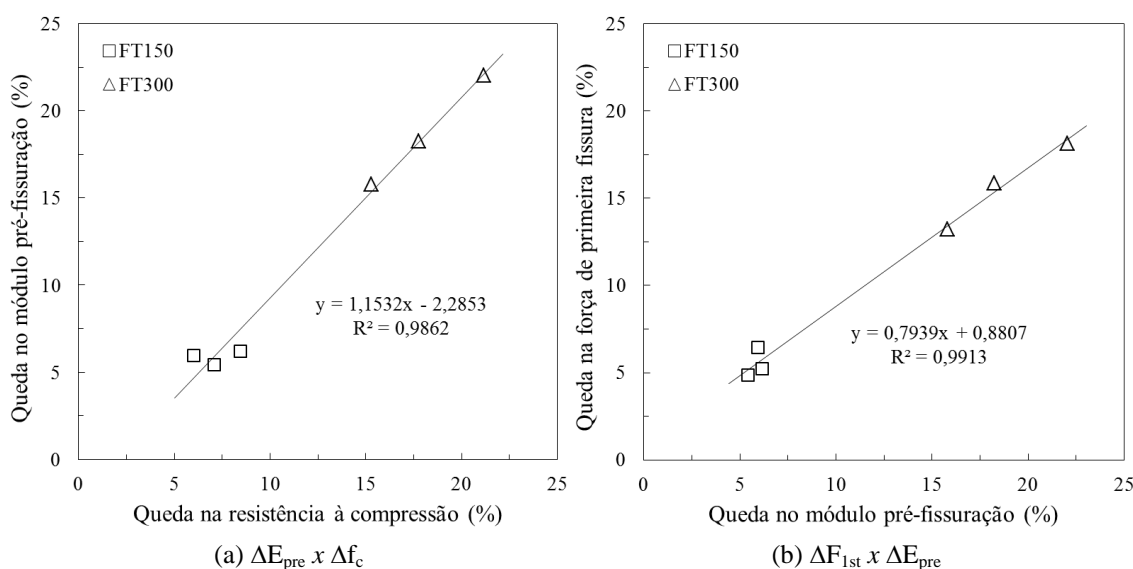


Figura 6.8 – Relação entre  $\Delta f_c$ ,  $\Delta E_{pre}$  e  $\Delta F_{1st}$

Com os resultados obtidos para as duas principais propriedades do compósito no ensaio de *tension stiffening* acima discutidas, buscou-se entender como as propriedades iniciais do concreto influenciam no desempenho do tirante após degradação por ciclos de congelamento-descongelamento, assim, foram avaliadas as influências do volume de argamassa total e da absorção total de água aos 28 dias (determinados anteriormente no Capítulo 3.3.2) nas variações obtidas após degradação para: módulo de elasticidade pré-fissuração e força de primeira fissura. A influência do volume de argamassa total é apresentada na Figura 6.9a-b e a influência da absorção total se encontra na Figura 6.9c-d. Em todos os gráficos, os resultados foram representados da seguinte forma: em cor preta a mistura natural e em branco as misturas que contêm ARC.

Os gráficos da Figura 6.9a-b mostram que até 150 ciclos não existe uma real influência do volume de argamassa total nas propriedades estruturais (com fatores de correlação

muito baixos). Porém, com o aumento do nível de degradação, após 300 ciclos, a influência do volume de argamassa total se torna bem mais evidente, com fatores de correlação bem mais altos:  $R^2 = 0,93$  para relação linear com  $\Delta E_{pre}$  e  $R^2 = 0,99$  para relação linear com  $\Delta F_{1st}$ . Portanto, para maiores graus de degradação por congelamento-descongelamento, com o aumento do volume de argamassa total ocorre: uma maior queda no módulo elástico de pré-fissuração do tirante (Figura 6.9a) e uma maior queda na força de primeira fissura do tirante (Figura 6.9b). Ou seja, após um maior número de ciclos, a mistura natural apresenta o melhor desempenho. Estes resultados (da Figura 6.9a-b) estão em coerência com o que foi discutido anteriormente no Capítulo 5, em que o mesmo comportamento ocorreu em relação às propriedades mecânicas do concreto (na Figura 5.21).

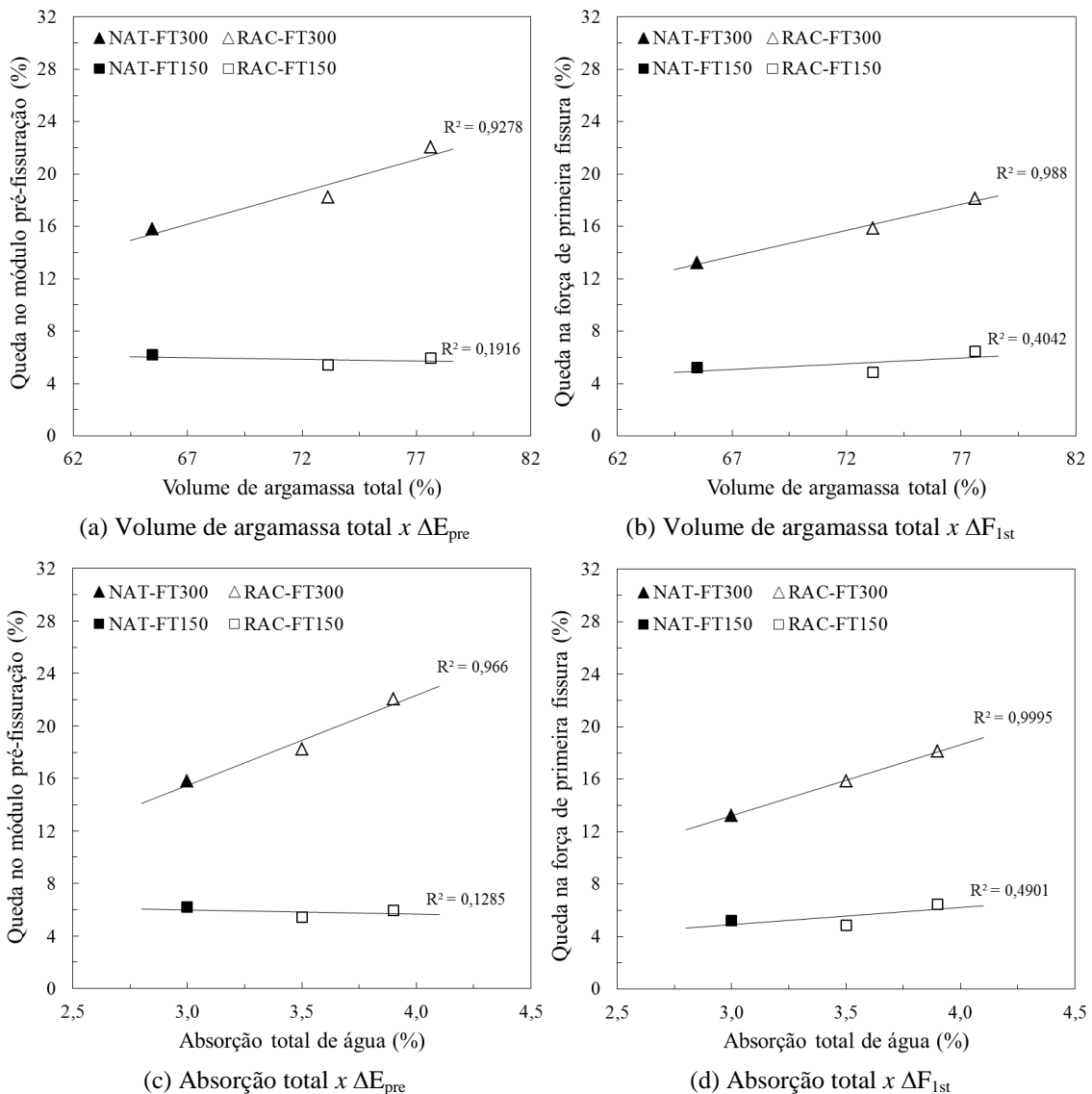


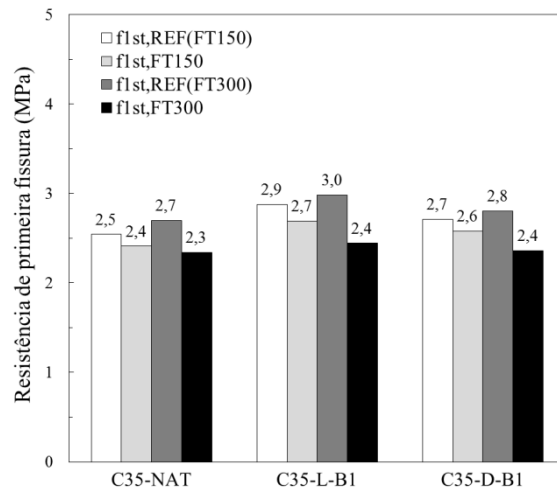
Figura 6.9 – Influência do volume de argamassa total e da absorção total nas propriedades após degradação por FT

Deste modo, independente da origem do agregado, a propriedade chave para compreensão dos efeitos dos ciclos é realmente o volume de argamassa total dentro do concreto produzido, e quanto maior a porcentagem desse volume de argamassa total na composição do concreto, maior o impacto que os ciclos vão causar nas propriedades estruturais da fase de pré-fissuração do compósito.

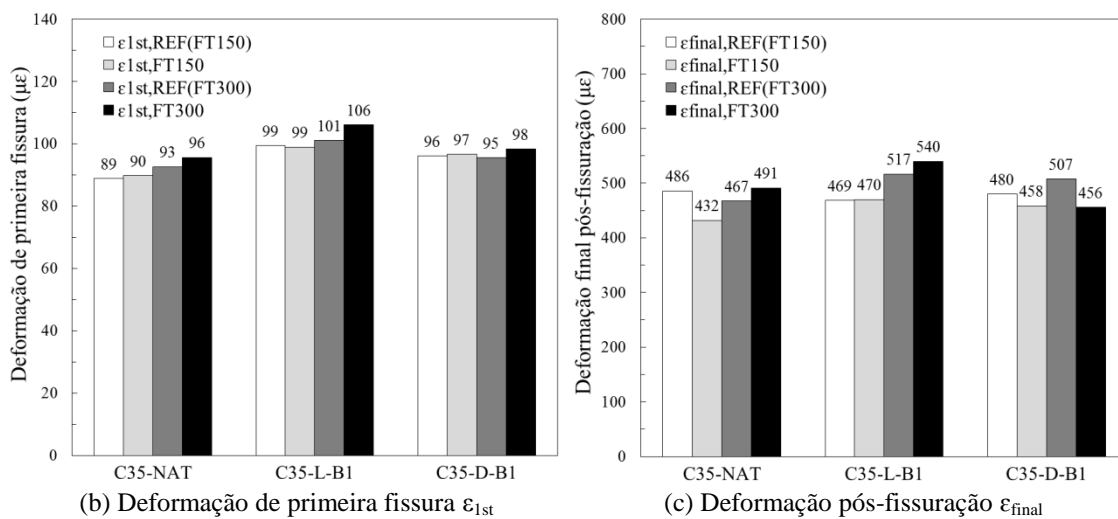
De maneira análoga, a influência da absorção total (Figura 6.9c-d) também não fica clara com os pontos obtidos para 150 ciclos, entretanto, após os 300 ciclos, as correlações se tornam mais evidentes. O concreto que apresenta uma maior absorção total ao início do ensaio, quando submetido a maiores graus de degradação por ciclos de congelamento-descongelamento, conseqüentemente também apresenta: uma maior queda no módulo elástico de pré-fissuração do tirante (Figura 6.9c) e uma maior queda na força de primeira fissura do tirante (Figura 6.9d). Assim sendo, os efeitos no elemento estrutural da degradação por ciclos de congelamento-descongelamento se tornam mais previsíveis ao considerar a absorção total inicial da matriz de concreto.

Outras propriedades obtidas no comportamento força-deformação no ensaio de *tension stiffening* são apresentadas na Figura 6.10: resistência de primeira fissura  $f_{1st}$ , deformação de primeira fissura  $\epsilon_{1st}$  e deformação final pós-fissuração  $\epsilon_{final}$ . A resistência de primeira fissura ( $f_{1st}$ ), que tem valores na escala de 2,3-3,0 MPa (Figura 6.10a), é determinada em função da força de primeira fissura, portanto, sua análise é equivalente a análise já anteriormente feita para força de primeira fissura. Os valores para deformação de primeira fissura ( $\epsilon_{1st}$ ) não sofreram variações com a evolução dos ciclos, com valores na escala de 89-106  $\mu\epsilon$  (Figura 6.10b). Os valores de deformação final pós-fissuração ( $\epsilon_{final}$ ) variam de 432  $\mu\epsilon$  a 540  $\mu\epsilon$  (Figura 6.10c), que indicam formação de fissuras ao longo de um patamar de aproximadamente 400  $\mu\epsilon$ , e não foi identificada uma relação entre a degradação e o valor de deformação ao final do processo de fissuração.

O módulo elástico pós-fissuração do compósito ( $E_{post}$ ) no ensaio de *tension stiffening* deve aproximar-se do módulo elástico do aço, com valor de  $E_r V_r = 2,69$  GPa para o caso do elemento estrutural em estudo (conforme explicado no Capítulo 4). Os elementos estudados neste capítulo chegaram a resultados de módulo de elasticidade de pós-fissuração de 2,5-2,8 GPa, que são valores bem próximos ao módulo do aço, conforme esperado. Portanto, esta é uma propriedade que não foi influenciada por processos de degradação.



(a) Resistência de primeira fissura  $f_{1st}$



(b) Deformação de primeira fissura  $\epsilon_{1st}$

(c) Deformação pós-fissuração  $\epsilon_{final}$

Figura 6.10 – Resultados das propriedades do compósito após degradação por FT

Por fim, os valores obtidos para força final de escoamento ( $F_{yield}$ ) foram de 67,0-67,3 kN e, considerando que o aço tem uma força de escoamento de 67 kN, os resultados experimentais indicam que o corpo-de-prova de tirante neste estágio é governado quase inteiramente pelo aço. Esta também é uma propriedade que não foi influenciada por processos de degradação.

#### b) Contribuição da matriz de concreto

O desempenho do concreto durante o ensaio no elemento estrutural foi avaliado a partir do cálculo da contribuição da matriz de concreto, que é isolada através da subtração entre os comportamentos do compósito e da barra de aço isolada (conforme explicado no Capítulo 4). A tensão de contribuição da matriz ao longo do ensaio é apresentada na Figura 6.11 e os gráficos confirmam, tanto para as amostras de referência como para as amostras degradadas por 150 e 300 ciclos, a tendência de comportamento esperada para

a matriz no ensaio de *tension stiffening*, conforme verificado anteriormente para os ensaios de 28 dias no Capítulo 4 (Figura 4.20).

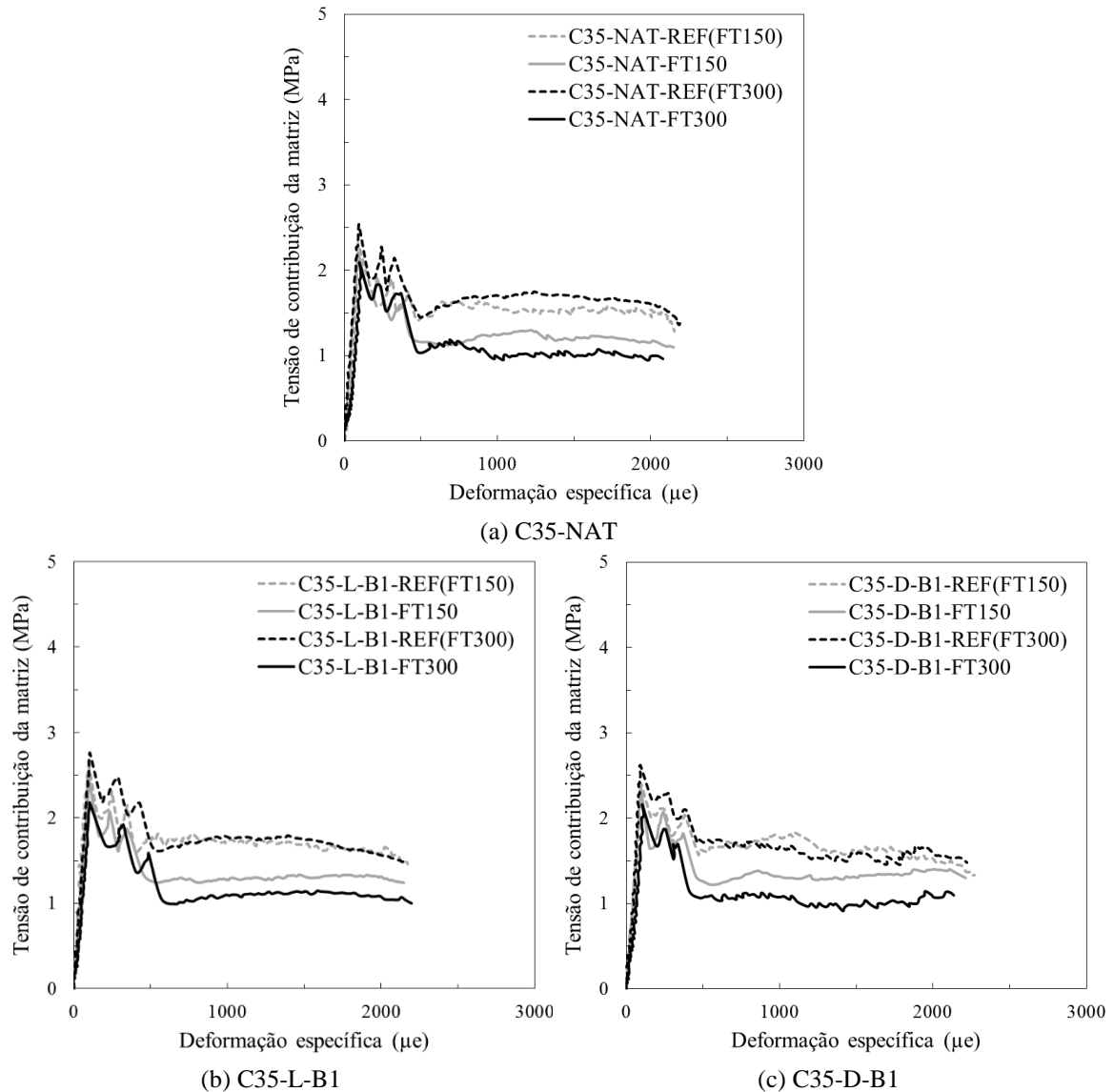


Figura 6.11 – Contribuição da matriz de concreto

Conforme esperado, os resultados mostram um melhor desempenho da REF(FT300) em relação a REF(FT150), principalmente na etapa de múltipla fissuração, e isto é explicado pela maior idade da REF(FT300). Após 150 ciclos de degradação, todas as misturas apresentaram redução no comportamento de tensão-deformação, tanto na etapa de múltipla fissuração como na etapa de pós-fissuração. Isto pode ser verificado ao comparar as curvas da REF(FT150) e da FT150, em que as curvas para FT150 se encontram abaixo das curvas para REF(FT150) em todas as misturas. Após 300 ciclos, o mesmo comportamento de redução do desempenho ocorre para todas as misturas, e pode ser verificado ao comparar as referências REF(FT300) com os resultados das



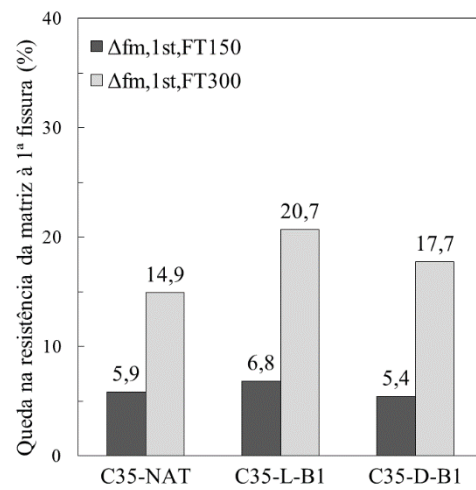
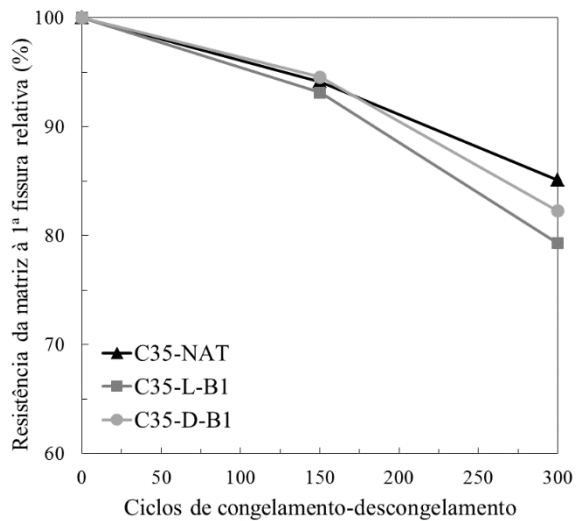
amostras degradadas por 300 ciclos (FT300). Os resultados das curvas de FT300 apresentam um pior comportamento de tensão em relação às amostras degradadas por 150 ciclos (FT150), uma vez que os elementos das curvas FT300 passaram por 150 ciclos a mais, ou seja, sofreram um maior grau de degradação.

Os principais valores indicativos sobre comportamento isolado da matriz são dois: a resistência da matriz à primeira fissura  $f_{m,1st}$  (máxima) e resistência da matriz final pós-fissuração  $f_{m,final}$ . Os resultados de resistência da matriz à primeira fissura  $f_{m,1st}$  (e seus coeficientes de variação) para as amostras degradadas e para suas respectivas referências estão apresentados na Tabela 6.3. O comportamento de resistência da matriz à primeira fissura relativa e o histograma dos valores totais de queda estão apresentados na Figura 6.12a e na Figura 6.12b, respectivamente.

Tabela 6.3 – Degradação por congelamento-descongelamento: Resistência da matriz à primeira fissura

Mistura	Resistência da matriz à primeira fissura					
	Referência (150 ciclos)	150 ciclos	Queda após 150 ciclos	Referência (300 ciclos)	300 ciclos	Queda após 300 ciclos
	$f_{m,1st,REF(FT150)}$ (MPa)	$f_{m,1st,FT150}$ (MPa)	$\Delta f_{m,1st,FT150}$ (%)	$f_{m,1st,REF(FT300)}$ (MPa)	$f_{m,1st,FT300}$ (MPa)	$\Delta f_{m,1st,FT300}$ (%)
<b>C35-NAT</b>	2,34 ( $\pm$ 1,8%)	2,20 ( $\pm$ 0,8%)	-5,9%	2,48 ( $\pm$ 1,7%)	2,11 ( $\pm$ 0,9%)	-14,9%
<b>C35-L-B1</b>	2,65 ( $\pm$ 0,9%)	2,46 ( $\pm$ 0,6%)	-6,8%	2,76 ( $\pm$ 0,4%)	2,19 ( $\pm$ 0,9%)	-20,7%
<b>C35-D-B1</b>	2,49 ( $\pm$ 2,4%)	2,35 ( $\pm$ 1,7%)	-5,4%	2,58 ( $\pm$ 1,0%)	2,12 ( $\pm$ 1,8%)	-17,7%

Após a primeira fase de ciclos (0-150), os concretos natural e reciclados apresentaram quedas percentuais na resistência máxima similares, variando de 5,4% a 6,8% (Figura 6.12b), com valores absolutos de resistência à primeira fissura de 2,20-2,46 MPa em relação as suas referências de 2,34-2,65 MPa (Tabela 6.3). Ao aumentar o nível de degradação, as taxas de queda dos concretos com ARCs aumentaram, como pode ser visto pela maior inclinação das retas dos concretos C35-L-B1 e C35-D-B1 na Figura 6.12a. O concreto natural apresentou taxa de queda similar para as duas fases de ciclos (Figura 6.12a) e, portanto, sua queda total após 300 ciclos foi a menor de todas, atingindo 14,9%. Os valores absolutos para resistência máxima das três misturas após 300 ciclos ficaram em 2,11-2,19 MPa em comparação as amostras controle com 2,48-2,76 MPa. E a maior queda percentual foi da mistura C35-L-B1 em 20,7%, seguida da mistura C35-D-B1 com 17,7% (Figura 6.12b).

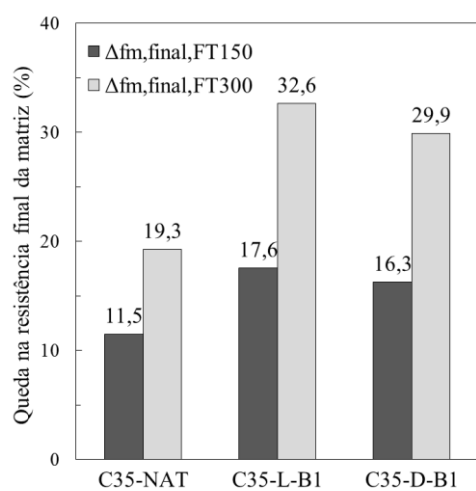
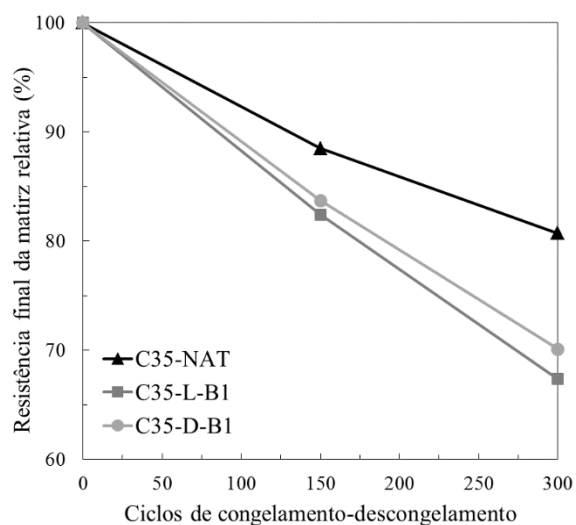


(a) Resistência da matriz à 1ª fissura relativa

(b) Queda na resistência da matriz à 1ª fissura

Figura 6.12 – Resistência da matriz à primeira fissura: relativa e queda

Após a criação da primeira fissura, o concreto passa pela fase de múltipla fissuração, porém com um rápido decréscimo da tensão de contribuição da matriz à medida que as cargas de tração são transferidas para o reforço (Figura 6.11). Concluída a fase de múltipla fissuração, começa o estágio determinado pelo alargamento das fissuras a uma tensão aproximadamente constante, que pode ser entendida como a tensão residual na matriz e as análises referentes a esta propriedade são apresentadas na Figura 6.13. A resistência da matriz final pós-fissuração ( $f_{m,final}$ ) para os concretos alcançaram, após 150 ciclos, resultados de 1,24 a 1,29 MPa para amostras degradadas e 1,40 a 1,57 MPa para amostras controle. Após 300 ciclos, os resultados são de 1,07 a 1,13 MPa para amostras degradadas e 1,40 a 1,61 MPa para amostras controle.



(a) Resistência final da matriz relativa

(b) Queda na resistência final da matriz

Figura 6.13 – Resistência final da matriz pós-fissuração: relativa e queda

O melhor desempenho do concreto natural se torna evidente na observação da Figura 6.13a. As quedas de resistência da matriz pós-fissuração são de 16,3% e 17,6% para os concretos reciclados (C35-D-B1 e C35-L-B1, respectivamente) após 150 ciclos, em comparação a uma menor queda de 11,5% do concreto natural (Figura 6.13b). Após 300 ciclos, as quedas dos reciclados sobem para 29,9% para C35-D-B1 e 32,6% para C35-L-B1, e o concreto natural atinge um valor bem menor de 19,3% (Figura 6.13b). De todas as propriedades estruturais avaliadas no ensaio de *tension stiffening*, a tensão residual no concreto fissurado é a que sofreu as maiores quedas percentuais devido aos processos de degradação. Acredita-se que isso ocorre devido a maior propensão dos concretos à fissuração durante o ensaio por causa de uma estrutura interna já previamente mais fragmentada pelo ataque dos ciclos repetidos de congelamento e descongelamento. Assim, esta inicial micro fissuração impulsiona uma maior queda na capacidade de resistir tensões do concreto quando já fissurado na fase final do ensaio.

Uma análise entre estas duas propriedades da matriz isolada durante o ensaio estrutural em relação à resistência à compressão do concreto foi realizada na Figura 6.14.

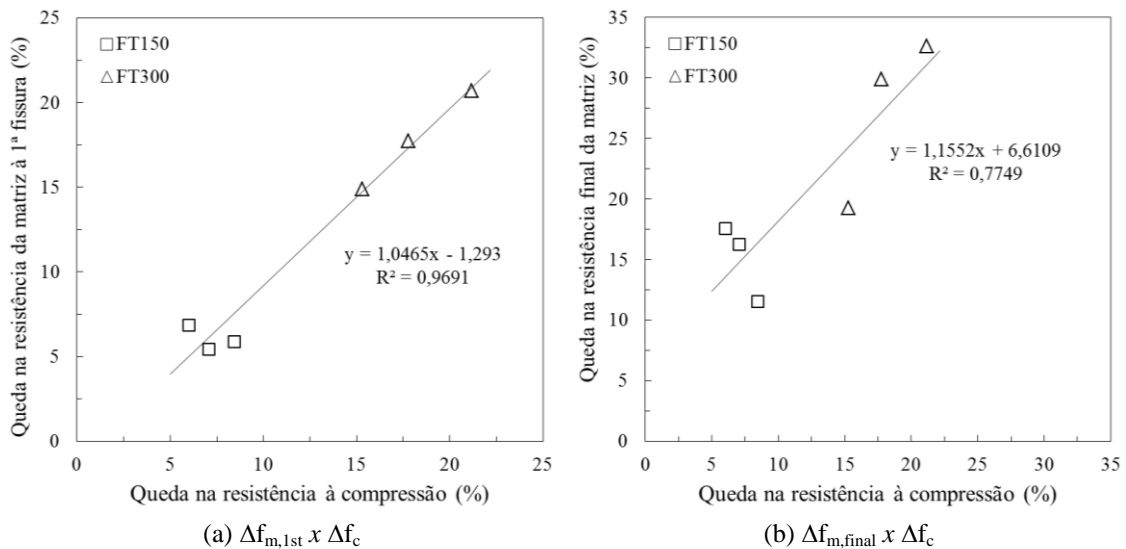


Figura 6.14 – Relação entre  $\Delta f_c$ ,  $\Delta f_{m,1st}$  e  $\Delta f_{m,final}$

Na Figura 6.14a, foi obtido um alto fator de correlação ( $R^2 = 0,97$ ) para uma reta entre a queda na resistência à compressão  $\Delta f_c$  e a queda na resistência máxima da matriz à primeira fissura  $\Delta f_{m,1st}$  ( $\Delta f_{m,1st} = 1,0465 \cdot \Delta f_c - 1,293$ ). Esta relação se mostra mais evidenciada para maiores graus de degradação. Portanto, com o conhecimento do impacto da degradação por ciclos de congelamento-descongelamento na resistência à compressão do concreto é possível prever o impacto na resistência deste mesmo

concreto à primeira fissura quando ele faz parte de um compósito (para os casos estudados neste capítulo). Na Figura 6.14b, apesar de ter sido traçada para uma reta entre a queda na resistência à compressão  $\Delta f_c$  e a queda na resistência residual da matriz pós-fissuração  $\Delta f_{m,final}$ , os resultados se mostraram mais dispersos e o fator de correlação é mais baixo ( $R^2 = 0,77$ ). Portanto, não fica claro como realizar uma previsão para a tensão residual da matriz em função da resistência à compressão do concreto.

Com os resultados obtidos para as duas propriedades da matriz isolada acima discutidas, resistência da matriz à primeira fissura e resistência da matriz final pós-fissuração, foram avaliadas a influência do volume de argamassa total na Figura 6.15a-b e a influência da absorção total de água aos 28 dias na Figura 6.15c-d. Os resultados foram representados: em cor preta a mistura natural e em branco as que contêm ARC.

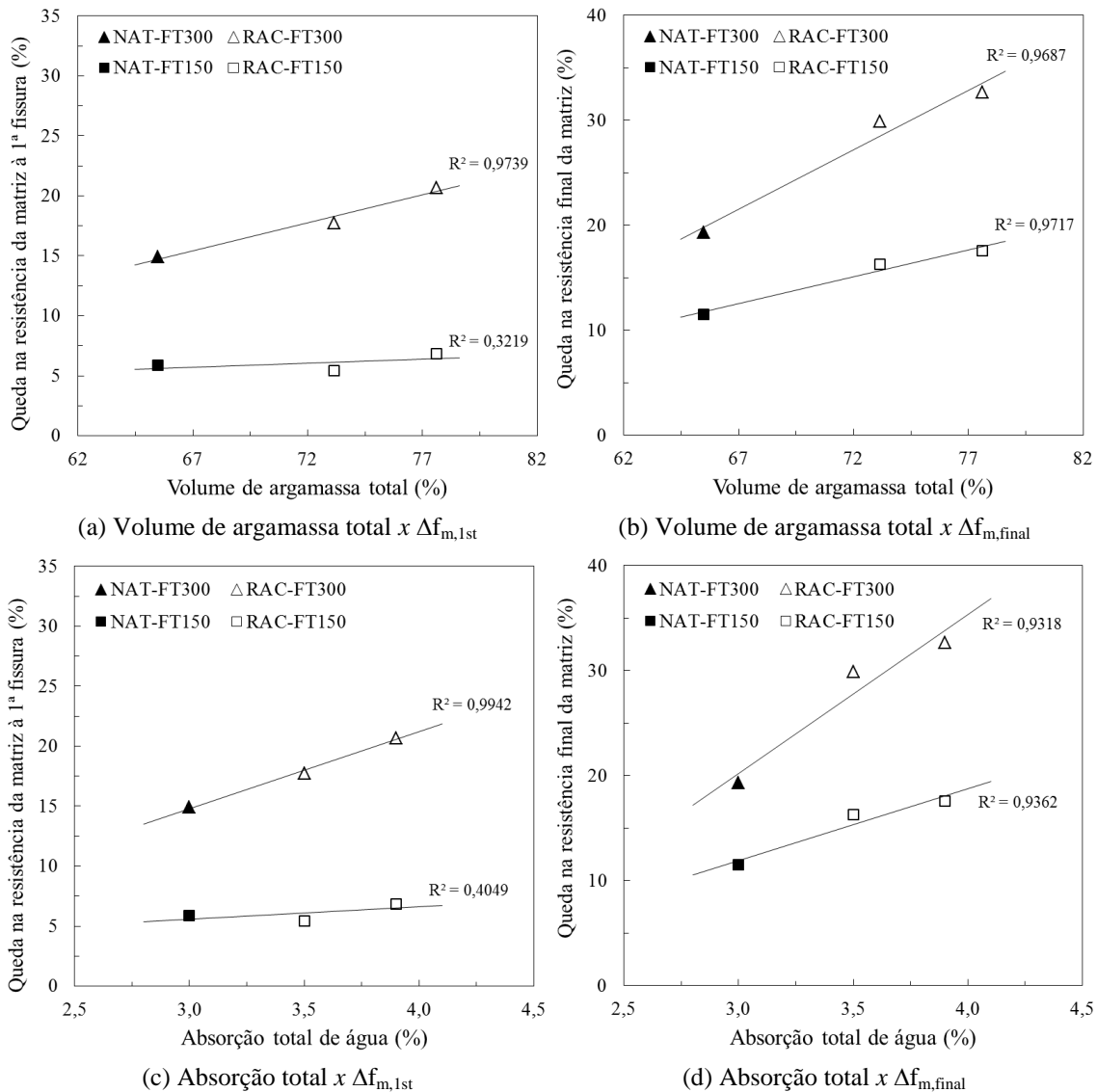


Figura 6.15 – Influência do volume de argamassa total e da absorção total nas propriedades após degradação por FT

Com base no gráfico da Figura 6.15a, a linha de tendência para os resultados referentes a 150 ciclos (FT150) não permite conclusão sobre a influência do volume de argamassa total na resistência máxima da matriz, porém, a linha de tendência dos pontos para degradação por 300 ciclos (FT300) indica uma influência muito evidente desta propriedade do concreto (alto fator de correlação). Já para a tensão residual final da matriz fissurada na Figura 6.15b, a influência do volume de argamassa total é claro para os dois graus de degradação (altos fatores de correlação). Portanto, após maiores números de ciclos de congelamento-descongelamento, com o aumento do volume de argamassa total no concreto ocorre: uma maior queda na resistência da matriz à primeira fissura (Figura 6.15a) e uma maior queda na resistência da matriz final pós-fissuração (Figura 6.15b).

A análise da influência da absorção total de água dos concretos é feita de forma análoga, em que é possível identificar na Figura 6.15c-d que existem excelentes correlações entre esta propriedade do concreto aos 28 dias (antes dos ciclos) e as quedas nas duas propriedades estruturais após os processos de degradação. O concreto que apresenta uma maior absorção total ao início do ensaio, quando submetido a ciclos de congelamento-descongelamento, conseqüentemente também apresenta: uma maior queda na resistência da matriz à primeira fissura (Figura 6.15c) e uma maior queda na resistência da matriz final pós-fissuração (Figura 6.15d).

Concluindo, os efeitos da degradação por ciclos de congelamento-descongelamento nas propriedades estruturais de um compósito se tornam mais previsíveis ao considerar a absorção total inicial do concreto e a porcentagem de volume de argamassa total na sua composição. Pois quanto maior estas propriedades, maior o impacto que os ciclos vão causar nas propriedades estruturais.

#### c) Previsão da deformação do compósito pelo *fib* Model Code 2010

Conforme explicado anteriormente no Capítulo 4, o *fib* Model Code 2010 propõe uma previsão dos valores de evolução da deformação do compósito, através de uma interpolação entre dois estágios opostos de fissuração, sendo o primeiro o estágio não fissurado (em que o elemento se encontra inteiro) e o segundo o estágio totalmente fissurado. Com o passo a passo desenvolvido para utilização do modelo para os ensaios realizados neste trabalho, apresentado no subcapítulo “4.3.4 - Previsão da Deformação do Compósito pelo *Fib* Model Code 2010”, os comportamentos previstos através dos

cálculos pelo *fib* Model Code 2010 para as amostras degradadas por 150 e 300 ciclos de congelamento-descongelamento são apresentados na Figura 6.16.

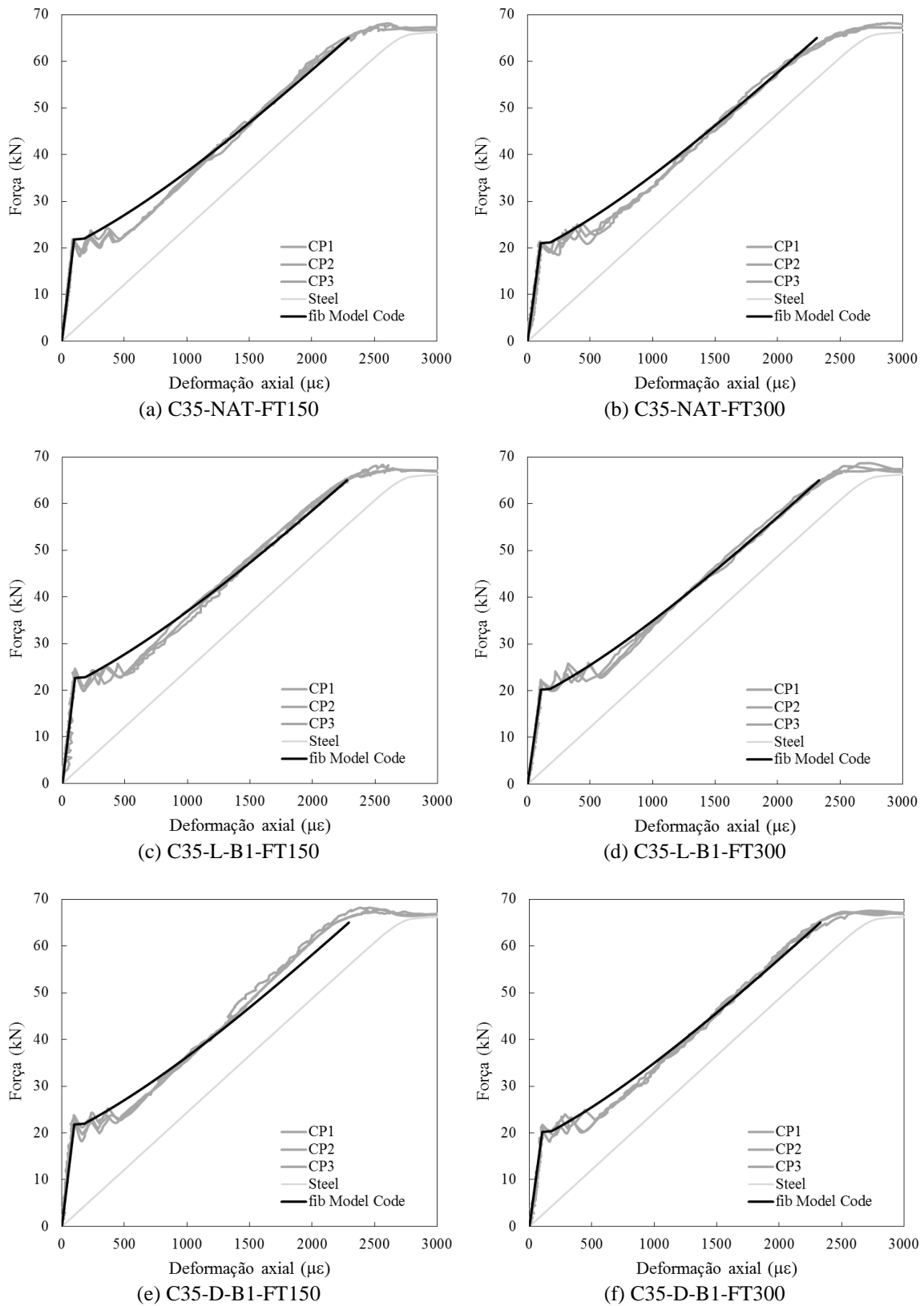


Figura 6.16 – Comportamento previsto pelo *fib* Model Code 2010, para as amostras degradadas por FT

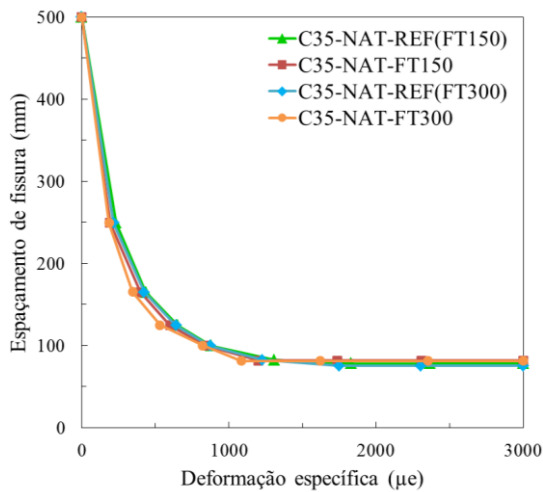
Para as amostras submetidas a 150 e 300 ciclos de congelamento-descongelamento, a previsão realizada com base no *fib* Model Code 2010 se apresentou consistente com os dados experimentais. Em relação ao módulo de elasticidade inicial do compósito, a previsão foi adequada para todas as curvas analisadas. Sobre o valor de força de primeira fissura, a melhor previsão ocorreu para a mistura natural para os dois níveis de degradação, ou seja, C35-NAT-FT150 e C35-NAT-FT300 (Figura 6.16a-b) e, para as misturas recicladas, a previsão de força do início da fase de múltipla fissuração levemente subestimou os dados experimentais para os dois níveis de degradação (Figura 6.16c-f). Em relação ao módulo de elasticidade final, a previsão foi adequada para todas as curvas analisadas, sendo razoavelmente diferente da curva experimental apenas para a C35-D-B1-FT150.

Portanto, a evolução da deformação calculada do estágio não fissurado para o estágio fissurado para os compósitos degradados se mostrou em conformidade com os resultados obtidos experimentalmente. Dentro deste contexto, podemos concluir que o passo a passo apresentado para uso das Equações (4.21) e (4.22) do *fib* Model Code 2010, que teve sua eficácia comprovada para os casos de ensaios de *tension stiffening* aos 28 dias em concretos naturais e reciclados no Capítulo 4, também apresenta uma excelente previsão do comportamento destes compósitos quando submetidos a diferentes graus de degradação por ciclos repetitivos de congelamento e descongelamento.

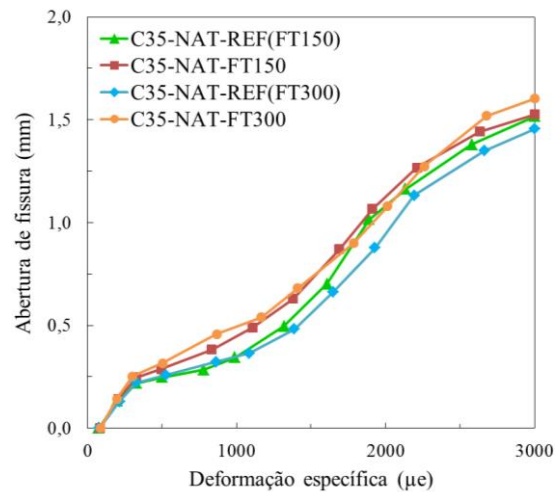
#### d) Processo de múltipla fissuração

O processo de fissuração transversal típico no ensaio de *tension stiffening* para as amostras degradadas foi idêntico ao observado para as amostras da classe de resistência normal aos 28 dias (apresentado na Figura 4.16), com um padrão típico de quatro a cinco fissuras. Este padrão de fissuração se encontra em concordância com as discontinuidades de força registradas na fase de múltipla fissuração observadas na Figura 6.3. Foi verificado que a presença de ARCs não interfere nos padrões de fissuração de concretos submetidos a processos de degradação por congelamento-descongelamento.

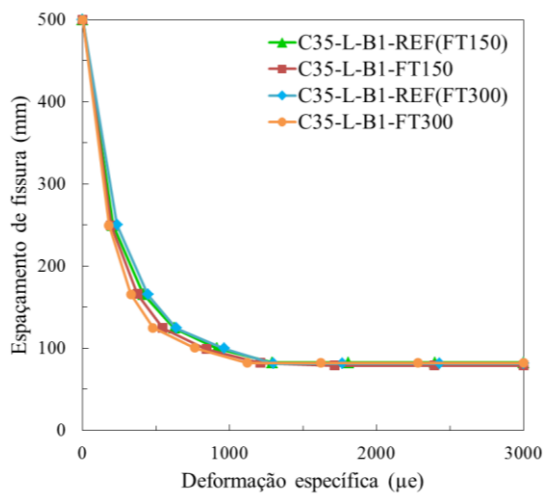
A sequência de fissuração ao longo do ensaio em relação aos comportamentos de espaçamento médio entre fissuras (*crack spacing*) e de abertura média de fissura (*crack width*) são mostrados na Figura 6.17.



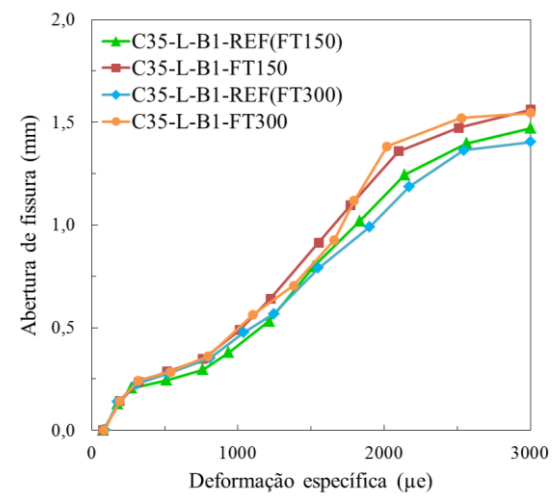
(a) C35-NAT: espaçamento



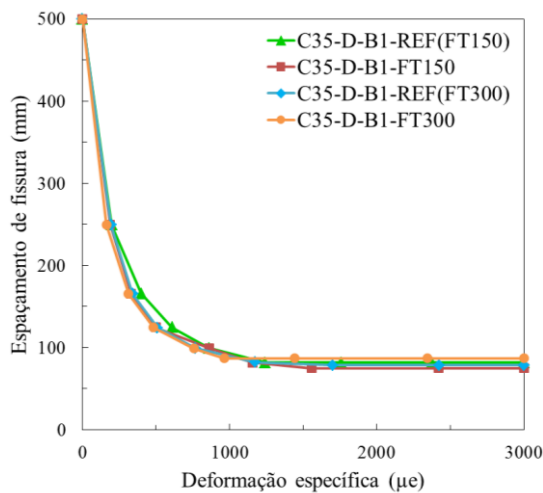
(b) C35-NAT: abertura



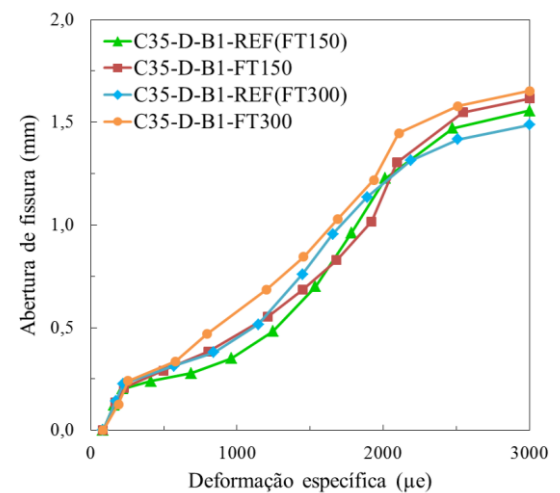
(c) C35-L-B1: espaçamento



(d) C35-L-B1: abertura



(e) C35-D-B1: espaçamento



(f) C35-D-B1: abertura

Figura 6.17 – Espaçamento de fissura (*crack spacing*) e abertura de fissura (*crack width*)

Conforme esperado pelo comportamento de espaçamento já obtido nos ensaios de 28 dias de idade (Capítulo 4), o espaçamento médio de fissura (média entre cinco leituras) das amostras deste capítulo diminuiu com o aumento da deformação ao longo do ensaio,



e isto ocorre devido ao surgimento contínuo de novas fissuras (Figura 6.17a,c,e). Quando as fissuras atingem um número final (a partir do qual não serão criadas novas fissuras), o espaçamento entre fissuras se estabiliza em um valor constante. A partir deste momento, ocorre apenas o aumento da abertura de fissuras já existentes. Os resultados mostram que o comportamento de espaçamento foi similar para as amostras referência e amostras degradadas para 150 e 300 ciclos, para as três misturas de concreto em análise. Os valores de espaçamento final são todos semelhantes entre si, em que os valores variam dentro do intervalo de 75 a 87 mm. Ao observar em detalhes, pode-se comentar que, nas três misturas, as curvas das amostras submetidas a 300 ciclos de congelamento-descongelamento se encontram levemente abaixo das demais na fase de múltipla fissuração, indicando que para estas amostras as fissuras abrem em menores valores de deformação. Porém, esta diferença é extremamente sutil. Sobre a presença de ARCs, não foi identificado nenhuma influência do agregado neste comportamento.

Conforme esperado pelo comportamento de abertura de fissuras já obtido nos ensaios de 28 dias de idade (Capítulo 4), a abertura média de fissura (média entre dez leituras) também aumenta ao longo do aumento da deformação no ensaio das amostras do presente capítulo (Figura 6.17b,d,f). Nos gráficos, pode-se reparar que os comportamentos de abertura para a mistura natural são mais similares entre si (Figura 6.17b) do que as curvas das misturas recicladas (Figura 6.17d,f), que apresentam uma maior dispersão dos resultados. Considerando as três misturas, as aberturas de fissura (com base na deformação de 3000  $\mu\epsilon$ ) das amostras degradadas variaram em um intervalo de 1,526 a 1,652 mm e das amostras controle variaram entre 1,404 e 1,556 mm. No geral, as maiores aberturas ao longo do ensaio foram verificadas para as amostras submetidas a 300 ciclos de degradação.

#### e) Modelagem do ensaio de *tension stiffening*

A modelagem dos resultados experimentais do comportamento de *tension stiffening* dos elementos deste estudo foi realizada conforme previamente explicado no subcapítulo “4.1.3 - Modelagem de Tension Stiffening para Concreto Reciclado”. As comparações entre os resultados experimentais e a modelagem para os comportamentos de força, espaçamento de fissura e tensão de contribuição da matriz em função da deformação axial se encontram na Figura 6.18 e na Figura 6.19 para os espécimes submetidos a 150 e 300 ciclos de congelamento-descongelamento, respectivamente.

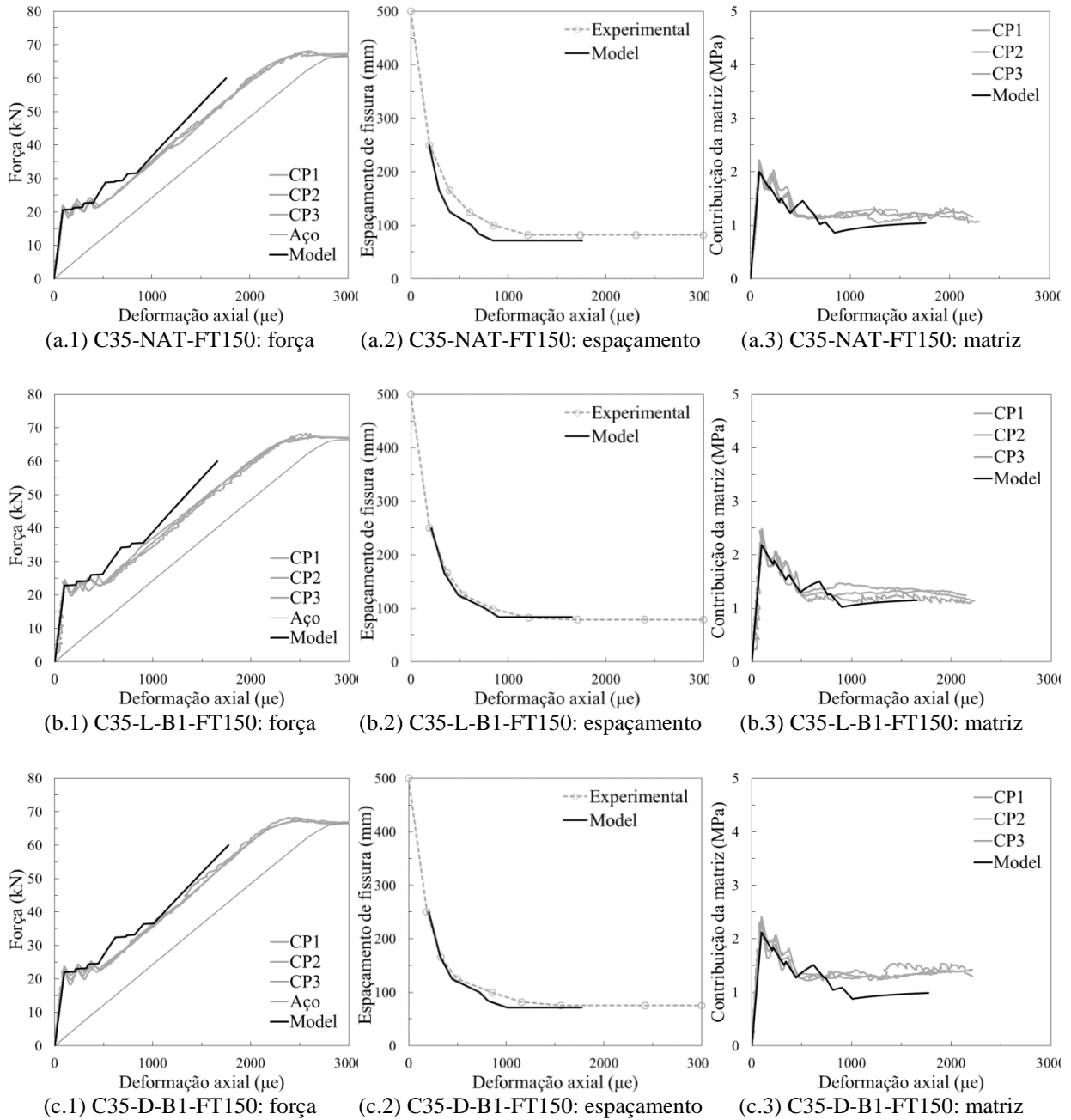


Figura 6.18 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para FT150

Em relação ao comportamento de força-deformação (Figura 6.18 (a.1, b.1 e c.1) e Figura 6.19 (a.1, b.1 e c.1)), a modelagem conseguiu simular as respostas experimentais nos três principais estágios: elástico linear, múltipla fissuração e alargamento das fissuras. A melhor simulação ocorreu para o estágio elástico linear, com valores consistentes de módulo de pré-fissuração e força de primeira fissura em todos os gráficos obtidos. Para o segundo estágio, de múltipla fissuração, a modelagem apresentou um patamar de fissuração mais longo que o verificado experimentalmente, porém o mesmo ocorreu para as amostras de 28 dias da classe C35 no Capítulo 4, não

sendo então uma característica que pode ser associada somente a amostras de degradação. No terceiro estágio, de alargamento das fissuras, a simulação apresentou uma inclinação (um pouco) maior que a inclinação dos resultados experimentais e, além disso, também foi identificada uma maior diferença (maior distância) entre a curva experimental e a simulação para o maior grau de degradação (300 ciclos).

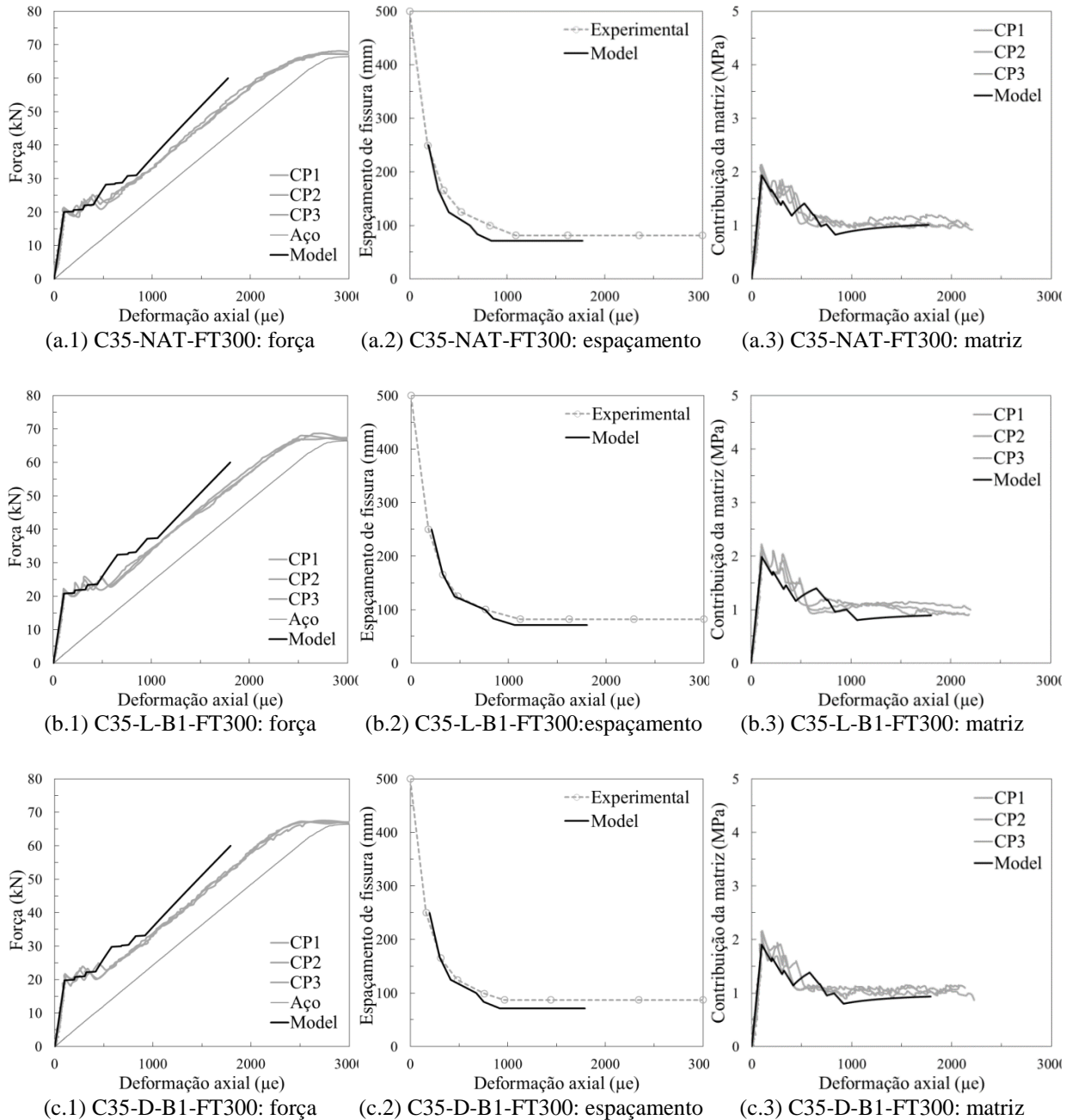


Figura 6.19 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para FT300

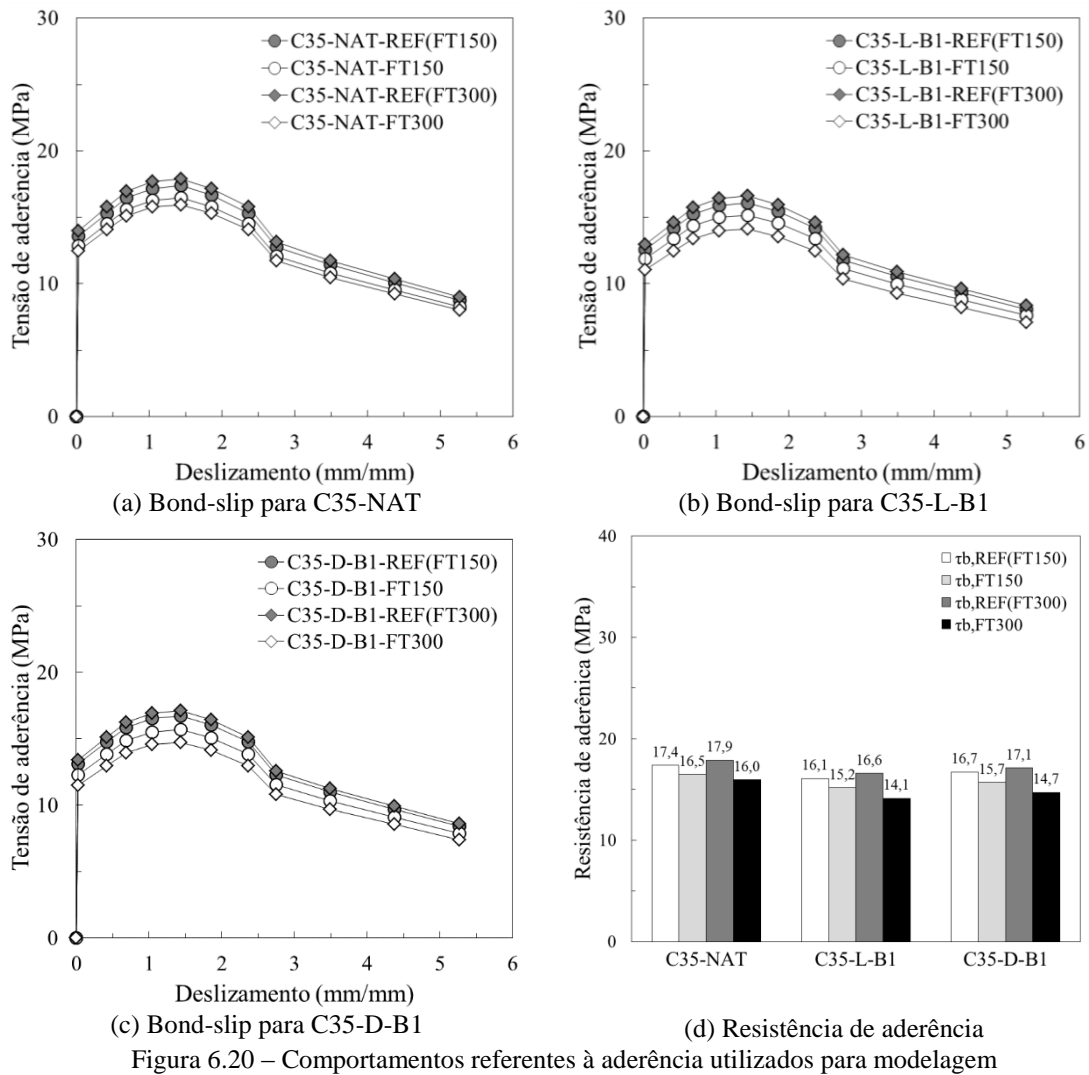
Com foco no espaçamento de fissura (Figura 6.18 (a.2, b.2 e c.2) e Figura 6.19 (a.2, b.2 e c.2)), as respostas da modelagem para espaçamento-deformação refletem muito bem o comportamento experimental obtido para os dois níveis de degradação, principalmente

para os concretos reciclados, C35-L-B1 e C35-D-B1. Apesar de sutil, a diferença é que para a mistura C35-NAT as fissuras abriram em maiores valores de deformação do que esperado pela simulação para os dois números de ciclos.

Por último, para a contribuição de tensão da matriz de concreto (Figura 6.18 (a.3, b.3 e c.3) e Figura 6.19 (a.3, b.3 e c.3)), o modelo analítico foi capaz de fazer uma boa previsão do comportamento real do concreto isolado. Para 150 e 300 ciclos, gráficos da modelagem subestimaram a tensão máxima (pico) em todas as misturas, porém com uma pequena diferença apenas (o mesmo foi observado para as curvas de 28 dias no Capítulo 4). No estágio de múltipla fissuração, o modelo demarca o comportamento tensão-deformação por baixo, ou seja, pelos valores mínimos da curva experimental. E ao atingir o valor de tensão residual constante, a simulação se mostra consistente com os resultados experimentais, com exceção da C35-D-B1-FT150 em que os resultados experimentais se situaram acima dos valores previstos pelo modelo.

Portanto, com uma visão geral dos resultados, o comportamento estrutural após processos de degradação por ciclos de congelamento-descongelamento de concretos de resistência normal produzidos com ARCs pode ser simulado por este modelo analítico de forma confiável, em relação à resposta de força do compósito, de espaçamento de fissura e de tensão na matriz, considerando os níveis de degradação avaliados neste estudo. Com uma visão mais crítica, poderiam ser realizadas modificações no modelo para que o terceiro estágio da resposta de força-deformação do compósito (entende-se, estágio de alargamento das fissuras) melhor simulasse os resultados experimentais obtidos para casos de compósitos submetidos a condições de degradação.

Os modelos de aderência-deslizamento (*bond-slip*) e os valores de resistência de aderência usados para as simulações acima, inclusive para as simulações das amostras de controle, estão ilustrados na Figura 6.20. Os valores de resistência de aderência aço-concreto após 150 e 300 ciclos para a mistura natural C35-NAT foram de 16,5 MPa e 16,0 MPa (com suas respectivas referências de 17,4 MPa e 17,9 MPa). Valores de 15,2 MPa e 14,1 MPa foram usados para prever as respostas das amostras C35-L-B1 após 150 e 300 ciclos (e valores de 16,1 MPa e 16,6 MPa foram empregados para suas referências, respectivamente). Finalmente, a mistura C35-D-B1 foi representada por 15,7 MPa para 150 ciclos e 14,7 MPa para 300 ciclos (em comparação aos valores de 16,7 MPa e 17,1 MPa para as amostras de controle). Assim, os menores valores absolutos para esta propriedade foram empregados para o concreto C35-L-B1.



Com estes valores absolutos alcançados por meio da modelagem, foi possível avaliar o comportamento de resistência de aderência relativa e as quedas totais, expostos na Figura 6.21. Até 150 ciclos de congelamento e descongelamento, a mistura natural e as misturas recicladas aparentam se comportar da mesma forma, atingindo valores de queda similares de 5,2% a 6,2% (Figura 6.21b) e taxas de queda praticamente iguais (Figura 6.21a). Entretanto, ao aumentar o grau de degradação até 300 ciclos, a taxa de queda na aderência aumenta para os concretos reciclados, enquanto a mistura natural mantém a mesma taxa. Conseqüentemente, finalizados os 300 ciclos, a C35-NAT foi representada por uma menor queda de 10,9%, enquanto o concreto produzido com o ARC de resíduo de demolição chegou a 14,0% e o concreto produzido com o ARC de laboratório chegou a maior queda de 14,8%. Deste modo, a presença de ARCs provoca uma pequena diferença nas quedas na resistência de aderência de concretos submetidos a maiores níveis de degradação.

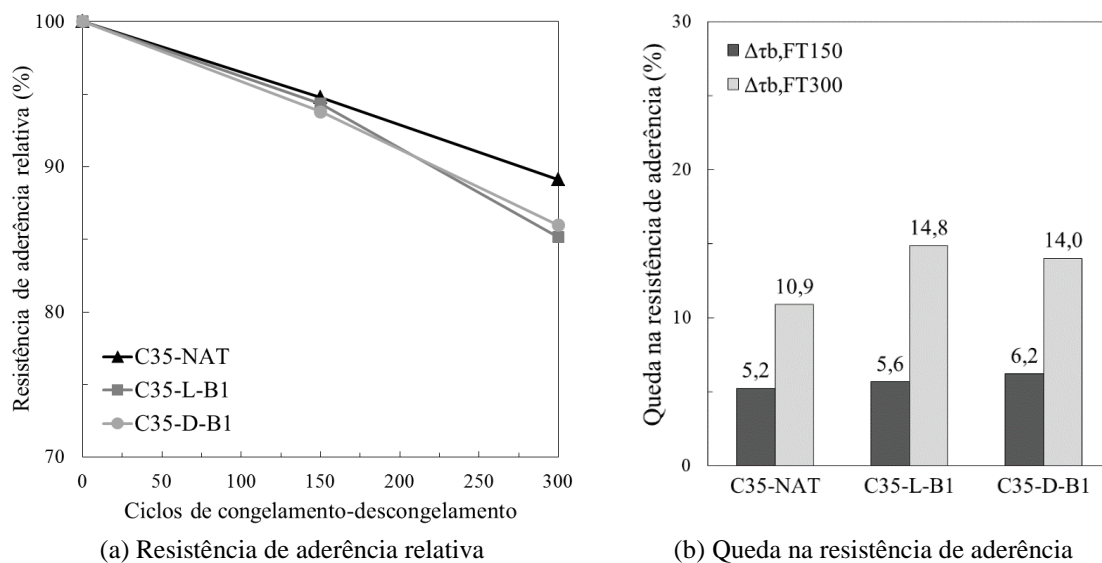


Figura 6.21 – Resistência de aderência: relativa e queda

Visando compreender este impacto da presença do ARC no desempenho de aderência do concreto reciclado armado, foram analisadas, na Figura 6.22, as influências do volume de argamassa total presente na composição do concreto e da absorção total de água. Em consistência com os resultados já previamente comentados, para degradação por 150 ciclos, não foram identificadas correlações satisfatórias. Para maior nível de degradação, os resultados de queda na aderência mostraram uma relação linear com fator de  $R^2 = 0,97$  em relação ao volume de argamassa total dentro da mistura (Figura 6.22a). Em relação à absorção total, o fator foi de  $R^2 = 0,93$  (Figura 6.22b).

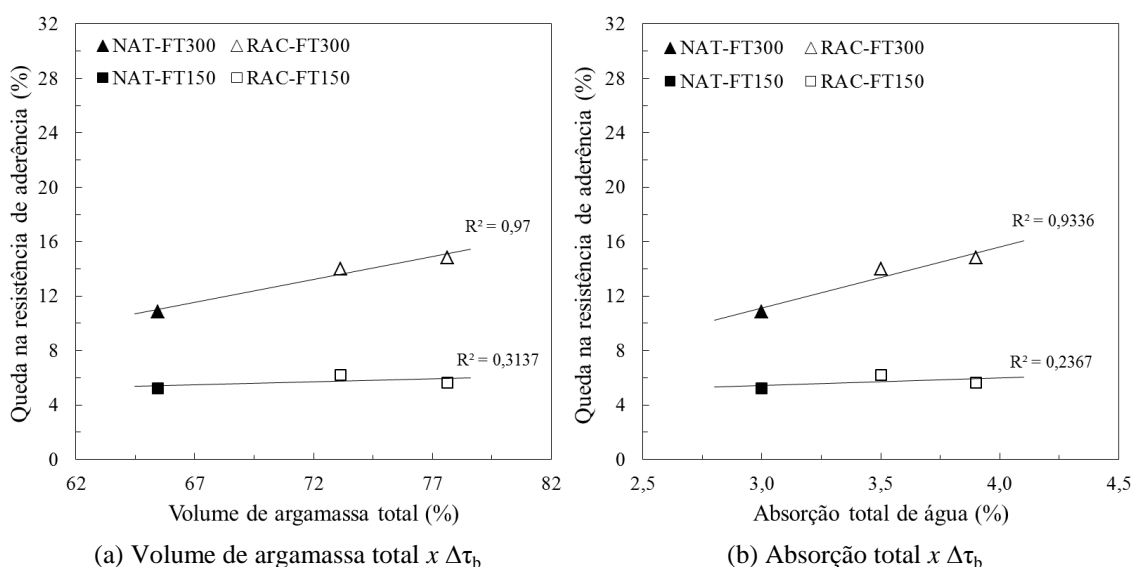


Figura 6.22 – Influência do volume de argamassa total e da absorção total na aderência

Portanto, após um maior número de ciclos de congelamento-descongelamento, para um maior valor de volume de argamassa total na mistura de concreto (consequentemente,

também uma maior capacidade de absorção de água do concreto) ocorre uma maior queda na resistência de aderência do concreto armado. Os resultados podem ser considerados otimistas, porém, como a reta foi traçada considerando três pontos, seria interessante uma representação de mais pontos para real confirmação desse comportamento.

Este contexto pode ser explicado pela forte correlação existente entre a resistência à compressão do concreto e a resistência de aderência aço-concreto correspondente, já verificada para casos de concretos não degradados neste trabalho (Figura 4.28). Ou seja, se a resistência de aderência é diretamente relacionada com a resistência à compressão e foram verificadas quedas na resistência à compressão das misturas em estudo após degradação (Figura 5.12), era esperado que também ocorressem quedas na resistência de aderência para as mesmas condições. Portanto, considerando os resultados obtidos para resistência à compressão dos concretos degradados, a Figura 6.23a ilustra que a relação entre os valores absolutos para compressão e aderência das amostras de concreto, tanto degradadas como de controle, é bem representada pelo *fib* Bulletin 10. Já a Figura 6.23b, reforça que existe uma alta relação entre as quedas nas duas propriedades após os ciclos ( $\Delta\tau_b = 0,676 \cdot \Delta f_c + 0,9333$ ), sendo esta correlação mais evidente para maior nível de degradação. A inclinação da reta indica que as quedas na aderência aço-concreto são menores do que as quedas na resistência à compressão. Concluindo, o impacto causado por ciclos de congelamento e descongelamento na aderência aço-concreto de compósitos produzidos com concreto reciclado poderia ser avaliado ao considerar o impacto no desempenho mecânico dos concretos à compressão.

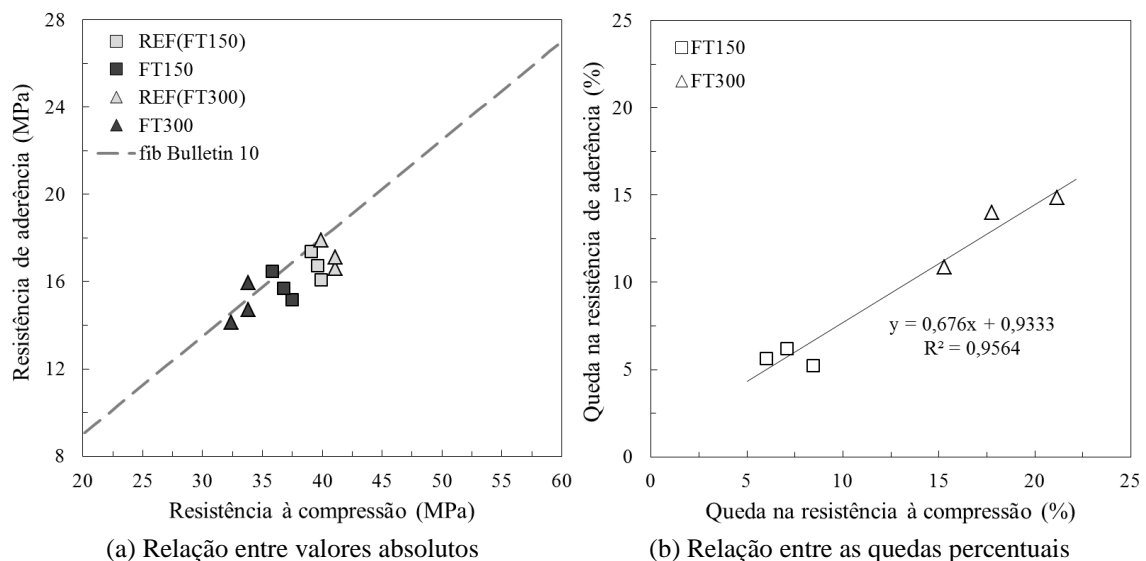


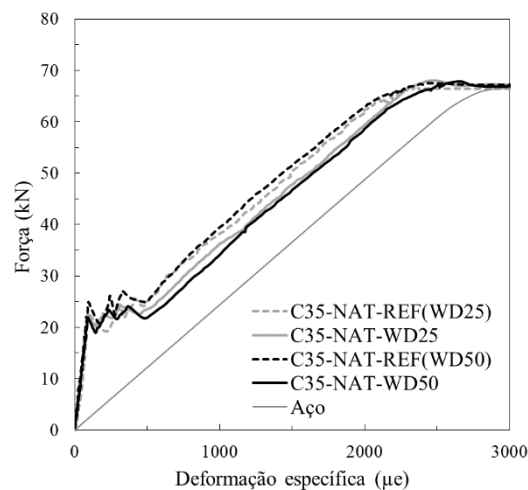
Figura 6.23 – Relação entre resistência de aderência e resistência à compressão após degradação por FT

### 6.3.2 DEGRADAÇÃO POR PROCESSOS DE MOLHAGEM-SECAGEM

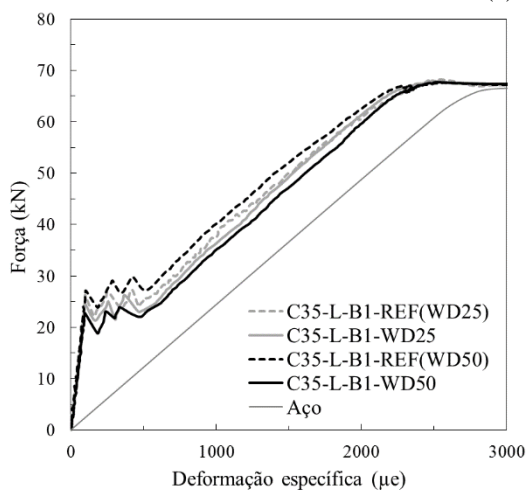
Neste segundo subcapítulo, ao todo foram ensaiados 36 corpos de prova de compósitos de aço-concreto, com três exemplares para cada teste nas três misturas de concreto (C35-NAT, C35-L-B1 e C35-D-B1), sendo as misturas ensaiadas para quatro situações: referência e degradação por 25 ciclos de molhagem-secagem e referência e degradação por 50 ciclos de molhagem-secagem.

#### a) Propriedades do compósito no ensaio de *tension stiffening*

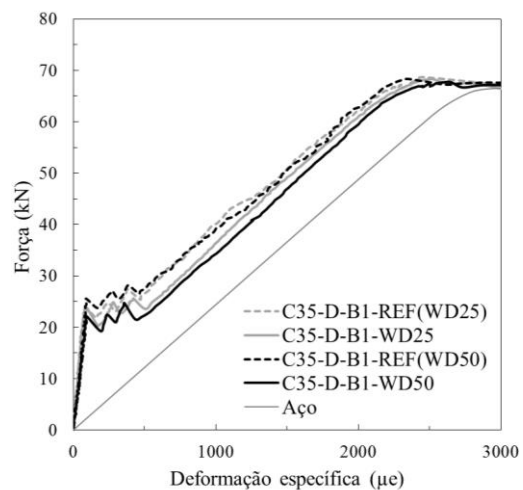
Na Figura 6.24, é apresentado o comportamento (curva típica) de força  $\times$  deformação dos compósitos no ensaio de *tension stiffening* para as amostras de referência e as amostras degradadas por ciclos de molhagem-secagem (*wetting-drying*) das três misturas escolhidas da classe C35: C35-NAT, C35-L-B1 e C35-D-B1.



(a) C35-NAT



(b) C35-L-B1



(c) C35-D-B1

Figura 6.24 – Comportamento de força  $\times$  deformação dos compósitos

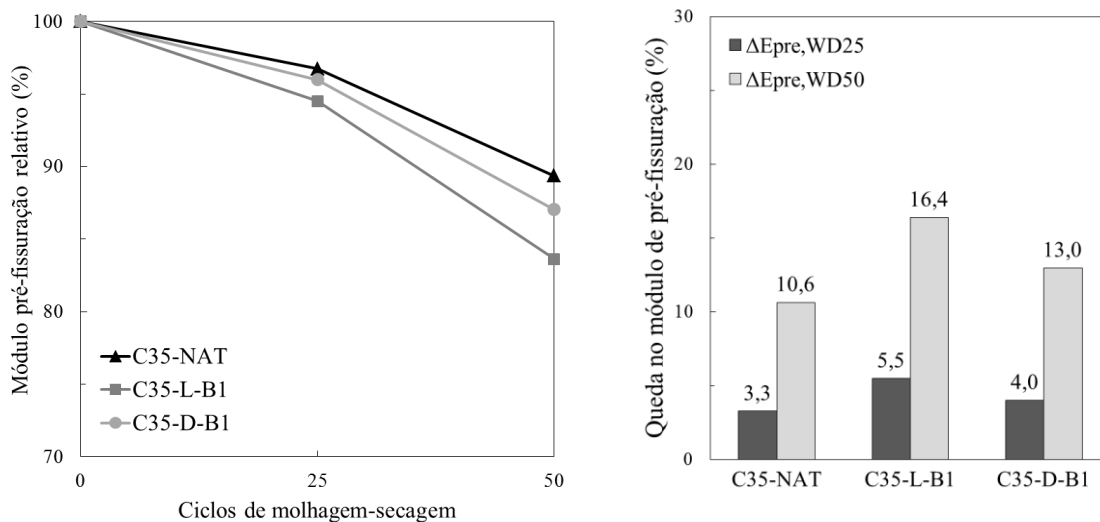


As curvas (Figura 6.24) evidenciam que todas as amostras, referência e degradadas por processos de molhagem-secagem, se comportam conforme o esperado para resposta padrão do compósito de aço-concreto (como visto anteriormente para os ensaios de 28 dias na Figura 4.14, no Capítulo 4). Portanto, os ciclos não modificam o comportamento típico do elemento no ensaio de *tension stiffening*, apresentando as quatro fases: elástica pré-fissuração, múltipla fissuração, pós-fissuração e escoamento do aço. Em relação às amostras de controle, o melhor comportamento da REF(WD50) em relação a REF(WD25) é explicado pela maior idade da REF(WD50), que proporcionou uma maior hidratação do cimento. Em relação ao efeito dos ciclos, podemos ver que causam impacto no desempenho do tirante para os dois casos, 150 e 300 repetições: as curvas mostram uma queda na altura do patamar de fissuração (ou seja, a fissuração ocorre para um menor valor de força) e uma queda da força no comportamento pós-fissuração. Este comportamento é verificado ao comparar as curvas dos concretos degradados WD25 e WD50 com suas respectivas referências REF(WD25) e REF(WD50). Conforme esperado, as amostras submetidas a maiores graus de degradação (WD50) foram as que apresentam o pior comportamento para todas as misturas de concreto. A partir destas curvas, a fim de melhor debater os impactos dos ciclos, as principais propriedades do compósito no comportamento de força  $\times$  deformação foram comentadas a seguir.

A Tabela 6.4 apresenta os resultados de módulo de elasticidade pré-fissuração  $E_{pre}$  (e seus coeficientes de variação) para as amostras degradadas por 25 e 50 ciclos, assim como para as amostras controle. As diferenças percentuais entre os resultados das amostras degradadas e de referência são apresentadas pelo comportamento de módulo pré-fissuração relativo e os valores totais de queda na Figura 6.25.

Tabela 6.4 – Degradação por molhagem-secagem: Módulo de elasticidade pré-fissuração

Mistura	Módulo de elasticidade pré-fissuração					
	Referência (25 ciclos)	25 ciclos	Queda após 25 ciclos	Referência (50 ciclos)	50 ciclos	Queda após 50 ciclos
	$E_{pre,REF(WD25)}$ (GPa)	$E_{pre,WD25}$ (GPa)	$\Delta E_{pre,WD25}$ (%)	$E_{pre,REF(WD50)}$ (GPa)	$E_{pre,WD50}$ (GPa)	$\Delta E_{pre,WD50}$ (%)
<b>C35-NAT</b>	25,8 ( $\pm$ 2,0%)	25,0 ( $\pm$ 1,4%)	-3,3%	26,3 ( $\pm$ 1,0%)	23,5 ( $\pm$ 2,5%)	-10,6%
<b>C35-L-B1</b>	26,1 ( $\pm$ 0,3%)	24,7 ( $\pm$ 0,7%)	-5,5%	26,7 ( $\pm$ 2,4%)	22,3 ( $\pm$ 2,6%)	-16,4%
<b>C35-D-B1</b>	25,5 ( $\pm$ 2,7%)	24,4 ( $\pm$ 1,8%)	-4,0%	26,5 ( $\pm$ 4,0%)	23,1 ( $\pm$ 0,5%)	-13,0%



(a) Módulo pré-fissuração relativo

(b) Queda no módulo pré-fissuração

Figura 6.25 – Módulo de elasticidade pré-fissuração: relativo e queda

Os módulos de elasticidade pré-fissuração dos compósitos após 25 ciclos apresentaram valores de 24,4-25,0 GPa, que representam quedas de 3,3% a 5,5% ao comparar com as referências não degradadas com valores de 25,5-26,1 GPa (Tabela 6.4). Após 50 ciclos, os módulos caem para 22,3-23,5 GPa, atingindo quedas de 10,6% a 16,4% (em comparação com as referências de 26,3-26,7 GPa). Para os dois níveis de degradação por molhagem e secagem, a mistura natural C35-NAT obteve as menores quedas, ou seja, foi a mistura que sofreu menor impacto nesta propriedade (Figura 6.25b). Pela Figura 6.25a, verifica-se que a taxa de queda do módulo aumenta com o aumento dos ciclos, porém em uma maior proporção para os concretos reciclados, principalmente para a C35-L-B1, que tem o pior comportamento dentre as três misturas.

A Figura 6.26 mostra que a Equação (4.1), que teve sua capacidade de previsão do módulo elástico de pré-fissuração do compósito comprovada com os resultados dos ensaios de *tension stiffening* aos 28 dias no Capítulo 4 e novamente com os resultados dos ensaios de *tension stiffening* após degradação por congelamento-descongelamento no subcapítulo 6.3.1, mais uma vez expõe sua eficácia em relação os resultados das amostras degradadas por processos de molhagem-secagem desde presente subcapítulo. Portanto, através do conhecimento dos módulos de elasticidade do reforço (aço) e da matriz (concreto) após a degradação por ciclos repetidos de molhagem e secagem, os valores de  $E_{pre}$  do compósito degradado podem ser calculados com segurança pela relação da Equação (4.1) para concretos naturais e reciclados (independente da origem do resíduo).

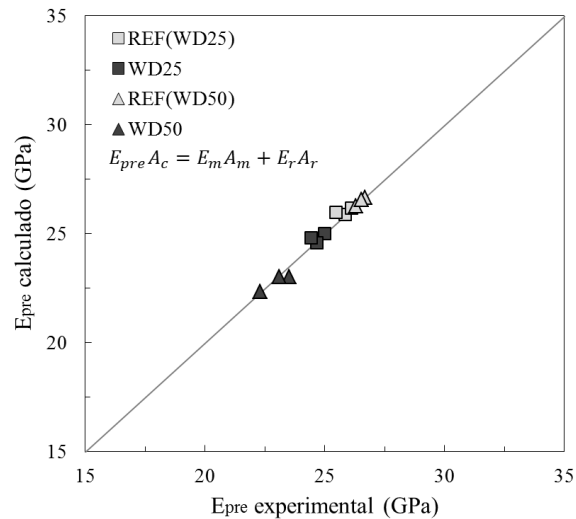


Figura 6.26 – Comparação do módulo elástico pré-fissuração: previsto x experimental

A próxima propriedade importante do comportamento do elemento submetido a esforços de tração é a força em que ocorre o aparecimento da primeira fissura. A Tabela 6.5 apresenta os resultados de força de primeira fissura  $F_{1st}$  (e seus coeficientes de variação). Em seguida, é apresentada a Figura 6.27 com dois gráficos: o comportamento de força de primeira fissura relativa e os valores totais de queda em um histograma.

Tabela 6.5 – Degradação por molhagem-secagem: Força de primeira fissura

Mistura	Força de primeira fissura					
	Referência (25 ciclos)	25 ciclos	Queda após 25 ciclos	Referência (50 ciclos)	50 ciclos	Queda após 50 ciclos
	$F_{1st,REF(WD25)}$ (kN)	$F_{1st,WD25}$ (kN)	$\Delta F_{1st,WD25}$ (%)	$F_{1st,REF(WD50)}$ (kN)	$F_{1st,WD50}$ (kN)	$\Delta F_{1st,WD50}$ (%)
<b>C35-NAT</b>	23,0 (± 1,6%)	22,5 (± 1,3%)	-2,1%	24,4 (± 1,7%)	22,0 (± 2,7%)	-9,6%
<b>C35-L-B1</b>	26,0 (± 0,9%)	24,7 (± 0,6%)	-4,7%	26,9 (± 0,4%)	22,9 (± 3,9%)	-15,0%
<b>C35-D-B1</b>	24,5 (± 2,2%)	23,7 (± 2,7%)	-3,2%	25,3 (± 0,7%)	22,4 (± 1,7%)	-11,6%

A capacidade de resistência do compósito à fissuração reduziu com a evolução dos ciclos, de forma que, após 25 ciclos, a força de primeira fissura dos tirantes foi de 22,5-24,7 kN, em comparação com as amostra de controle que apresentaram 23,0-26,0 kN. Aumentando os ciclos até 300, a força dos compósitos degradados caiu para 22,0-22,9 kN (em relação a suas referências com 24,4-26,9 kN). Com isso, as quedas em força de primeira fissura da mistura C35-NAT aumentaram de 2,1% para 9,6% ao aumentar de 25 para 50 ciclos. Porém, ambos os valores foram mais baixos que os resultados obtidos

para os concretos com ARC: C35-L-B1 obteve 4,7% de queda para 25 ciclos e 15% para 50 ciclos; e C35-D-B1 atingiu uma redução de 3,2% e 11,6% para 25 e 50 ciclos, respectivamente (Figura 6.27b). Com isso, a mistura natural apresentou o melhor comportamento em todo o processo de degradação (menores quedas). Ainda, assim como foi observado para o módulo elástico de pré-fissuração, todas as misturas apresentaram um aumento na taxa de queda da força de primeira fissura, como mostra a Figura 6.27a, em que as taxas são maiores na segunda fase de ciclos (25-50). Por fim, os resultados indicam que a presença dos ARCs afetou a resistência total do compósito degradado, ou seja, até para baixos graus de degradação, a presença de um agregado mais poroso causou uma maior redução na força de primeira fissura do compósito degradado correspondente.

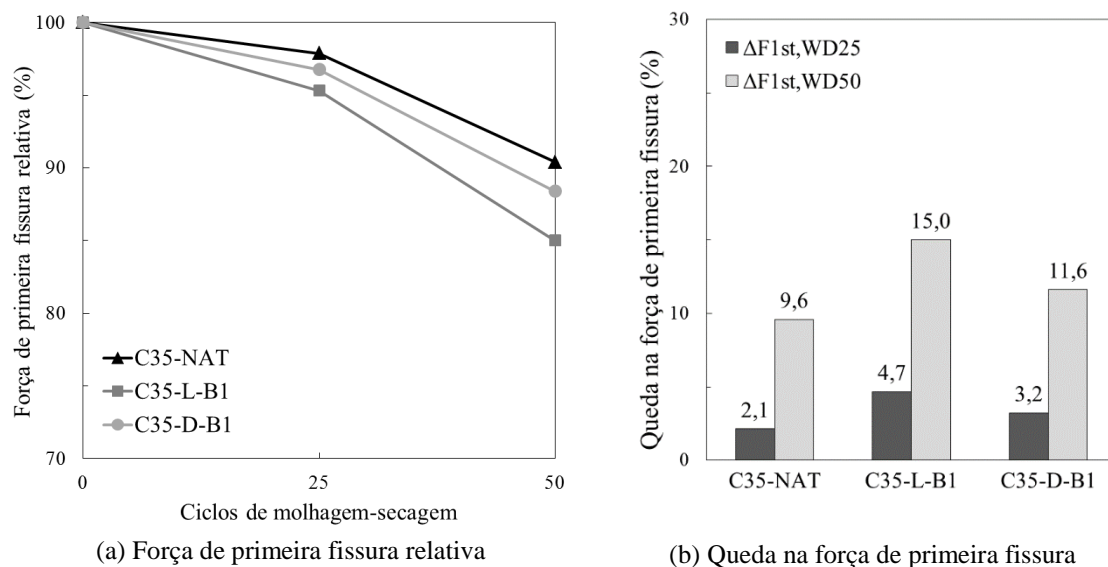


Figura 6.27 – Força de primeira fissura: relativa e queda

Dentro deste contexto, a Figura 6.28 apresenta a relação entre a resistência à compressão do concreto e estas duas propriedades que regem o comportamento do compósito até o início do processo de fissuração. Os gráficos mostram que: um aumento na resistência à compressão causa um aumento nos valores de módulo de elasticidade pré-fissuração (Figura 6.28a) e de força primeira fissura (Figura 6.28b) no ensaio de *tension stiffening*. Este comportamento está em concordância com o observado anteriormente para os resultados de ensaios de *tension stiffening* aos 28 dias no Capítulo 4 e, novamente, para os resultados dos ensaios de *tension stiffening* após degradação por congelamento-descongelamento no subcapítulo 6.3.1. Para o módulo de elasticidade do tirante (Figura 6.28a), existe uma boa relação com a resistência à compressão com fator

de correlação de  $R^2 = 0,95$ . Para a força de primeira fissura (Figura 6.28b), o fator de correlação da reta é menor ( $R^2 = 0,63$ ), já que os resultados apresentam uma maior dispersão em relação à linha de tendência.

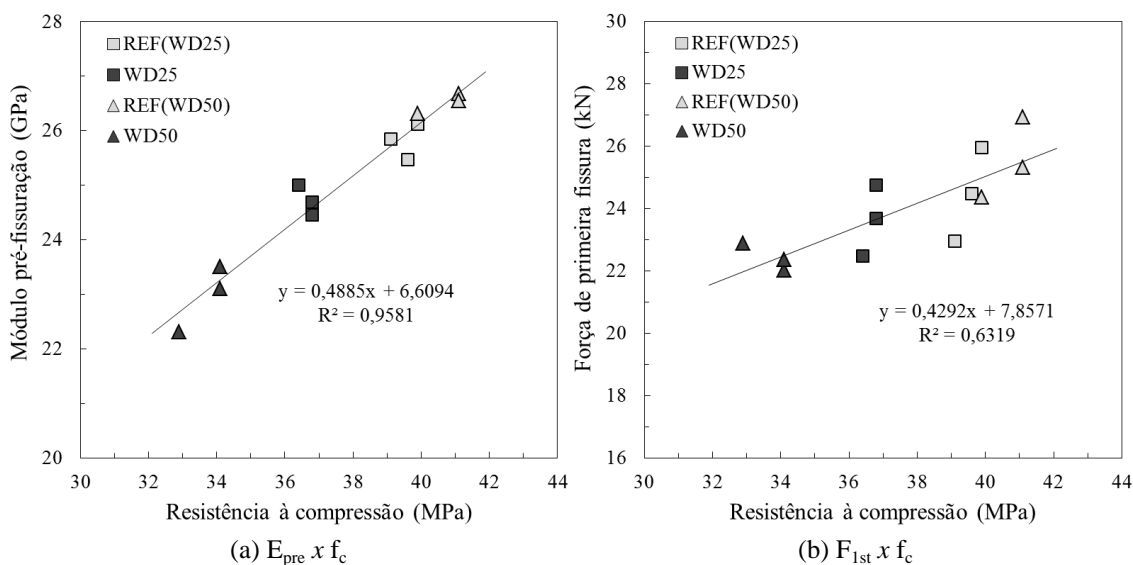


Figura 6.28 – Relação entre módulo pré-fissuração e força de 1ª fissura com a resistência à compressão

Buscou-se verificar se existia uma melhor relação para expressar estas propriedades, em que no lugar de considerar os valores absolutos, foram consideradas as suas quedas percentuais após degradação na Figura 6.29. Inicialmente, na Figura 6.29a, um altíssimo fator de correlação ( $R^2 = 0,99$ ) foi obtido para uma relação linear entre as quedas no módulo pré-fissuração do compósito e na resistência à compressão do concreto quando submetidos a processos de degradação por ciclos de molhagem-secagem ( $\Delta E_{pre} = 0,9325 \cdot \Delta f_c - 2,5987$ ).

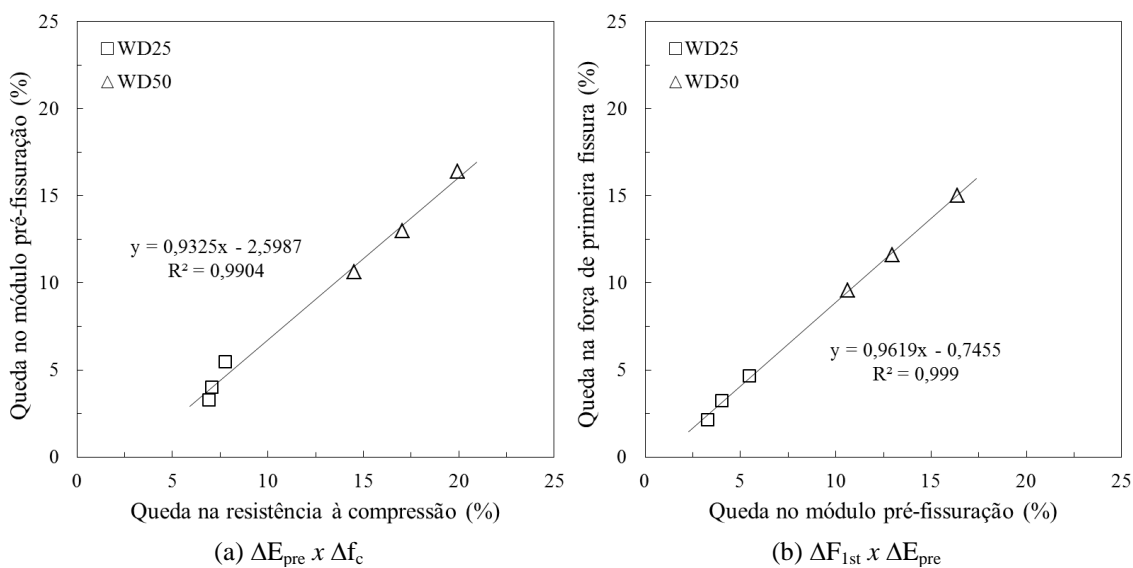


Figura 6.29 – Relação entre  $\Delta f_c$ ,  $\Delta E_{pre}$  e  $\Delta F_{1st}$

Depois, na Figura 6.29b, foi verificado um alto fator de correlação ( $R^2 = 0,99$ ) para uma relação linear entre as quedas no módulo pré-fissuração do compósito e na força de primeira fissura do compósito quando submetido aos mesmos processos de degradação ( $\Delta F_{1st} = 0,9619 \cdot \Delta E_{pre} + 0,7455$ ). Deste modo, ao considerar os dois gráficos da Figura 6.29 em conjunto, fica entendido que: através do conhecimento da queda na resistência à compressão no concreto isolado devido a processos de degradação por molhagem e secagem, pode ser prevista com segurança a queda no módulo elástico de pré-fissuração do compósito aço-concreto e, conseqüentemente, a queda na força (e resistência) de primeira fissura deste compósito, sendo este comportamento independente do tipo de agregado e da origem do ARC.

Na Figura 6.30, foi avaliado como as propriedades iniciais do concreto isolado (determinadas anteriormente no Capítulo 3.3.2) influenciam no desempenho do tirante após degradação por ciclos de molhagem-secagem (entende-se, em relação ao módulo de pré-fissuração e força de primeira fissura). A influência do volume de argamassa total é apresentada na Figura 6.30a-b e a influência da absorção total se encontra na Figura 6.30c-d. Em todos os gráficos, os resultados foram representados da seguinte forma: em cor preta a mistura natural e em branco as misturas que contêm ARC.

Os gráficos da Figura 6.30a-b apontam a uma alta influência do volume de argamassa total do concreto no desempenho final do compósito degradado, com fatores de correlação  $R^2$  bem altos (variando de 0,89 a 0,94) para relações lineares entre o volume total de argamassa com  $\Delta E_{pre}$  e  $\Delta F_{1st}$ . Portanto, independente do grau de degradação por molhagem-secagem, com o aumento do volume de argamassa total ocorre: uma maior queda no módulo elástico de pré-fissuração do tirante (Figura 6.30a) e uma maior queda na força de primeira fissura do tirante (Figura 6.30b). Vale ressaltar que o aumento do número de ciclos causa um aumento na inclinação da reta de tendência entre as quedas nas propriedades e o volume de argamassa, ou seja: quanto maior o nível de degradação a que o compósito é submetido, maior será a diferença de comportamento entre concretos naturais (menor volume de argamassa total) e concretos reciclados (maior volume de argamassa total). Analogamente, os mesmos comentários podem ser realizados para a absorção total do concreto, para a qual foram obtidos fatores de correlação  $R^2$  bem altos (variando de 0,93 a 0,97) para relações lineares com  $\Delta E_{pre}$  e  $\Delta F_{1st}$  (Figura 6.30c-d). O concreto que apresenta uma maior absorção total ao início do ensaio, independente do grau de degradação por ciclos de molhagem-secagem,

consequentemente também apresenta: uma maior queda no módulo elástico de pré-fissuração do tirante (Figura 6.30c) e uma maior queda na força de primeira fissura do tirante (Figura 6.30d). Assim sendo, os impactos nas principais propriedades de pré-fissuração do elemento estrutural, causados por degradação por molhagem-secagem, se tornam mais previsíveis ao considerar o volume de argamassa total e a absorção total iniciais da matriz de concreto.

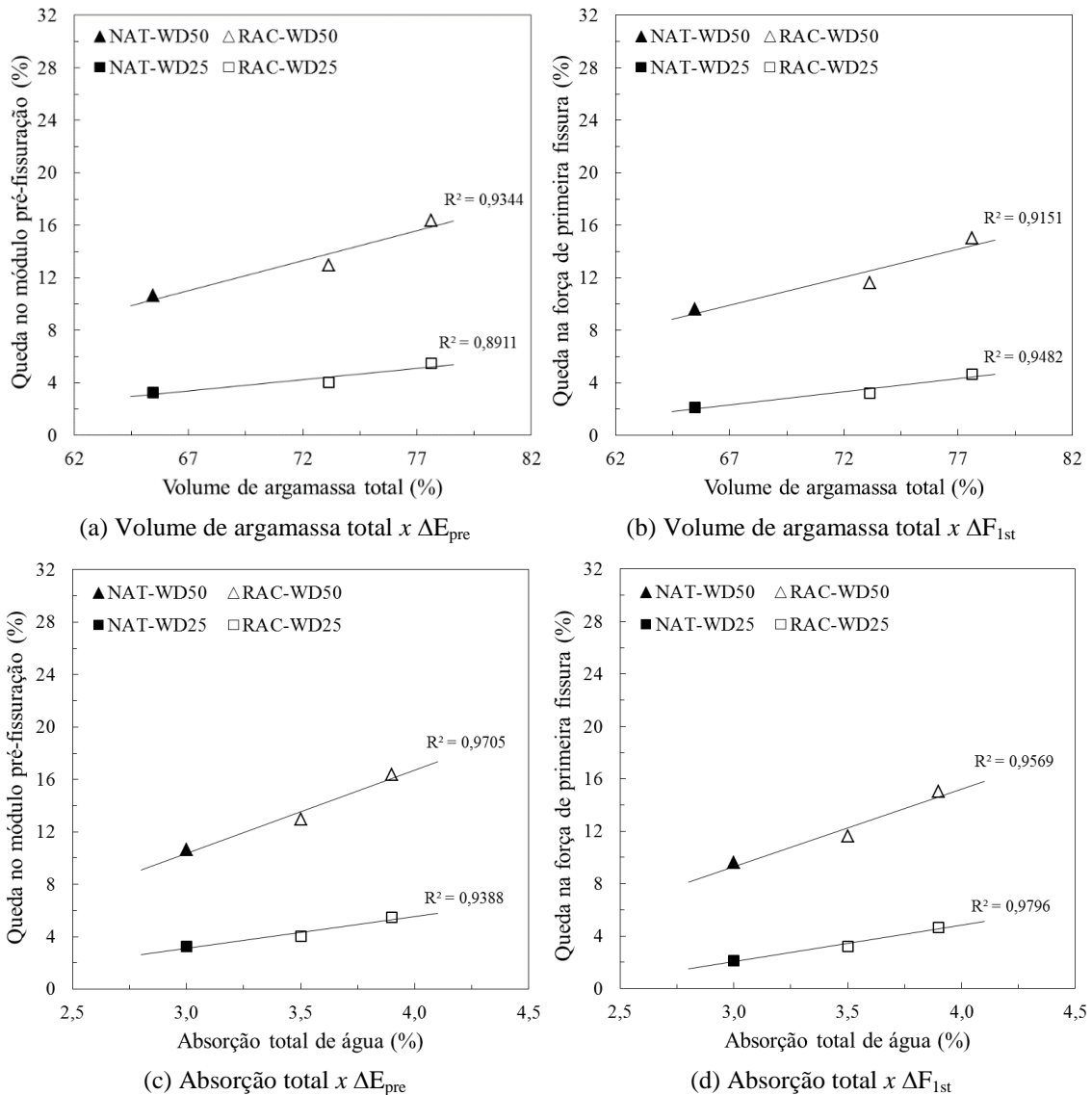
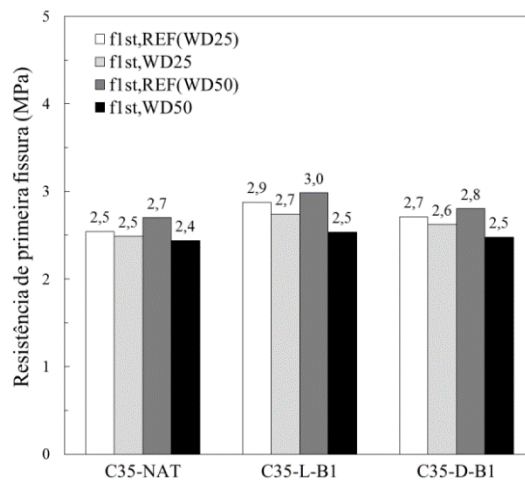


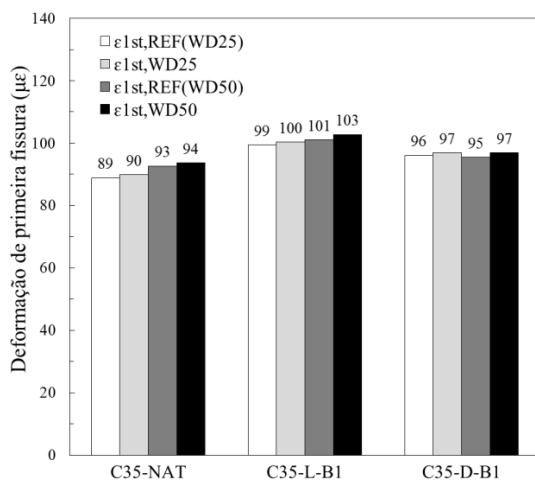
Figura 6.30 – Influência do volume de argamassa total e da absorção total nas propriedades após degradação por WD

Outras propriedades obtidas a partir das curvas de força-deformação do compósito no ensaio de *tension stiffening* são apresentadas na Figura 6.31: resistência de primeira fissura  $f_{1st}$ , deformação de primeira fissura  $\epsilon_{1st}$  e deformação final pós-fissuração  $\epsilon_{final}$ . A resistência de primeira fissura ( $f_{1st}$ ), que é calculada ao dividir a força de primeira

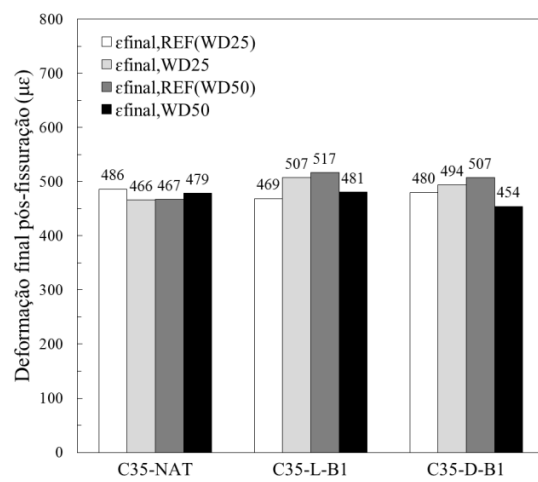
fissura pela área da seção transversal do compósito, apresenta valores na escala de 2,4-3,0 MPa (Figura 6.31a) e sua análise é equivalente a análise anteriormente elaborada para força de primeira fissura. Para deformação de primeira fissura ( $\epsilon_{1st}$ ), os valores são na escala de 89-103  $\mu\epsilon$  (Figura 6.31b) e não apresentaram mudança significativa nem com a idade nem com o grau de degradação. Os valores de deformação final pós-fissuração ( $\epsilon_{final}$ ) variam de 454  $\mu\epsilon$  a 517  $\mu\epsilon$  (Figura 6.31c), o que indica um patamar de fissuração com comprimento de aproximadamente 400  $\mu\epsilon$ , independente da mistura e da degradação.



(a) Resistência de primeira fissura  $f_{1st}$



(b) Deformação de primeira fissura  $\epsilon_{1st}$



(c) Deformação pós-fissuração  $\epsilon_{final}$

Figura 6.31 – Resultados das propriedades do compósito após degradação por WD

Depois do patamar de fissuração, o compósito apresenta um suporte de carga com o aumento da deformação, chamada fase de pós-fissuração. Nesta fase, o módulo elástico pós-fissuração do compósito ( $E_{post}$ ) é regido principalmente pelo reforço e, portanto, deve aproximar-se do módulo elástico do aço, com valor de  $E_r V_r = 2,69$  GPa para o caso do elemento estrutural em estudo (conforme explicado no Capítulo 4). Os



resultados de módulo de elasticidade de pós-fissuração para as amostras do estudo de degradação por molhagem-secagem foram de 2,5-2,8 GPa, que são valores bem próximos ao valor esperado. Deste modo, esta é uma propriedade que não foi influenciada pelos processos de degradação, o que se encontra de acordo com o que foi verificado para degradação por congelamento-descongelamento (no subcapítulo 6.3.1). Finalmente, a força final de escoamento ( $F_{yield}$ ) também é uma propriedade que não foi influenciada por processos de degradação, visto que os valores obtidos foram de 67,0-67,4 kN e o aço isolado tem uma força de escoamento de 67 kN. Estes resultados também são sustentados pelo que foi verificado para degradação por congelamento-descongelamento (no subcapítulo 6.3.1).

#### b) Contribuição da matriz de concreto

Conforme já explicado no Capítulo 4, é possível avaliar o desempenho do concreto individualmente no ensaio de *tension stiffening* a partir do isolamento da resposta da matriz. A evolução da tensão de contribuição da matriz do estudo de degradação por molhagem-secagem é apresentada na Figura 6.32. O comportamento típico esperado para a matriz no ensaio de tração no elemento de *tension stiffening* (identificado nos ensaios de 28 dias na Figura 4.20, no Capítulo 4) ocorreu para todas as amostras submetidas a ciclos de molhagem e secagem. Fica evidente a queda na resistência dos concretos (natural e reciclados) após os processos de degradação, nas fases de múltipla fissuração e pós-fissuração. Isto é visível ao comparar as curvas de WD25 e WD50 com suas referências protegidas de qualquer tipo de deterioração, REF(WD25) e REF(WD50). Ainda, os resultados das curvas de WD50 apresentam um pior comportamento de tensão em relação às amostras degradadas por 25 ciclos (WD25), uma vez que os corpos-de-prova das curvas WD50 passaram por 25 ciclos a mais, ou seja, sofreram um maior grau de degradação.

Os principais quantitativos do desempenho da matriz são dois: a resistência da matriz à primeira fissura  $f_{m,1st}$  (máxima) e resistência da matriz final pós-fissuração  $f_{m,final}$  (residual). Os resultados referentes à primeira, a resistência da matriz à primeira fissura ( $f_{m,1st}$ ), para as amostras degradadas e de controle são apresentados na Tabela 6.6. Também são ilustrados o comportamento de resistência da matriz à primeira fissura relativa e as quedas totais para os dois graus de degradação por molhagem e secagem na Figura 6.33.

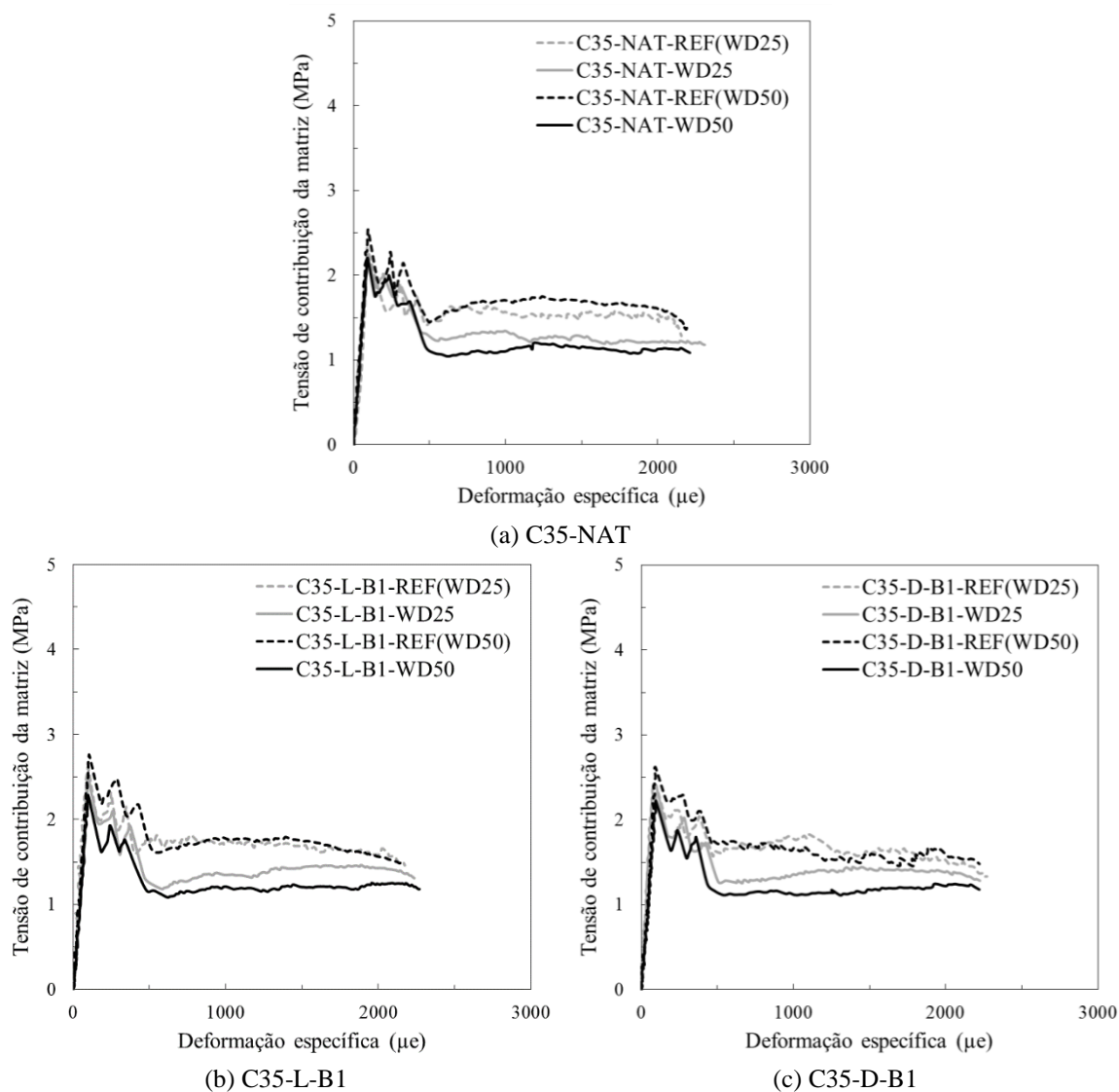
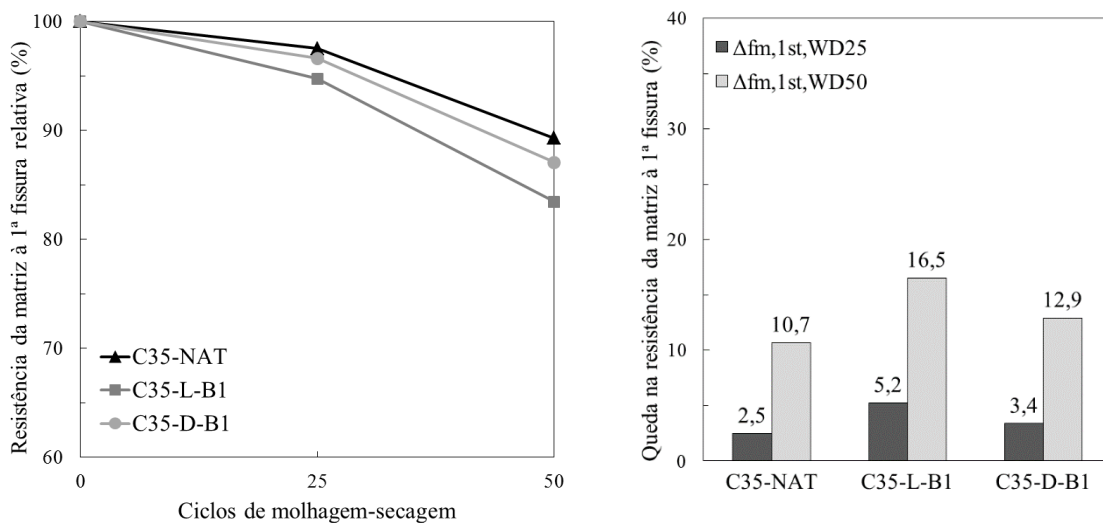


Figura 6.32 – Contribuição da matriz de concreto

Os concretos, quando submetidos a 25 ciclos de molhagem-secagem, diminuem de 2,34-2,65 MPa para 2,28-2,51 MPa de resistência à primeira fissura, com quedas percentuais de 2,5% para C35-NAT, seguida de 3,4% para C35-D-B1 e, por fim, de 5,2% para C35-L-B1 (Figura 6.33b). Aumentando para 50 ciclos, a resistência à fissuração sofre maiores reduções, caindo de 2,48-2,76 MPa para 2,22-2,30 MPa. Neste caso, as quedas são de 10,7%, 12,9% e 16,5% para C35-NAT, C35-D-B1 e C35-L-B1, respectivamente (Figura 6.33b). Em relação às taxas de queda (Figura 6.33a), a segunda fase de ciclos (25-50) apresenta uma maior taxa do que a primeira fase (0-25), ou seja, quanto mais degradado o concreto, maior o impacto que os ciclos causam na sua resistência à fissuração. Esta tendência ocorre para as três misturas. Assim, a C35-L-B1 é a mistura que mais sofreu deterioração devido aos ciclos, e isto pode ser explicado por sua maior quantidade de argamassa total e, conseqüente, maior porosidade.

Tabela 6.6 – Degradação por molhagem-secagem: Resistência da matriz à primeira fissura

Mistura	Resistência da matriz à primeira fissura					
	Referência (25 ciclos)	25 ciclos	Queda após 25 ciclos	Referência (50 ciclos)	50 ciclos	Queda após 50 ciclos
	$f_{m,1st,REF(WD25)}$ (MPa)	$f_{m,1st,WD25}$ (MPa)	$\Delta f_{m,1st,WD25}$ (%)	$f_{m,1st,REF(WD50)}$ (MPa)	$f_{m,1st,WD50}$ (MPa)	$\Delta f_{m,1st,WD50}$ (%)
<b>C35-NAT</b>	2,34 ( $\pm$ 1,8%)	2,28 ( $\pm$ 1,2%)	-2,5%	2,48 ( $\pm$ 1,7%)	2,22 ( $\pm$ 2,9%)	-10,7%
<b>C35-L-B1</b>	2,65 ( $\pm$ 0,9%)	2,51 ( $\pm$ 0,6%)	-5,2%	2,76 ( $\pm$ 0,4%)	2,30 ( $\pm$ 4,3%)	-16,5%
<b>C35-D-B1</b>	2,49 ( $\pm$ 2,4%)	2,40 ( $\pm$ 2,6%)	-3,4%	2,58 ( $\pm$ 1,0%)	2,25 ( $\pm$ 1,6%)	-12,9%



(a) Resistência da matriz à 1ª fissura relativa

(b) Queda na resistência da matriz à 1ª fissura

Figura 6.33 – Resistência da matriz à primeira fissura: relativa e queda

Os resultados referentes à segunda propriedade, a resistência da matriz final pós-fissuração ( $f_{m,final}$ ), para as amostras degradadas e de controle são apresentados na Figura 6.34. Esta propriedade consiste na tensão que o concreto é capaz de manter constante depois de finalizada a fase de múltipla fissuração e, apesar de apresentar baixo valor, pode ser entendida como a tensão residual na matriz que ainda contribui no desempenho do compósito. Os resultados para resistência da matriz final pós-fissuração ( $f_{m,final}$ ) alcançaram valores de 1,31 a 1,37 MPa após 25 ciclos (comparados a valores de 1,40 a 1,57 MPa para amostras controle). Após 50 ciclos, os resultados são de 1,19 a 1,26 MPa para amostras degradadas (comparados a valores de 1,40 a 1,61 MPa para amostras controle). Diferente da maioria das propriedades estudadas, as taxas de queda da primeira e da segunda fases de ciclos são iguais (mesma inclinação de 0 a 25 e de 25 a 50 ciclos na Figura 6.34a), ou seja, a resistência residual da matriz cai a uma taxa

constante independente do número de ciclos a que o concreto já foi submetido. Porém, se torna evidente o melhor resultado da mistura natural, que obteve quedas de 6,3% e 12,7% para 25 e 50 ciclos, respectivamente (Figura 6.34b). As misturas recicladas apresentaram maiores quedas nesta propriedade em que C35-D-B1 obteve 10,9% para 25 ciclos e 22% para 50 ciclos, e C35-L-B1 atingiu os maiores valores, com 12,5% e 25,2% para 25 e 50 ciclos, respectivamente. Concluindo, a presença de um agregado mais poroso causa um impacto considerável nesta propriedade quando os compósitos são submetidos a processos de degradação.

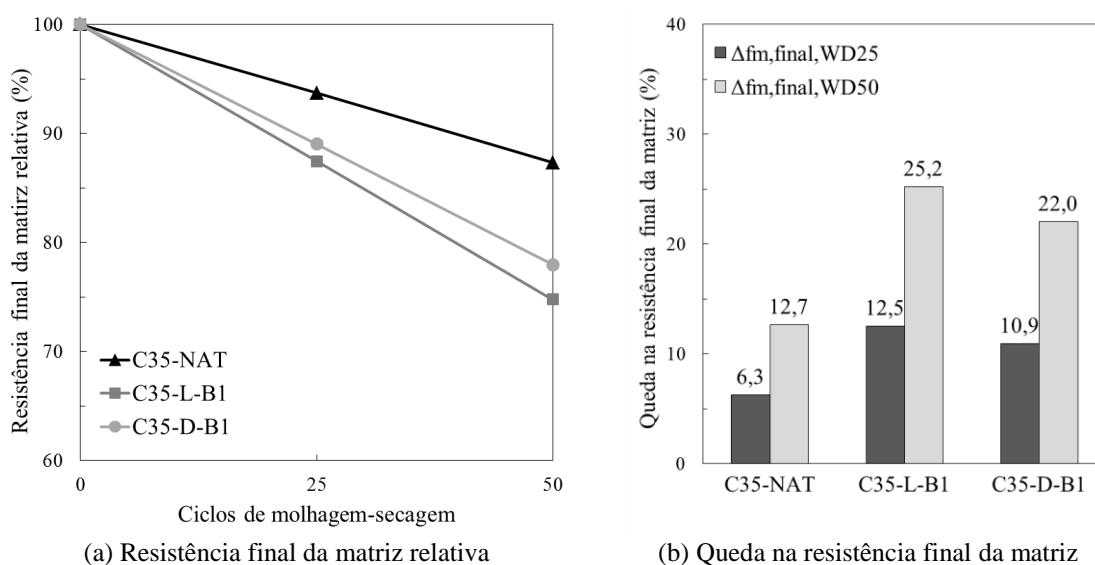


Figura 6.34 – Resistência final da matriz pós-fissuração: relativa e queda

As relações entre estas duas propriedades do concreto isolado e a resistência à compressão do concreto são ilustradas na Figura 6.35. Um alto fator de correlação ( $R^2 = 0,98$ ) foi obtido para uma relação linear entre as quedas na resistência do concreto à fissuração (no compósito) e na resistência à compressão (Figura 6.35a), portanto com o conhecimento do impacto causado por ciclos de molhagem e secagem (para os casos estudados neste capítulo) na resistência à compressão do concreto é possível prever o impacto que será causado na resistência deste mesmo concreto à primeira fissura quando ele é componente de um compósito aço-concreto ( $\Delta f_{m,1st} = 0,9914 \cdot \Delta f_c - 3,5652$ ). Entre as quedas na resistência residual do concreto pós-fissuração (no compósito) e na resistência à compressão não existe uma clara relação linear (Figura 6.35b), visto que os resultados apresentam uma maior dispersão em relação à reta traçada (menor  $R^2$ ), e, com isso, não fica claro como realizar uma previsão confiável para a tensão residual da matriz em função da resistência à compressão do concreto.

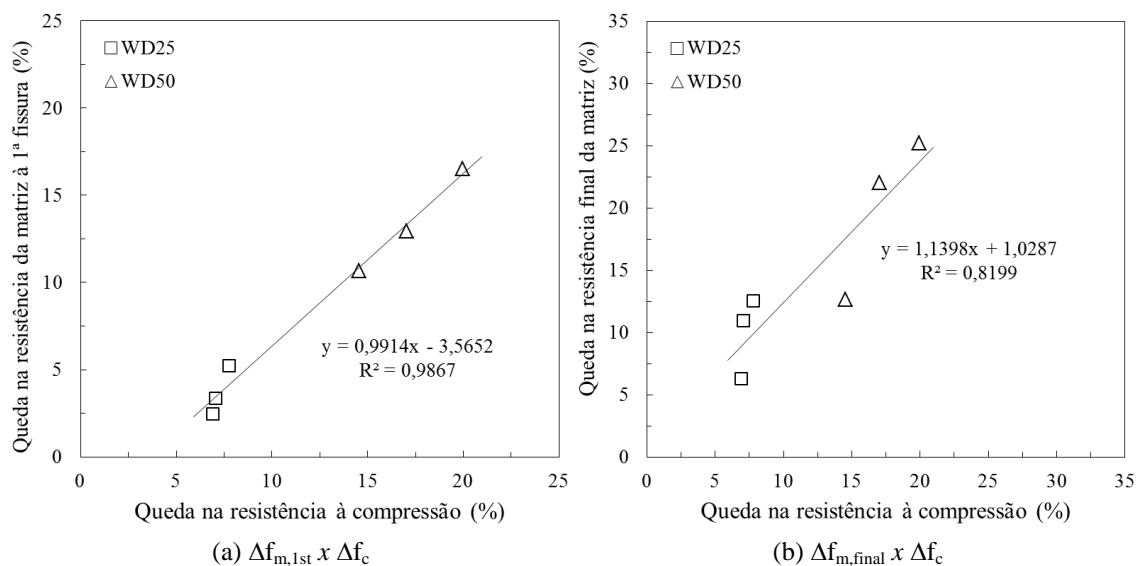


Figura 6.35 – Relação entre  $\Delta f_c$ ,  $\Delta f_{m,1st}$  e  $\Delta f_{m,final}$

Com os resultados obtidos para as duas propriedades da matriz isolada acima discutidas, a resistência à primeira fissura e a resistência final, foram avaliadas a influência do volume de argamassa total na Figura 6.36a-b e a influência da absorção total de água na Figura 6.36c-d. Os resultados foram representados: em cor preta a mistura natural e em branco as que contêm ARC.

O volume de argamassa total apresenta relações lineares com altos fatores de correlação com as duas propriedades da matriz para os dois graus de degradação por molhagem-secagem (com fatores  $R^2$  de 0,88 a 0,98), independente do tipo de agregado utilizado no concreto (Figura 6.36a-b). Portanto, o teor de argamassa total consegue representar bem a influência da origem do agregado sobre as respostas destas duas propriedades. Vale ressaltar que a influência do tipo de agregado é maior na resistência de pós-fissuração do concreto degradado, pois as inclinações das retas da Figura 6.36b são maiores. Sobre a absorção de água aos 28 dias (Figura 6.36c-d), são alcançadas as mesmas conclusões: altos fatores para correlações lineares entre esta propriedade do concreto intacto ao início do ensaio e as duas propriedades do concreto quando atua como componente de um compósito no ensaio de *tension stiffening* ( $R^2$  de 0,93 a 0,96). Concluindo, o concreto que apresenta um maior volume de argamassa total e uma maior absorção total ao início do ensaio, quando submetido a ciclos de molhagem-secagem, consequentemente também apresenta: uma maior queda na resistência da matriz à primeira fissura e uma maior queda na resistência da matriz final pós-fissuração. Este comportamento se encontra em concordância com o verificado também para degradação por congelamento-descongelamento (no subcapítulo 6.3.1).

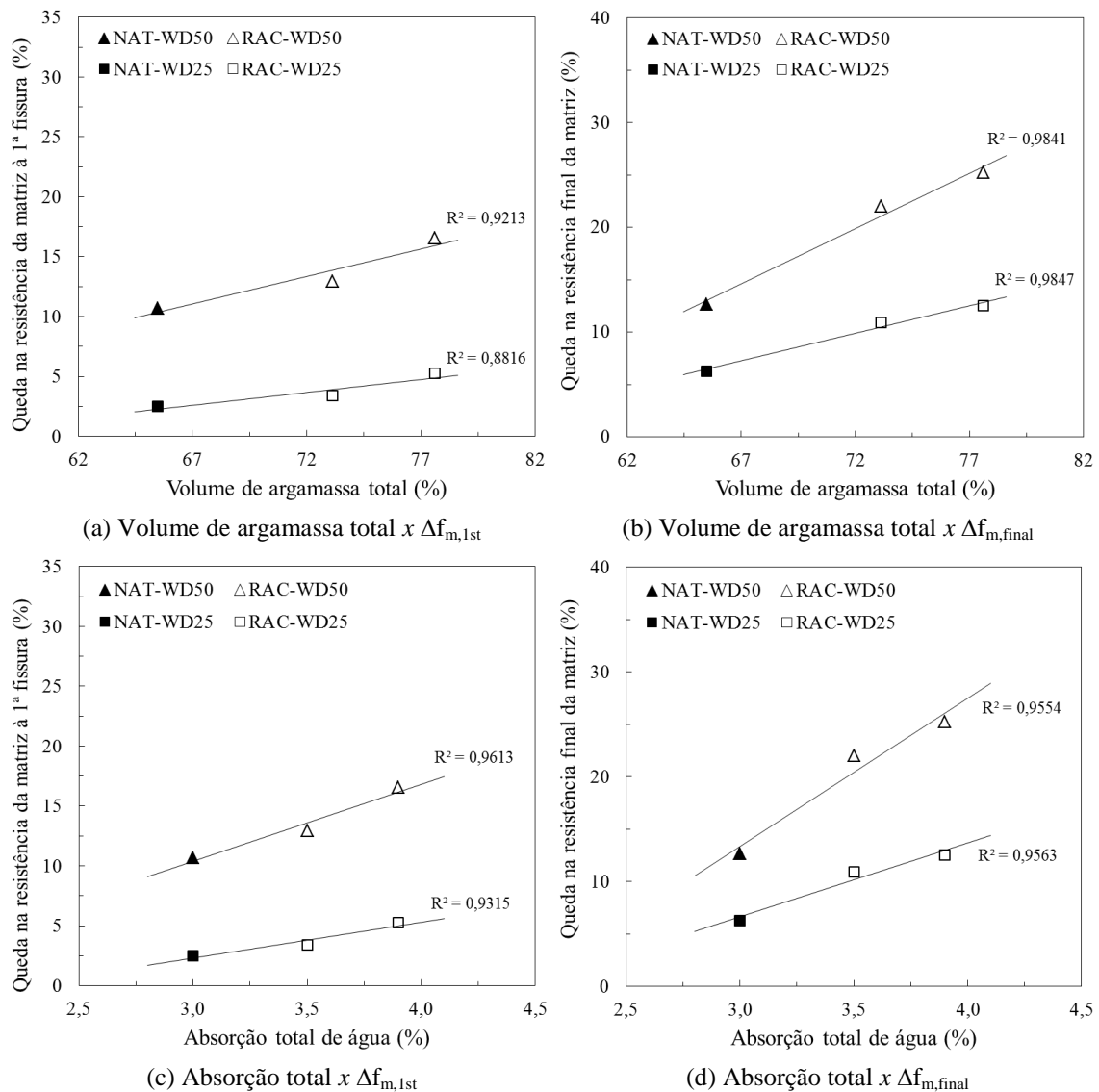


Figura 6.36 – Influência do volume de argamassa total e da absorção total nas propriedades após degradação por WD

### c) Previsão da deformação do compósito pelo *fib* Model Code 2010

Com o passo a passo desenvolvido no subcapítulo “4.3.4 - Previsão da Deformação do Compósito pelo *Fib* Model Code 2010”, que permite a utilização das equações do *fib* Model Code 2010 para os ensaios de *tension stiffening* deste trabalho, os comportamentos previstos para as amostras degradadas por 25 e 50 ciclos de molhagem-secagem foram calculados e são apresentados na Figura 6.37. A previsão realizada se apresentou consistente com os dados experimentais para os dois níveis de degradação por molhagem e secagem. Isto era esperado, visto que a previsão já se mostrou eficaz para os casos dos ensaios aos 28 dias (Figura 4.21) e os casos dos ensaios após degradação por congelamento-descongelamento (Figura 6.16).

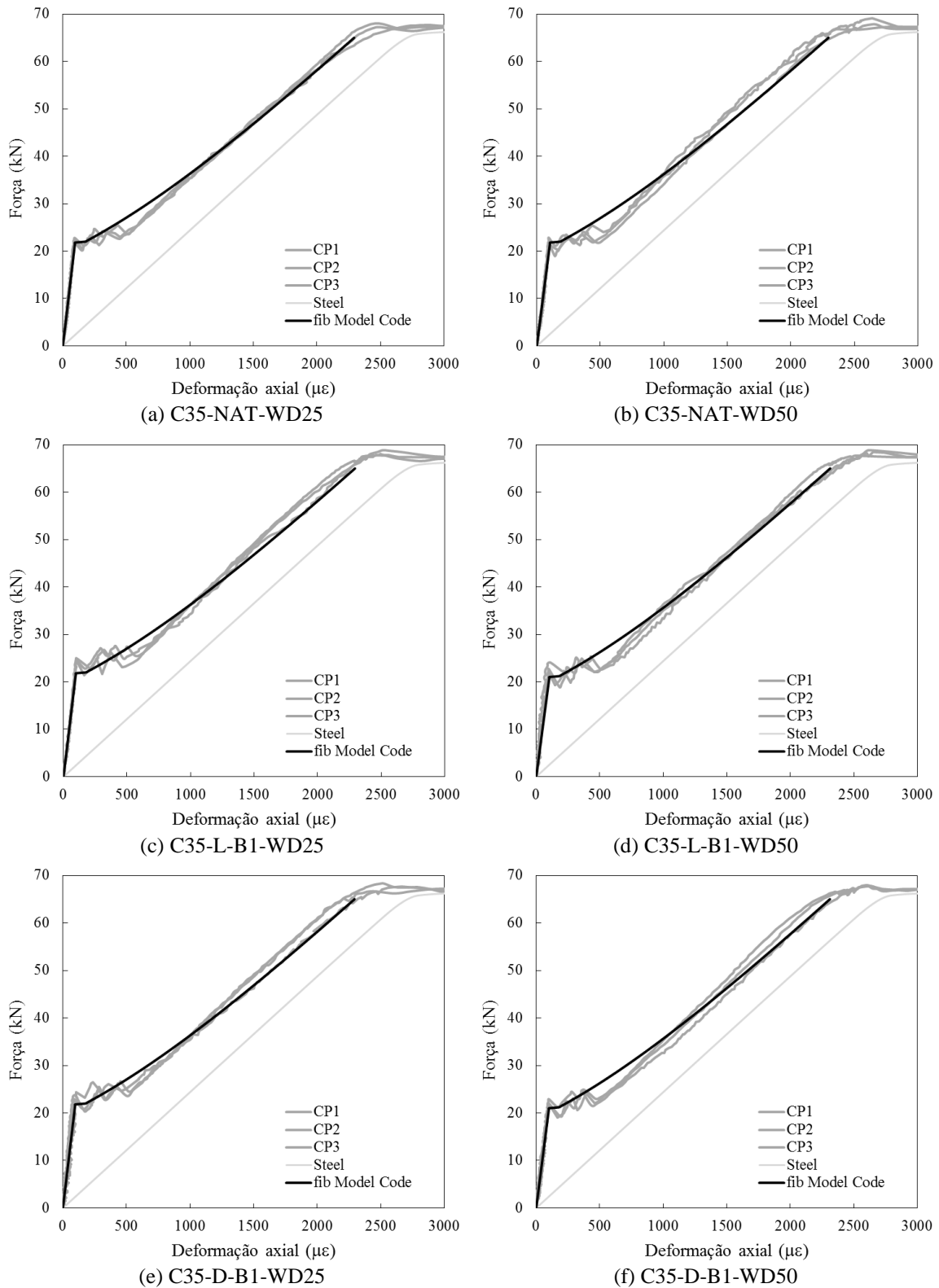


Figura 6.37 – Comportamento previsto pelo *fib* Model Code 2010, para as amostras degradadas por WD

Observando detalhadamente, alguns comentários podem ser adicionados. Em relação ao módulo de elástico inicial do compósito não fissurado, a previsão foi adequada para todas as curvas analisadas (Figura 6.37a-f). Para o valor de força de primeira fissura, as

melhores previsões foram referentes à mistura natural para os dois níveis de degradação, ou seja, para C35-NAT-WD25 e C35-NAT-WD50 (Figura 6.37a-b). Já para o concreto produzido com ARC do resíduo de laboratório e para o concreto produzido com ARC do resíduo de demolição, a previsão de força de primeira fissura levemente subestimou os dados experimentais para os dois níveis de degradação (Figura 6.37c-f). Em relação ao módulo de elasticidade final, a previsão foi adequada para todas as curvas analisadas, e os valores de deformação ao longo da fase de pós-fissuração foram similares os resultados experimentais. Em conclusão, o passo a passo apresentado para uso das Equações (4.21) e (4.22) do *fib* Model Code 2010 também apresenta uma excelente previsão do comportamento dos compósitos quando submetidos a diferentes graus de degradação por ciclos de molhagem e secagem.

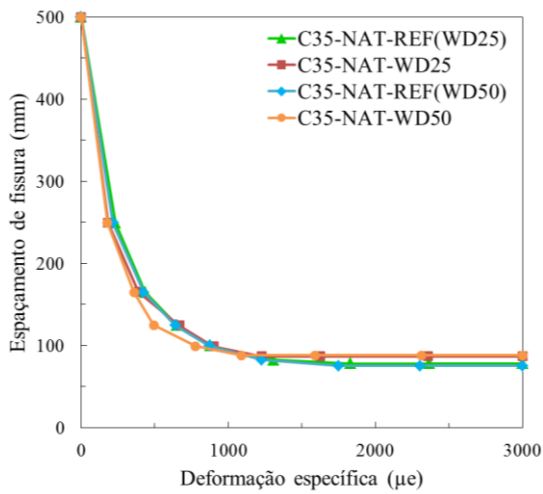
#### d) Processo de múltipla fissuração

Em nível macroscópico, o processo de fissuração transversal típico das amostras degradadas por processos de molhagem e secagem no ensaio de *tension stiffening* foi igual ao padrão observado para as amostras da classe de resistência normal nos ensaios aos 28 dias (Figura 4.16), com quatro a cinco fissuras transversais. Este padrão de fissuração é coerente com as variações de força registradas durante o ensaio na fase de múltipla fissuração, como apresentou a Figura 6.24. A presença de ARCs não interferiu nos padrões de fissuração de compósitos submetidos a processos de degradação por molhagem-secagem. Já em nível microscópico, foi possível avaliar a sequência de fissuração ao longo do ensaio em relação aos comportamentos de espaçamento médio entre fissuras (*crack spacing*) e de abertura média de fissura (*crack width*), e ambos são mostrados na Figura 6.38.

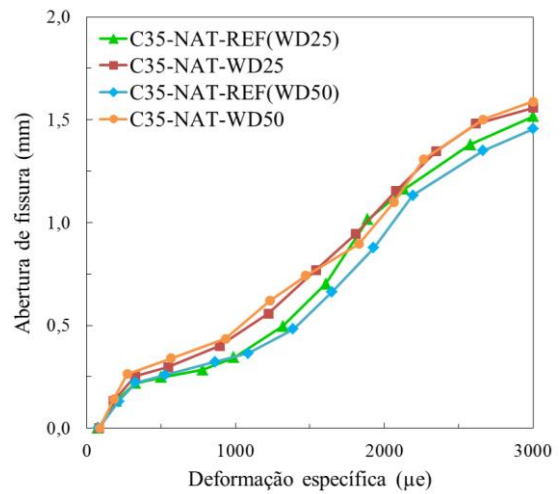
Os resultados de espaçamento de fissuras (Figura 6.38a,c,e) demonstram o comportamento esperado para os compósitos, que começa no tamanho máximo do corpo-de-prova no início do ensaio e diminui ao longo da formação de novas fissuras, chegando a um valor constante no momento em que novas fissuras não aparecem mais. As curvas mostram que os comportamentos das amostras degradadas por 25 e 50 ciclos (WD25 e WD50) é muito similar ao das amostras de controle protegidas de qualquer tipo de degradação (REF(WD25) e REF(WD50)). Os valores finais de espaçamento de todas as curvas apresentadas variam no intervalo de 75 a 88 mm, ou seja, podem se considerados iguais entre si. A única diferença que pode ser observada, com uma visão



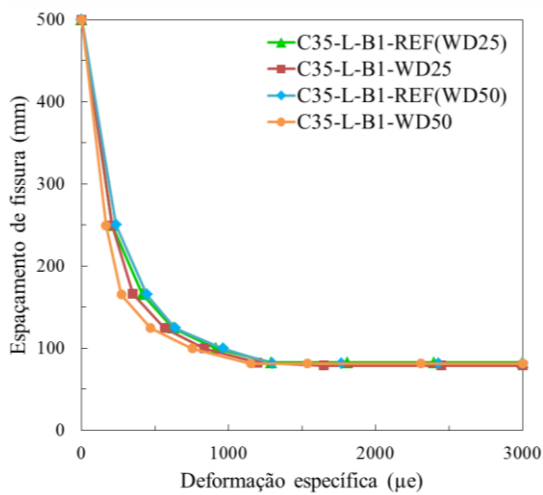
mais crítica, é que as curvas das amostras degradadas (principalmente WD50) parecem estar mais abaixo do que as demais na fase de fissuração, indicando que as fissuras aparecem para menores valores de deformação.



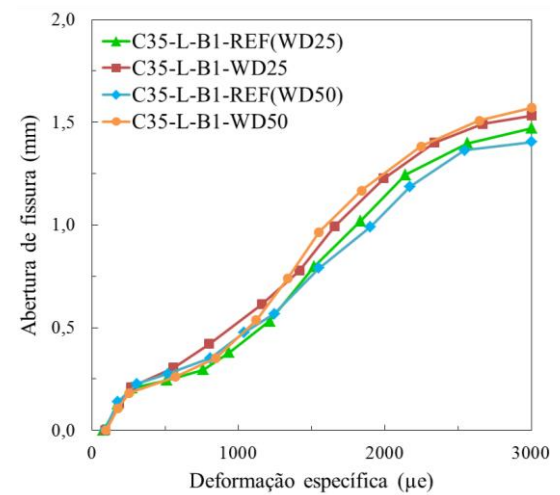
(a) C35-NAT: espaçamento



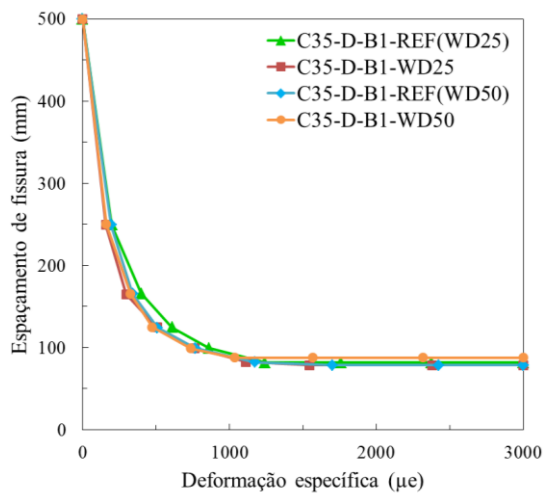
(b) C35-NAT: abertura



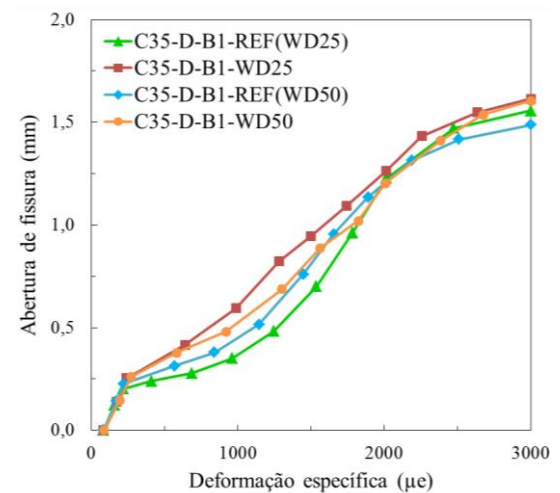
(c) C35-L-B1: espaçamento



(d) C35-L-B1: abertura



(e) C35-D-B1: espaçamento



(f) C35-D-B1: abertura

Figura 6.38 – Espaçamento de fissura (*crack spacing*) e abertura de fissura (*crack width*)

Sobre as aberturas de fissura (Figura 6.38b,d,f), ocorre um aumento com o aumento da deformação no ensaio, conforme esperado. Para todas as três misturas, as amostras submetidas à degradação apresentaram maior valor de abertura ao longo do ensaio, porém não pode ser considerada uma diferença muito significativa. O ponto de 3000  $\mu\epsilon$  foi usado como base para comparação, e os valores de abertura variaram de 1,532 a 1,614 mm para as amostras degradadas e 1,404 e 1,556 para as amostras de controle. No geral, as maiores aberturas foram verificadas para as amostras submetidas a 50 ciclos.

e) Modelagem do ensaio de *tension stiffening*

A modelagem dos resultados experimentais do comportamento de *tension stiffening* dos compósitos, realizada conforme explicado no subcapítulo “4.1.3 - Modelagem de Tension Stiffening para Concreto Reciclado”, é apresentada para os dois níveis de degradação por molhagem-secagem: para 25 ciclos na Figura 6.39 e para 50 ciclos na Figura 6.40. Foram analisados os comportamentos de força, espaçamento de fissura e tensão de contribuição da matriz em função da deformação axial.

Na modelagem do comportamento de força-deformação dos tirantes submetidos à degradação por molhagem-secagem (Figura 6.39 (a.1, b.1 e c.1) e Figura 6.40 (a.1, b.1 e c.1)), assim como observado para a modelagem dos resultados dos ensaios de *tension stiffening* aos 28 dias (Figura 4.23 e Figura 4.24) e a modelagem dos resultados dos ensaios de *tension stiffening* após degradação por congelamento-descongelamento (Figura 6.18 e Figura 6.19), ocorreu: uma ótima previsão da fase de pré-fissuração para todos os casos, com previsão correta do módulo elástico e da força de primeira fissura. Já a fase de múltipla fissuração, é representada pelo modelo corretamente ao início, porém o modelo indica um maior comprimento do que o verificado nos resultados experimentais. Por fim, na fase de pós-fissuração, a modelagem superestima (um pouco) o módulo do compósito fissurado.

A modelagem da evolução do espaçamento de fissura (Figura 6.39 (a.2, b.2 e c.2) e Figura 6.40 (a.2, b.2 e c.2)) bem representa os dados experimentais para os dois níveis de degradação. Vale ressaltar que as melhores previsões ocorrem para os dois concretos reciclados, C35-D-B1 e C35-L-B1, para os dois graus de degradação por molhagem-secagem. Para o concreto natural, a sutil diferença é que a modelagem indica que as fissuras abririam em menores valores de deformação do que foi verificado na prática, e esta diferença foi maior para C35-NAT-WD25.

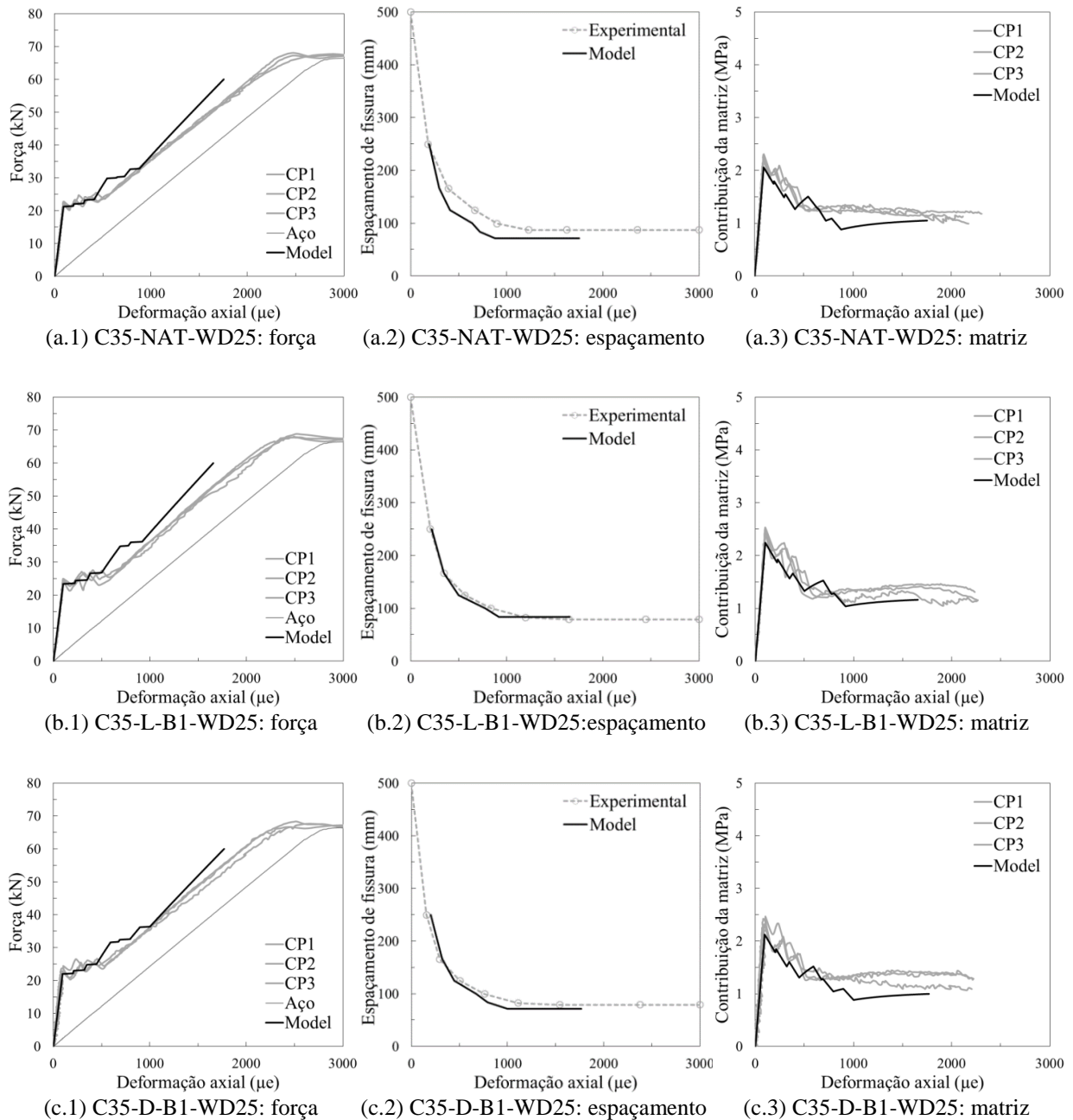


Figura 6.39 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para WD25

O último gráfico que o modelo analítico produz é referente à contribuição de tensão da matriz de concreto e as previsões realizadas são coerentes com os resultados experimentais (Figura 6.39 (a.3, b.3 e c.3) e Figura 6.40 (a.3, b.3 e c.3)). Para todos os casos, a modelagem subestima a tensão máxima (tensão de pico) do concreto após os efeitos de degradação. Na fase de múltipla fissuração, modelo demarca o comportamento pela base das oscilações de força. E na fase final, em que a tensão da matriz se estabiliza em um valor constante, o modelo também subestima a capacidade de suportar tensões do concreto fissurado e isto ocorre para as três misturas nos dois

graus de degradação. Porém, as diferenças comentadas podem ser consideradas pequenas e o modelo consegue fazer uma boa previsão deste comportamento do concreto, tanto para o concreto natural como para os concretos reciclados estudados.

Deste modo, com uma visão ampla dos resultados, o comportamento estrutural de concretos de resistência normal produzidos com ARCs submetidos a processos de degradação por ciclos de molhagem-secagem pode ser simulado por este modelo analítico de forma segura, principalmente em relação à resposta de espaçamento de fissura e de tensão na matriz, considerando os graus de degradação avaliados.

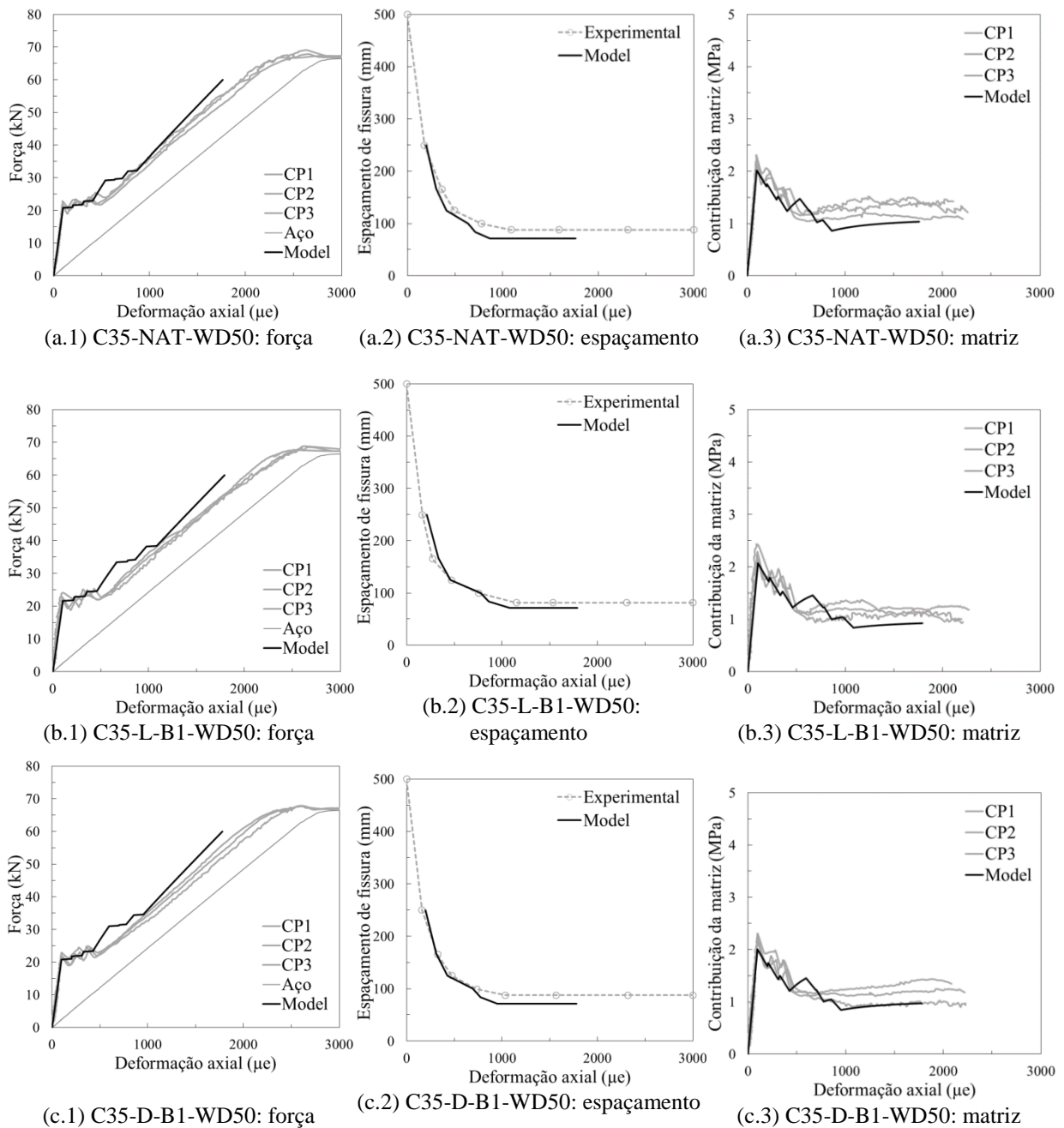


Figura 6.40 – Comparação entre os resultados experimentais e a simulação para WD50

Para realização das simulações das amostras degradadas (apresentadas acima) e das amostras de controle, foram utilizados os modelos de aderência-deslizamento (*bond-slip*) e os valores de resistência de aderência ilustrados na Figura 6.41. Os valores de resistência de aderência empregados para simulação do comportamento do concreto natural C35-NAT foram de 16,7 MPa após 25 ciclos e de 16,5 MPa após 50 ciclos (com referências de 17,4 MPa e 17,9 MPa, respectivamente). Para o concreto reciclado C35-L-B1, os valores de aderência aço-concreto foram de 15,3 MPa e 14,7 MPa para, respectivamente, 25 e 50 ciclos de molhagem-secagem (comparativos aos valores de 16,1 MPa e 16,6 MPa das suas referências). Finalmente, para o concreto reciclado C35-D-B1, a resistência de aderência ficou em 16,0 MPa para 25 ciclos e 15,2 MPa para 50 ciclos (em comparação aos valores de 16,7 MPa e 17,1 MPa para as amostras de controle). Logo, ao considerarmos todos os valores citados, os menores valores absolutos para esta propriedade foram referentes ao concreto reciclado C35-L-B1.

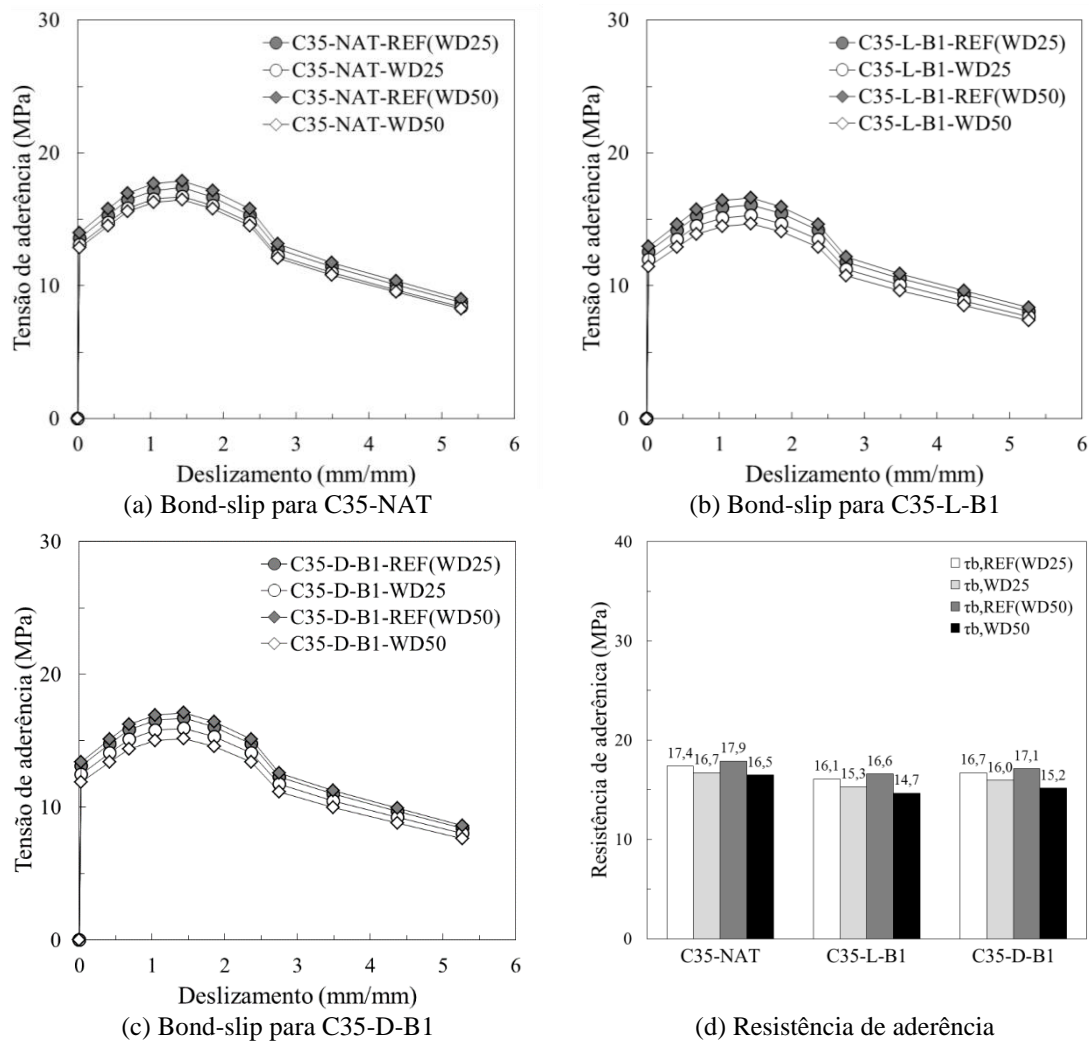


Figura 6.41 – Comportamentos referentes à aderência utilizados para modelagem

Com os resultados de aderência aço-concreto (obtidos indiretamente pela modelagem), foi realizada uma análise do impacto dos ciclos para cada mistura, apresentado na Figura 6.42. Na Figura 6.42a, fica exposto que a taxa de queda na aderência para o concreto natural é menor que para os concretos reciclados. Com isso, o C35-NAT atingiu o menor valor de queda após 25 ciclos, de 3,7%, seguido pelos concretos reciclados com valores quase iguais de 4,7% e 4,8% para C35-D-B1 e C35-L-B1, respectivamente (Figura 6.42b). Após 50 ciclos, as quedas na resistência de aderência foram calculadas em 8% para C35-NAT, 11,4% para C35-D-B1 e 11,7% para C35-L-B1 (Figura 6.42b).

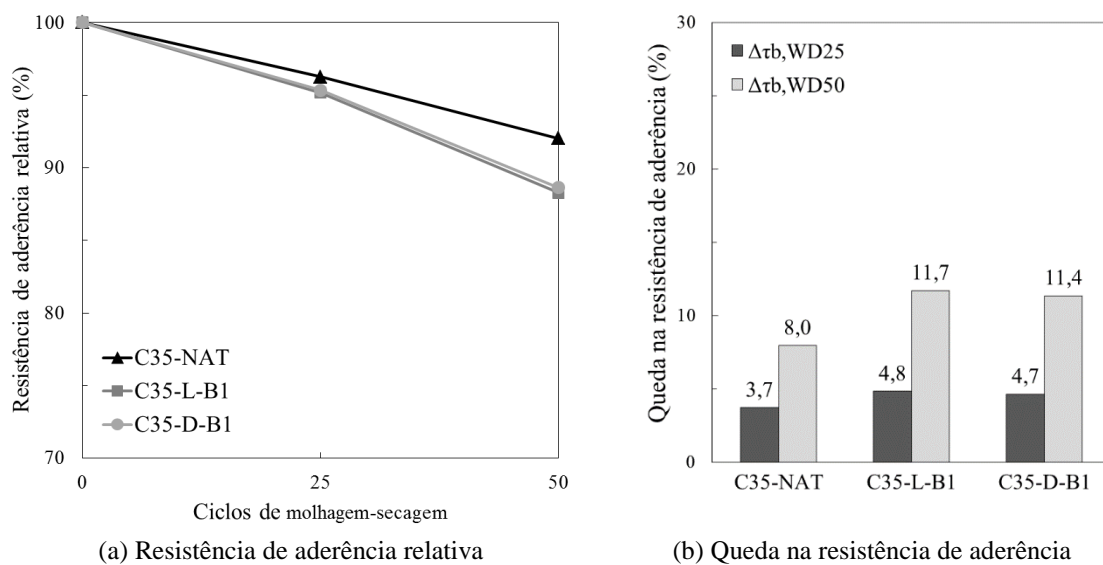


Figura 6.42 – Resistência de aderência: relativa e queda

Portanto, a presença de ARC no concreto promove um maior impacto na aderência aço-concreto do compósito após processos de degradação do que para concretos produzidos com agregado natural. Esta tendência é evidenciada pelo maior volume de argamassa total e maior capacidade de absorção dos concretos reciclados, conforme expressa a Figura 6.43. Para 25 ciclos, os gráficos mostram que existe uma tendência linear entre estas duas propriedades e a queda na aderência, porém as retas apresentam baixa inclinação, ou seja, a influência do tipo de agregado é baixa. Entretanto, após 50 ciclos, a inclinação das retas aumenta, ou seja, aumenta a influência da presença de ARCs no impacto na resistência de aderência. Em outras palavras, após um maior número de ciclos de molhagem-secagem, para um maior valor de volume de argamassa total na mistura de concreto (consequentemente, também uma maior capacidade de absorção do concreto) ocorre uma maior queda na resistência de aderência do concreto armado.

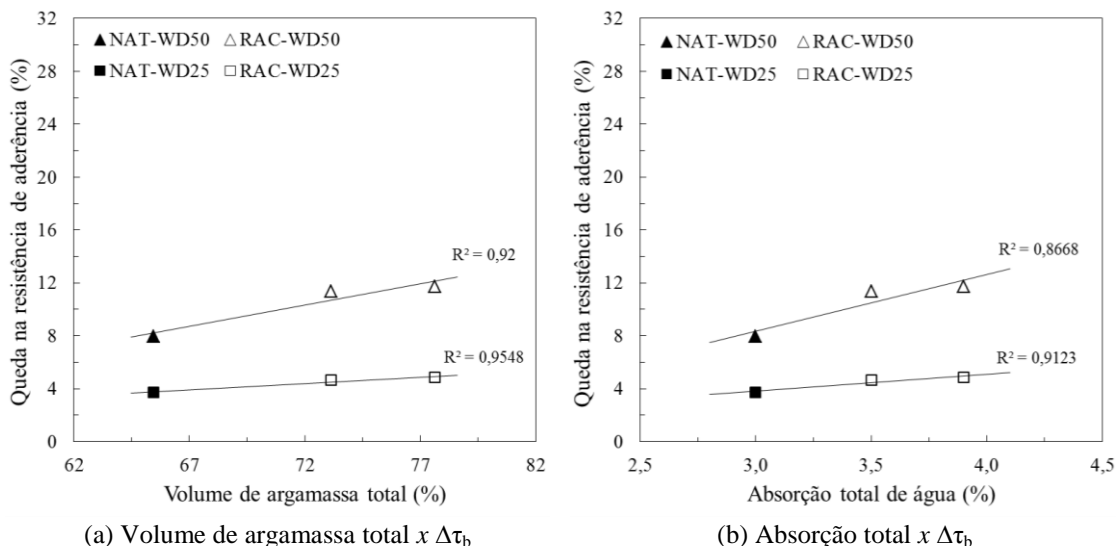


Figura 6.43 – Influência do volume de argamassa total e da absorção total na aderência

Estas verificações podem ser corroboradas pela alta correlação (já diversas vezes confirmada) entre a resistência à compressão do concreto e a resistência de aderência aço-concreto correspondente: como a degradação por molhagem-secagem causa quedas na resistência à compressão (Figura 5.30), era esperado que, conseqüentemente, também causasse quedas na aderência aço-concreto. A Figura 6.44a confirma que a relação entre os valores absolutos para compressão e aderência das amostras de concreto, tanto degradadas como de controle, é bem representada pelo *fib* Bulletin 10.

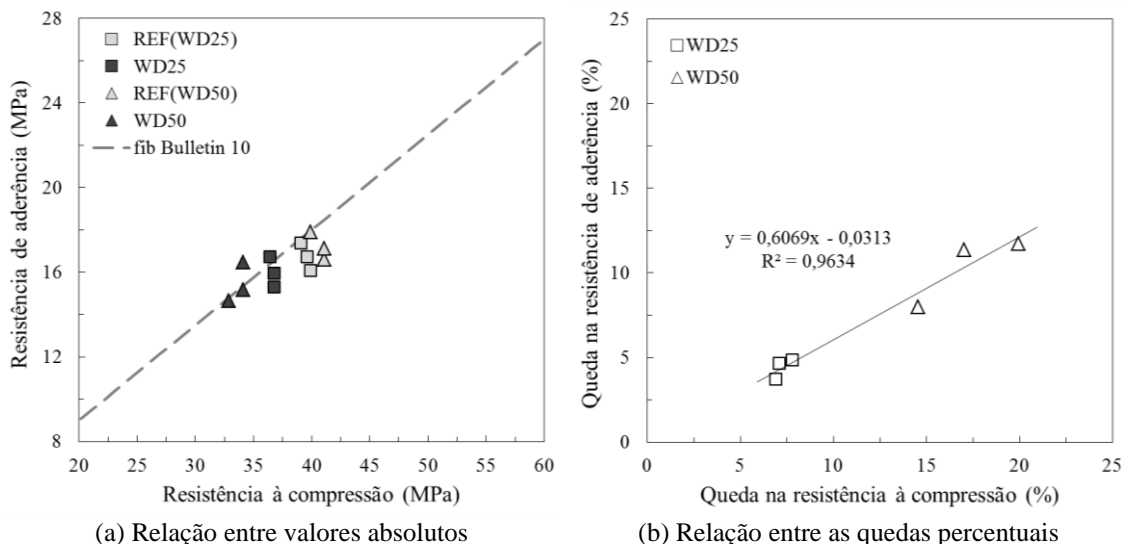


Figura 6.44 – Relação entre resistência de aderência e resistência à compressão após degradação por WD

Por fim, a Figura 6.44b aponta uma relação linear com alto fator de correlação, de  $R^2 = 0,96$ , entre a queda na resistência à compressão e a queda na resistência de aderência após os processos de degradação por molhagem e secagem ( $\Delta\tau_b = 0,6069 \cdot \Delta f_c -$

0,0313). A inclinação da reta indica que as quedas na aderência aço-concreto são menores do que as quedas na resistência à compressão para os mesmos níveis de degradação. De tal modo, o impacto causado por ciclos de molhagem-secagem na aderência aço-concreto de compósitos produzidos com concreto reciclado poderia ser avaliado ao considerar o impacto desde mesmos ciclos no desempenho mecânico dos concretos à compressão.

## 6.4 CONCLUSÕES

Neste capítulo é relatada uma análise abrangente sobre o desempenho estrutural de elementos de concreto armado após processos de degradação. Especificamente, resume os resultados de uma investigação experimental destinada a analisar o comportamento de *tension stiffening* de compósitos de aço-concreto, de concretos de resistência normal produzidos com dois diferentes tipos de ARCs, após serem submetidos isoladamente a dois diferentes tipos de ciclos, congelamento-descongelamento e molhagem-secagem.

De acordo com os resultados aqui obtidos, as seguintes conclusões podem ser ressaltadas, para os dois tipos de degradação:

- Após a degradação, os compósitos ainda apresentam o comportamento padrão do ensaio de *tension stiffening*, com as fases bem definidas: elástica pré-fissuração, múltipla fissuração, pós-fissuração e escoamento do aço. Porém, todas as misturas apresentaram uma redução no comportamento de força-deformação após degradação;

- A equação para previsão do módulo elástico inicial do compósito se mostra adaptável a casos de degradação por processos de congelamento-descongelamento e molhagem-secagem, assim, através do conhecimento dos módulos do reforço e da matriz degradada, o módulo do compósito degradado é calculado com segurança para os ARCs utilizados:

$$E_{\text{compósito}} = (E_{\text{concreto}} A_{\text{concreto}} + E_{\text{aço}} A_{\text{aço}}) / A_{\text{compósito}};$$

- Através do conhecimento da queda na resistência à compressão no concreto devido à degradação, podem ser previstas com segurança a queda no módulo elástico inicial do compósito e, conseqüentemente, a queda na força de primeira fissura do compósito, sendo estas relações independentes do tipo de agregado e da origem dos ARCs:



*Congelamento-descongelo:* O módulo elástico de pré-fissuração do tirante atingiu reduções, após 300 ciclos, de: 15,8% para C35-NAT, 18,3% para C35-D-B1 e 22% para C35-L-B1. As quedas máximas na força (e resistência) à primeira fissura do compósito foram obtidas após 300 ciclos: 13,2% para C35-NAT, 15,9% para C35-D-B1 e 18,1% para C35-L-B1. Foram obtidas as relações, independente do tipo de agregado:

$$\Delta E_{pre} = 1,1532 \cdot \Delta f_c - 2,2853$$

$$\Delta F_{1st} = 0,7939 \cdot \Delta E_{pre} + 0,8807;$$

*Molhagem-secagem:* Após 50 ciclos, o módulo elástico inicial atingiu quedas de 10,6%, 13% e 16,4% para C35-NAT, C35-D-B1 e C35-L-B1, respectivamente. As quedas na força (e resistência) de primeira fissura, após 50 ciclos, foram de: 9,6% para C35-NAT, 11,6% para C35-D-B1 e 15% para C35-L-B1. Foram obtidas as relações, independente do tipo de agregado:

$$\Delta E_{pre} = 0,9325 \cdot \Delta f_c - 2,5987$$

$$\Delta F_{1st} = 0,9619 \cdot \Delta E_{pre} + 0,7455;$$

- Todas as misturas apresentaram redução no desempenho de tensão-deformação do concreto isolado (subtração entre os comportamentos do compósito e da barra de aço) após degradação:

*Congelamento-descongelo:* Após 300 ciclos, a resistência máxima da matriz apresentou valores absolutos de 2,11 a 2,19 MPa, com quedas totais de 14,9% para C35-NAT, 17,7% para C35-D-B1 e 20,7% para C35-L-B1. A resistência da matriz final pós-fissuração, após 300 ciclos, apresentou valores absolutos de 1,07 a 1,13 MPa, com quedas de 19,3% para C35-NAT, 29,9% para C35-D-B1 e 32,6% para C35-L-B1;

*Molhagem-secagem:* Após 50 ciclos, a resistência máxima da matriz à fissuração, com valores absolutos de 2,22 a 2,30 MPa, representa quedas de 10,7%, 12,9% e 16,5% para C35-NAT, C35-D-B1 e C35-L-B1, respectivamente. A resistência da matriz final pós-fissuração alcançou valores de 1,19 a 1,26 MPa após 50 ciclos, chegando a quedas de 12,7% para o concreto natural e 22% e 25,2% para os concretos reciclados C35-D-B1 e C35-L-B1;

- A presença de ARCs não interfere nos padrões de fissuração de concretos submetidos aos processos de degradação deste estudo. O comportamento de espaçamento foi similar para as amostras referência e amostras degradadas. No geral, as maiores aberturas de fissura ao longo do ensaio foram verificadas para as amostras submetidas a maiores níveis de degradação;
- O passo a passo apresentado para uso das equações do *fib* Model Code 2010 para previsão da deformação de compósitos do estágio não fissurado para o estágio fissurado, que teve sua eficácia comprovada para os casos de ensaios de *tension stiffening* aos 28 dias em concretos naturais e reciclados no Capítulo 4, também apresenta uma excelente previsão do comportamento destes compósitos quando submetidos a diferentes graus de degradação por ciclos repetitivos de congelamento e descongelamento ou molhagem e secagem;
- O comportamento estrutural após processos de degradação de concretos de resistência normal produzidos com ARCs pode ser simulado de forma confiável pelo modelo analítico de SORANAKOM & MOBASHER (2010), em relação à resposta de força do compósito, de espaçamento de fissura e de tensão na matriz, considerando os tipos e os níveis de degradação avaliados neste estudo;
- Além disso, a modelagem permite a determinação indireta da resistência de aderência aço-concreto. O impacto causado na aderência aço-concreto de compósitos produzidos com concreto reciclado poderia ser avaliado ao considerar o impacto no desempenho mecânico dos concretos à compressão:

*Congelamento-descongelamento:* Após 300 ciclos, a resistência de aderência que representou as misturas foi de 16,0 MPa, 14,7 MPa e 14,1 MPa para C35-NAT, C35-D-B1 e C35-L-B1, respectivamente. O concreto C35-NAT teve queda de 10,9%, enquanto as maiores quedas foram dos reciclados: C35-D-B1 com 14,0% e C35-L-B1 com 14,8%. Foi obtida a relação:

$$\Delta\tau_b = 0,676 \cdot \Delta f_c + 0,9333;$$

*Molhagem-secagem:* Após 50 ciclos, a resistência de aderência empregada para simulação foi de 16,5 MPa, 15,2 MPa e 14,7 MPa para C35-NAT, C35-D-B1 e C35-L-B1, respectivamente. As quedas foram

calculadas em 8% para C35-NAT, 11,4% para C35-D-B1 e 11,7% para C35-L-B1. Foi obtida a relação:

$$\Delta\tau_b = 0,6069 \cdot \Delta f_c - 0,0313;$$

- Independente da origem do agregado, para maiores graus de degradação, a propriedade chave para compreensão dos efeitos dos ciclos no desempenho estrutural é o volume de argamassa total no concreto. Quanto maior o volume de argamassa total na composição do concreto (e, conseqüentemente, maior absorção do concreto), maior o impacto que a degradação vai causar nas seguintes propriedades estruturais: módulo elástico de pré-fissuração do tirante, força e resistência de primeira fissura do tirante, resistência da matriz à primeira fissura, resistência da matriz final pós-fissuração e, finalmente, resistência de aderência aço-concreto.

## 7. CONCLUSÕES FINAIS

Mundialmente, o consumo crescente de recursos naturais e a produção excessiva de resíduos de construção e demolição (RCD) têm sido motivos de grande preocupação em relação ao meio ambiente e a economia. Para reverter essa tendência, vários esforços têm sido feitos para promover a eficiência ecológica na indústria da Construção Civil, sendo uma das ideias o reaproveitamento de RCD em novas construções. O uso de agregado de resíduo de concreto (ARC) para produção de novos concretos fornece uma solução promissora para a situação. Ao fazer isso, além de diminuir a quantidade de resíduos enviados para aterros e a extração de recursos naturais, mais valor é adicionado a esses materiais sustentáveis, abrindo novas oportunidades de mercado. De fato, já existem resultados encorajadores de um ponto de vista ambiental, em que os ARCs desempenham um papel fundamental nas opções de oferta sustentável de agregados para o setor da construção. Infelizmente, apesar de ser amplamente conhecido, ainda é difícil superar as barreiras que impedem o uso mais amplo de ARC na construção.

Atualmente, a maior quantidade de ARC é usada em aplicações sem fins estruturais e a principal explicação para esta realidade é a falta de normatizações que forneçam aos construtores e aos usuários uma garantia da qualidade do agregado reciclado. Apesar do potencial sustentável deste material, há uma enorme variação nas características e nas propriedades de ARCs de diferentes origens e, com isso, sua alta heterogeneidade é vista como um aspecto negativo, comprometendo seu nível de aceitação no setor da construção. Documentos normativos, em vários países, servem para conceder aos produtores, consumidores e pesquisadores uma perspectiva mais confiável sobre as propriedades do agregado reciclado e sobre o seu uso como matéria-prima no concreto. Portanto, para aliviar as preocupações, sugerem-se melhorias nas regulamentações. Isto só será possível com um maior número de pesquisas relacionadas ao tema. Dentre as lacunas identificadas na literatura, foram verificadas inseguranças sobre a qualidade dos ARCs e questionamentos sobre os impactos do uso destes materiais nas propriedades dos concretos estruturais, com ênfase especial para situações de exposição à

degradação. Conseqüentemente, o escopo deste trabalho incluiu estes temas. A presente pesquisa dividiu-se em cinco grandes tópicos de estudo.

O primeiro tópico abordou em detalhes o ARC individualmente. Para isso, foi realizado um estudo de caso no qual foram processadas um total de 20 toneladas de resíduo de concreto, simulando um processo de reciclagem em uma planta piloto industrial. Foram gerados ARCs nas frações brita 0 (9,5 mm) e brita 1 (19 mm) a partir de aproximadamente 6-7 toneladas de três diferentes fontes de resíduo de concreto: resíduo de concreto produzido em laboratório, visando simular resíduo de concreto de construção (idade recente, dosagem e propriedades controladas e sem contaminação); resíduo de usina de concreto, proveniente da lavagem do resíduo de concreto de caminhões-betoneira (idade recente, dosagem e propriedades desconhecidas e alta adição de água à mistura); resíduo de demolição, proveniente de usina de reciclagem de resíduos de demolição (idade avançada e dosagem e propriedades desconhecidas). Verificou-se que, ao se manter constante o procedimento de processamento para transformação de resíduos de concreto em agregados reciclados, a quantidade produzida para cada classe de tamanho depende, principalmente, da fonte de origem e do tamanho das partículas do resíduo. Em seguida, uma extensa caracterização dos ARCs foi realizada. Primeiramente, foi averiguado que com o aumento do teor de argamassa aderida do agregado, a massa específica diminui e a absorção total aumenta, independente do diâmetro máximo do agregado e da origem do resíduo. Além disso, foi identificado que as principais propriedades dos ARCs estão diretamente relacionadas ao teor de argamassa aderida, que pode ser definido como um parâmetro fundamental de controle de qualidade destes materiais: o trabalho propõe uma classificação de ARCs que permite determinar, com parâmetros convencionais, a quantidade de argamassa aderida aos grãos independentemente de sua fonte de origem. Esta classificação, ao “ultrapassar” o problema da alta heterogeneidade, permite uma abordagem racional e simplificada para o aprimoramento industrial da produção e caracterização dos ARCs.

O segundo tópico abordou em detalhes as propriedades físicas e mecânicas do concreto reciclado. Para isso, foram produzidas e avaliadas dez misturas de concreto, com duas classes de resistência (resistência normal de 35 MPa e alta resistência de 60 MPa) e seis tipos de agregados (dois naturais e quatro ARCs). Foram feitas dosagens individuais para cada traço, de forma que não foi realizada a simples substituição do agregado natural pelo reciclado em dosagem de referência. Foram confirmadas a precisão e a

confiabilidade de dosagem científica através do Modelo de Empacotamento Compressível (MEC) para caso de misturas com ARC e, além disso, também foi confirmado o valor de absorção dos ARCs durante o processo de mistura dos concretos em 50% da absorção total do agregado. Foi confirmado (novamente) que os concretos reciclados apresentam maior absorção, menor massa específica e maior índice de vazios em comparação aos concretos naturais. E, independente da classe de resistência, da fonte de resíduo e da fração de tamanho do ARC, existem relações lineares que regem estas propriedades: quanto maior a absorção do concreto, menor a massa específica e maior o índice de vazios. A partir do traço de cada mistura de concreto e do teor de argamassa aderida de cada ARC, é calculada a porcentagem de volume de argamassa total de cada mistura (somando a argamassa presente nos ARCs com a argamassa nova da mistura): fica evidente que o volume de argamassa total da mistura governa uma das principais propriedades do concreto reciclado, a absorção total, independentemente da fonte de origem e da classe granulométrica. Todos os concretos reciclados (resistência normal e alta resistência) apresentaram comportamentos à compressão e à tração semelhantes ao concreto natural sem necessidade de aumentar a quantidade de cimento utilizada, o que, devido ao elevado custo do cimento, é um importante fator para o aumento do uso desse material em larga escala no setor da construção.

O terceiro tópico abordou em detalhes o comportamento estrutural do concreto reciclado armado. Para isso, foram realizados ensaios de *tension stiffening* em 30 elementos de concreto reciclado armado, com as mesmas dez misturas do tópico anterior. Todas as misturas apresentaram as principais fases de comportamento esperadas para o compósito: elástica pré-fissuração, múltipla fissuração, pós-fissuração e escoamento do aço. A presença de ARC não afeta o módulo elástico inicial do compósito e fica confirmado que seu valor pode ser calculado com segurança a partir dos módulos do aço e do concreto para todos os ARCs utilizados, independente da origem do resíduo e do tamanho dos grãos. Para a classe de menor resistência, a maior porosidade dos ARCs não parece ter afetado a resistência do compósito à primeira fissura, porém, para a classe mais alta, a presença de ARCs causou uma redução nesta propriedade. A presença de ARCs não interfere nos padrões típicos de fissuração: menor número de fissuras para concretos de resistência normal e maior número de fissuras para os de alta resistência. O trabalho propõe um passo a passo para utilização de formulações do *fib* Model Code 2010, para cálculo da evolução da deformação do

compósito do estágio não fissurado para o estágio fissurado, que pode ser aplicado no caso de ensaios de *tension stiffening* em concretos naturais e reciclados de resistência normal e de alta resistência, fornecendo uma excelente previsão do comportamento destes compósitos. O método de diferenças finitas de SORANAKOM & MOBASHER (2010) foi adequadamente utilizado para modelar os resultados experimentais do comportamento de *tension stiffening* dos elementos, permitindo a obtenção indireta da resistência de aderência. Os resultados de resistência de aderência se mostram otimistas: concretos reciclados apresentam valores praticamente iguais aos dos concretos naturais.

O quarto tópico abordou em detalhes a durabilidade do concreto reciclado a processos de degradação. Para isso, as mesmas dez misturas de concreto foram submetidas a diferentes níveis de degradação por ciclos de congelamento-descongelamento e de molhagem-secagem. Todas as misturas de concreto apresentaram uma redução no comportamento à compressão e à tração após os processos de degradação, porém foi verificado que a capacidade de resistência da mistura natural a maiores níveis de degradação é maior do que as misturas recicladas. Foi verificado que existem relações lineares entre as quedas percentuais causadas pelos ciclos nas propriedades mecânicas do concreto (para resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração) e este comportamento independente da classe de resistência, do número de ciclos e do tipo de agregado. O volume de argamassa total do concreto se destaca como parâmetro chave para compreensão da capacidade de durabilidade deste material a degradação por congelamento-descongelamento ou molhagem-secagem: independente do tamanho do ARC, da origem do ARC e da classe de resistência do concreto reciclado, quanto maior a porcentagem de volume de argamassa total na sua composição, maior o impacto que os ciclos vão causar nas propriedades mecânicas e na massa do concreto.

O quinto tópico, ao englobar todos os tópicos anteriores, abordou em detalhes a durabilidade do concreto reciclado armado a processos de degradação. Para isso, foram realizados ensaios de *tension stiffening* em elementos de concreto reciclado armado submetidos à degradação por ciclos de congelamento-descongelamento e de molhagem-secagem. As amostras degradadas também apresentaram as quatro principais fases do comportamento típico para compósito (elástica pré-fissuração, múltipla fissuração, pós-fissuração e escoamento do aço), porém todas as misturas apresentaram uma redução no comportamento de força-deformação no ensaio de *tension stiffening* após degradação

em comparação às amostras de controle. Todas as misturas sofreram perda de módulo elástico inicial ao passar por ciclos, e fica evidenciado que seu valor também pode ser calculado com segurança a partir dos módulos do aço e do concreto degradado para concretos naturais e reciclados (independente da origem do resíduo). Para maiores níveis de degradação, a presença de um agregado mais poroso causou uma maior redução na resistência à primeira fissura do compósito degradado. Independente do tipo de agregado e da origem do ARC, a partir do conhecimento da queda percentual na resistência à compressão do concreto isolado devido a processos de degradação, pode ser previsto com segurança a queda no módulo de elasticidade de pré-fissuração do compósito e, conseqüentemente, a queda na resistência de primeira fissura do compósito. O melhor desempenho do concreto natural se torna evidente para os principais valores indicativos sobre comportamento isolado da matriz, a resistência da matriz à primeira fissura e a resistência da matriz final pós-fissuração. A previsão de comportamento realizada para ensaios de *tension stiffening* com base no *fib* Model Code 2010 também se mostrou consistente para os casos de compósitos submetidos a ciclos de degradação. O comportamento estrutural após processos de degradação de concretos de resistência normal produzidos com ARCs também pode ser simulado pelo método de SORANAKOM & MOBASHER (2010) de forma confiável, em relação à resposta de força do compósito, de espaçamento de fissura e de tensão na matriz. A presença de ARCs provoca maior impacto na resistência de aderência de concretos submetidos a degradação, e fica evidente uma forte relação linear entre as quedas na resistência à compressão e na aderência aço-concreto após os ciclos. Por fim, independente da origem do agregado, para maiores graus de degradação, o parâmetro chave para compreensão dos efeitos dos ciclos no desempenho estrutural é o volume de argamassa total no concreto: quanto maior o volume de argamassa total na composição do concreto (e, conseqüentemente, maior absorção do concreto), maior o impacto que a degradação vai causar nas principais propriedades estruturais, incluindo a resistência de aderência.

Concluindo, para melhorar o nível de aceitação e de aplicações de concreto reciclado, além de entender como ARC impacta o concreto em diversos tipos de situações, também devemos almejar encontrar relações entre suas propriedades, para que sejam possíveis previsões em projetos de engenharia civil com o aumento das normatizações sobre o tema.



Enfim, assim como ocorre com todas as pesquisas, quanto mais se buscam soluções para perguntas já existem, mais surgem novos questionamentos. Então, como sugestões para trabalhos futuros, podemos citar: estudos da durabilidade do concreto reciclado e do concreto reciclado armado para outros casos de degradação, como por exemplo, casos de exposição a ambiente marinho, carbonatação, ataques por íons cloretos, ataques por íons sulfatos, exposição à situação de incêndio; estudos de tipos de adições que poderiam melhorar o desempenho do concreto reciclado nestas situações de deterioração e nas situações exploradas neste trabalho (congelamento-descongelamento e molhagem-secagem); estudos destas situações também em escala real, como por exemplo, em vigas, pilares e lajes.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI (American Concrete Institute), “**ACI 318-08**: Building code requirements for structural concrete and commentary”, USA: American Concrete Institute, 2008.
- ACI (American Concrete Institute), “**ACI 408R-03**: bond and development of straight reinforcing bars in tension”, USA: American Concrete Institute, 2003.
- AJDUKIEWICZ, A., KLISZCZEWICZ, A., 2002, “Influence of recycled aggregates on mechanical properties of HS/HPC, **Cement and Concrete Composites**”, v. 24, n. 2, pp. 269-279.
- AL-BAYATI, H. K. A. *et al.*, 2016, “Evaluation of various treatment methods for enhancing the physical and morphological properties of coarse recycled concrete aggregate”, **Construction and Building Materials**, v. 112, p. 284-298.
- AMARIO, M. *et al.*, 2017, “Optimization of normal and high strength recycled aggregate concrete mixtures by using packing model”, **Cement and Concrete Composites**, v. 84, p. 83-92.
- AMARIO, M., **Dosagem científica de concretos estruturais contendo agregado de resíduo de concreto (ARC)**, Rio de Janeiro, 2015, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 213 p.
- AMORIM JÚNIOR, N. S., SILVA, G. A. O., RIBEIRO, D. V., 2018, “Effects of the incorporation of recycled aggregate in the durability of the concrete submitted to freeze-thaw cycles”, **Construction and Building Materials**, v. 161, pp. 723-730.

- AREZOUMANDI, M., *et al.*, 2014, “An experimental study on shear strength of reinforced concrete beams with 100% recycled concrete aggregate”, **Construction and Building Materials**, v. 53, pp. 612-620.
- AREZOUMANDI, M., *et al.*, 2015, “An experimental study on flexural strength of reinforced concrete beams with 100% recycled concrete aggregate”, **Engineering Structures**, v. 88, pp. 154-162.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15114**: Resíduos sólidos da construção civil – Áreas de reciclagem – Diretrizes para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15116**: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: Cimento Portland com Alta Resistencia Inicial. Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7215**: Cimento Portland – Determinação da Resistência à Compressão. Rio de Janeiro, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7809**: Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISSO 6892-1**: Materiais metálicos – Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 18**: Cimento Portland – Análise química - Determinação de perda ao fogo. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 30**: Determinação da absorção de água em agregados miúdos. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 51**: Agregado graúdo – Ensaio de abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53**: Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67**: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10004**: Resíduos Sólidos - Classificação. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13554**: Solo-cimento – Ensaio de durabilidade por molhagem e secagem – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7477**: Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados à armadura de concreto armado. São Paulo, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9778**: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto-procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

**ASTM A 944–05**, “Standard test method for comparing bond strength of steel reinforcing bars to concrete using beam-end specimens”, Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA, 2010.

**ASTM C666**, “Resistance of concrete to rapid freezing and thawing”, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA, 2008.

**ASTM D559**, “Wetting and drying compacted soil-cement mixtures”, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA, 2015.

AVESTON, J., COOPER, G. A., KELLY, A., “The properties of fibre composites”, **Conference Proceedings**, National Physical Laboratory, IPC Science and Technology Press Ltd, 1971, pp. 15-26.

BAENA, M. *et al.*, 2016, “Bond behaviour between recycled aggregate concrete and glass fibre reinforced polymer bars”, **Construction and Building Materials**, v. 106, pp. 449-460.

- BARBUDO, A., *et al.*, 2013, “Influence of water-reducing admixtures on the mechanical performance of recycled concrete”, **Journal of Cleaner Production**, v. 59, pp. 93-98.
- BELTRÁN, M. G., *et al.*, 2014, “Effect of cement addition on the properties of recycled concretes to reach control concretes strengths”, **Journal of Cleaner Production**, v. 79, pp. 124-133.
- BRAND, A. S., ROESLER, J. R., SALAS, A., 2015, “Initial moisture and mixing effects on higher quality recycled coarse aggregate concrete”, **Construction and Building Materials**, v. 79, pp. 83-89.
- BRECCOLOTTI, M., MATERAZZI, A. L., 2013, “Structural reliability of bonding between steel rebars and recycled aggregate concrete”, **Construction and Building Materials**, v. 47, pp. 927-934.
- BUTLER, L., WEST, J. S., TIGHE, S. L., 2011, “The effect of recycled concrete aggregate properties on the bond strength between RCA concrete and steel reinforcement”, **Cement and Concrete Research**, v. 41, n. 10, pp. 1037-1049.
- BUTLER, L., WEST, J. S., TIGHE, S. L., 2013, “Effect of recycled concrete coarse aggregate from multiple sources on the hardened properties of concrete with equivalent compressive strength”, **Construction and Building Materials**, v. 47, pp. 1292-1301.
- CONAMA. **Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução nº307 de 5 de julho de 2002.** Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção. Diário Oficial da Republica Federativa do Brasil. Brasília, 17 jul. de 2002. Disponível em: <[www.mma.gov.br/conama](http://www.mma.gov.br/conama)>.
- CSA Standard CAN/CSA-S806-02, “Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers”, **Canadian Standards Association**, Mississauga, Canada, 2002.

- DANCYGIER, A. N., KATZ, A., WEXLER, U., 2010, “Bond between deformed reinforcement and normal and high-strength concrete with and without fibers”, **Materials and Structures**, v. 43, n. 6, pp. 839-856.
- DARWIN, D., *et al.*, 1992, “Development length criteria: bars not confined by transverse reinforcement”, **American Concrete Institute**.
- DE JUAN, M. S., GUTIÉRREZ, P. A., 2009, “Study on the influence of attached mortar content on the properties of recycled concrete aggregate”, **Construction and Building Materials**, v. 23, n. 2, p. 872-877.
- DE LARRARD, F. **Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach**. Modern Concrete Technology Series, vol. 9, E&FN SPON, London, 1999.
- DIAGNE, M., TINJUM, J. M., NOKKAEW, K., 2015, “The effects of recycled clay brick content on the engineering properties, weathering durability, and resilient modulus of recycled concrete aggregate”, **Transportation Geotechnics**, v. 3, pp. 15-23.
- DIMITRIOU, G., SAVVA, P., PETROU, M. F., 2018, “Enhancing mechanical and durability properties of recycled aggregate concrete”, **Construction and Building Materials**, v. 158, pp. 228-235.
- DIRECTIVE 2008/98/CE of the European parliament and of the council of 19 November 2008 on waste and repealing certain directives. **Official Journal of the European Union**, 2008.
- DUAN, Z. H., POON, C. S., 2014, “Properties of recycled aggregate concrete made with recycled aggregates with different amounts of old adhered mortars”, **Materials & Design**, v. 58, pp. 19-29.
- ETXEBERRIA, M. *et al.*, 2007, “Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete”, **Cement and Concrete Research**, v.37, pp.735-742.

- FATHIFAZL, G., *et al.*, 2012, “Bond performance of deformed steel bars in concrete produced with coarse recycled concrete aggregate”, **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 39, n. 2, pp. 128-139.
- FERNANDEZ, I., ETXEBERRIA, M., MARÍ, A. R., 2016, “Ultimate bond strength assessment of uncorroded and corroded reinforced recycled aggregate concretes”, **Construction and Building Materials**, v. 111, pp. 543-555.
- Fib (CEB-FIP)**, “Bulletin No. 10: Bond of reinforcement in concrete”, Stage-of-art report, International Federation of Structural Concrete/Fédération Internationale du Béton (fib), 2000.
- FIELDS, K., BISCHOFF, P.H., 2004, “Tension Stiffening and Cracking of high strength reinforced concrete tension members”, **ACI Structural Journal**, v. 101, n. 4, pp. 447-456.
- FRONDISTOU-YANNAS, S., 1977, “Waste concrete as aggregate for new concrete”, In: **Journal Proceedings**, v. 74, n. 8, pp. 373-376.
- GARZÓN-ROCA, J., *et al.*, 2015, “Effect of wet-dry cycles on the bond behaviour of concrete elements strengthened with NSM CFRP laminate strips”, **Composite Structures**, v. 132, pp. 331-340.
- GAYARRE, F. L. *et al.*, 2014, “The effect of curing conditions on the compressive strength of recycled aggregate concrete”, **Construction and Building Materials**, v. 53, pp. 260-266.
- GB 50010**, Chinese Standard, “Code for design of concrete structures”, GB50010-2010, China Building Industry Press, Beijing, 2010.
- GESOGLU, M., *et al.*, 2015, “Failure characteristics of self-compacting concretes made with recycled aggregates”, **Construction and Building Materials**, v. 98, pp. 334-344.



- GHOLAMPOUR, A., OZBAKKALOGLU, T., 2018, "Time-dependent and long-term mechanical properties of concretes incorporating different grades of coarse recycled concrete aggregates", **Engineering Structures**, v. 157, pp. 224-234.
- HUAISHUAI, S., *et al.*, 2017, "Bond behavior of steel bar in air-entrained RCAC in fresh water and sea water after fast freeze-thaw cycles", **Cold Regions Science and Technology**, v. 135, pp. 90-96.
- HUDA, S. B., ALAM, M. S., 2014, "Mechanical behavior of three generations of 100% repeated recycled coarse aggregate concrete", **Construction and Building Materials**, v. 65, pp. 574-582.
- International Federation for Structural Concrete (fib)**, "The fib Model Code for Concrete Structures 2010", Federal Institute of Technology Lausanne-EPFL, 2013.
- IS 2770 (Part I)-1967** (Reaffirmed 2002), "Methods of testing bond in reinforced concrete Part I. Pull-out test", New Delhi (India): **Bureau of Indian Standards**, 1967. pp. 10.
- KIM, S. W., *et al.*, 2015, "Bond strength prediction for deformed steel rebar embedded in recycled coarse aggregate concrete", **Materials & Design**, v. 83, pp. 257-269.
- KIM, S. W., YUN, H. D., 2013, "Influence of recycled coarse aggregates on the bond behavior of deformed bars in concrete", **Engineering Structures**, v. 48, pp. 133-143.
- KOU, S. C., POON, C. S., ETXEBERRIA, M., 2011, "Influence of recycled aggregates on long term mechanical properties and pore size distribution of concrete", **Cement and Concrete Composites**, v. 33, n. 2, pp. 286-291.
- KURAD, R., *et al.*, 2017, "Effect of incorporation of high volume of recycled concrete aggregates and fly ash on the strength and global warming potential of concrete", **Journal of Cleaner Production**, v. 166, pp. 485-502.

- KURDA, R., DE BRITO, J., SILVESTRE, J. D., 2017, “Influence of recycled concrete aggregates and high contents of fly ash on concrete fresh properties”, **Cement and Concrete Composites**, v. 84, pp. 198–213.
- LEITE, M. B., DO FILHO, J. G. L. F., LIMA, P. R., 2013, “Workability study of concretes made with recycled mortar aggregate”, **Materials and structures**, v. 46, n. 10, p. 1765-1778.
- LI, C., LI, K., CHEN, Z., 2008, “Numerical analysis of moisture influential depth in concrete during drying-wetting cycles”, **Tsinghua Science & Technology**, v. 13, n. 5, pp. 696-701.
- LI, Z., *et al.*, 2019, “Effect of freeze-thaw cycles on mechanical and porosity properties of recycled construction waste mixtures”, **Construction and Building Materials**, v. 210, p. 347-363.
- LIMA, C. *et al.*, 2013, “Physical properties and mechanical behaviour of concrete made with recycled aggregates and fly ash”, **Construction and Building Materials**, v. 47, p. 547-559.
- LIU, Y., *et al.*, 2016, “Bond performance of thermal insulation concrete under freeze–thaw cycles”, **Construction and Building Materials**, v. 104, p. 116-125.
- LV, L. *et al.*, 2018, “Bond behavior between recycled aggregate concrete and deformed bars under uniaxial lateral pressure”, **Construction and Building Materials**, v. 185, pp. 12-19.
- MACGREGOR, J. G., *et al.*, 1997, “Reinforced concrete: Mechanics and design”, Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.
- MARDANI-AGHABAGLOU, A., ANDIÇ-ÇAKIR, Ö., RAMYAR, K., 2013, “Freeze–thaw resistance and transport properties of high-volume fly ash roller compacted concrete designed by maximum density method”, **Cement and Concrete Composites**, v. 37, p. 259-266.

- MATHER, B., “Concrete durability”, 2004, **Cement and Concrete Composites**, v. 26, n. 1, p. 3-4.
- MEDINA, C., *et al.*, 2014, “Influence of mixed recycled aggregate on the physical–mechanical properties of recycled concrete”, **Journal of Cleaner Production**, v. 68, pp. 216-225.
- MELLMANN, G., MEINHOLD, U., MAULTZSCH, M., 1999, “Processed concrete rubble for the reuse as aggregate”, In: **Proceedings of the international seminar on exploiting waste in concrete**, Dundee, Scotland, p. 171-8.
- MOLERO, M., *et al.*, 2012, “Evaluation of freeze–thaw damage in concrete by ultrasonic imaging”, **NDT & E International**, v. 52, p. 86-94.
- NEVILLE, A., 1997, “Aggregate bond and modulus of elasticity of concrete”, **Materials Journal**, v. 94, n. 1, pp. 71-74.
- OLIVEIRA, D., *et al.*, 2006, “Durabilidade de compósitos de concreto de cimento portland produzidos com agregados reciclados da construção civil”, **Revista Eletrônica de Materiais e Processos**, v. 1, n. 2, p. 30-36.
- ORANGUN, C. O., JIRSA, J. O., BREEN, J. E., 1977, “A reevaluation of test data on development length and splices”, **Journal Proceedings**, p. 114-122.
- ORTIZ, O., PASQUALINO, J. C., CASTELLS, F., 2010, “Environmental performance of construction waste: comparing three scenarios from a case study in Catalonia, Spain”, **Waste Management**, v. 30, n. 4, p. 646-654.
- PADHI, R. S. *et al.*, 2018, “Influence of incorporation of rice husk ash and coarse recycled concrete aggregates on properties of concrete”, **Construction and Building Materials**, v. 173, pp. 289-297.
- PANDURANGAN, K., DAYANITHY, A., PRAKASH, S. O., 2016, “Influence of treatment methods on the bond strength of recycled aggregate concrete”, **Construction and Building Materials**, v. 120, pp. 212-221.

- PEDRO, D., DE BRITO, J., EVANGELISTA, L., 2017, "Structural concrete with simultaneous incorporation of fine and coarse recycled concrete aggregates: Mechanical, durability and long-term properties", **Construction and Building Materials**, v. 154, pp. 294-309.
- PENG, Q., WANG, L., LU, Q., 2018, "Influence of recycled coarse aggregate replacement percentage on fatigue performance of recycled aggregate concrete", **Construction and Building Materials**, v. 169, pp. 347-353.
- PEPE, M., *et al.*, 2016, "A novel mix design methodology for Recycled Aggregate Concrete", **Construction and Building Materials**, v. 122, pp. 362-372.
- PEPE, M., TOLEDO FILHO, R. D., KOENDERS, E. A., 2014, "Alternative processing procedures for recycled aggregates in structural concrete", **Construction and Building Materials**, 69, pp. 124-132.
- POON, C. S., *et al.*, 2004, "Influence of moisture states of natural and recycled aggregates on the slump and compressive strength of concrete", **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 1, pp. 31-36.
- POUR, S. M., ALAM, M. S., 2016, "Investigation of Compressive Bond Behavior of Steel Rebar Embedded in Concrete With Partial Recycled Aggregate Replacement", **Structures**, v. 7, pp. 153-164.
- PRINCE, M. J. R., GAURAV, G., SINGH, B., 2017, "Splice strength of deformed steel bars embedded in recycled aggregate concrete", **Structures**, Elsevier, pp. 130-138.
- PRINCE, M. J. R., SINGH, B., 2013, "Bond behaviour of deformed steel bars embedded in recycled aggregate concrete", **Construction and Building Materials**, v. 49, pp. 852-862.
- QI, B., *et al.*, 2017, "Evaluation of the damage process of recycled aggregate concrete under sulfate attack and wetting-drying cycles", **Construction and Building Materials**, v. 138, p. 254-262.

- RANGEL, C. S. *et al.*, 2017, “Tension stiffening approach for interface characterization in recycled aggregate concrete”, **Cement and Concrete Composites**, v. 82, p. 176-189, 2017.
- RANGEL, C. S. *et al.*, 2019, “Generalized quality control parameter for heterogenous recycled concrete aggregates: A pilot scale case study”, *Journal of Cleaner Production*, v. 208, p. 589-601.
- RANGEL, C. S., **Influência de agregados graúdos reciclados nas propriedades estruturais de concretos de resistência normal e de alto desempenho**, Rio de Janeiro, 2015, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 204 p.
- RAVINDRARAJAH, R. S., TAM, C. T., 1985, “Properties of concrete made with crushed concrete as coarse aggregate”, **Magazine of Concrete Research**, v. 37, n. 130, pp. 29-38.
- REN, G., *et al.*, 2019, “Bond behaviour of reinforced recycled concrete after rapid freezing-thawing cycles”, **Cold Regions Science and Technology**, v. 157, p. 133-138.
- RICHARDSON, A., COVENTRY, K., BACON, J., 2011, “Freeze/thaw durability of concrete with recycled demolition aggregate compared to virgin aggregate concrete”, **Journal of Cleaner Production**, v. 19, n. 2-3, p. 272-277.
- RILEM, “RC 5 Bond test for reinforcement 1”, *Beam test*, *Mater. Struct.* 6,1982, pp. 213-217.
- RILEM/CEB/FIP, “Recommendations on Reinforcement Steel for Reinforced Concrete”, *Bond Test for Reinforcement Steel 2. Pull-Out Test*, RC 6. CEB news N73; 1983.
- SADATI, S., *et al.*, 2016, “Shear performance of reinforced concrete beams incorporating recycled concrete aggregate and high-volume fly ash”, **Journal of Cleaner Production**, v. 115, pp. 284-293.

- SEARA-PAZ, S. *et al.*, 2018, “Long-term flexural performance of reinforced concrete beams with recycled coarse aggregates”, **Construction and Building Materials**, v. 176, pp. 593-607.
- SHANG, H. S., ZHAO, T. J., CAO, W. Q., 2015, “Bond behavior between steel bar and recycled aggregate concrete after freeze–thaw cycles”, **Cold Regions Science and Technology**, v. 118, p. 38-44.
- SHANG, H., SONG, Y., OU, J., 2009, “Behavior of air-entrained concrete after freeze-thaw cycles”, **Acta Mechanica Sinica**, v. 22, n. 3, p. 261-266.
- SILVA, R. V., DE BRITO, J., DHIR, R. K., 2014, “Properties and composition of recycled aggregates from construction and demolition waste suitable for concrete production”, **Construction and Building Materials**, v. 65, p. 201-217.
- SILVA, R. V.; DE BRITO, J.; DHIR, R. K., 2017, “Availability and processing of recycled aggregates within the construction and demolition supply chain: A review”, **Journal of Cleaner Production**, v. 143, p. 598-614.
- SOARES, D. *et al.*, 2014, “Use of coarse recycled aggregates from precast concrete rejects: Mechanical and durability performance”, **Construction and Building Materials**, v. 71, p. 263-272.
- SORANAKOM, C., MOBASHER, B., 2010, “Modeling of tension stiffening in reinforced cement composites: Part I. Theoretical modeling”, **Materials and structures**, v. 43, n. 9, p. 1217-1230.
- TAM, V. W., GAO, X. F., TAM, C. M., 2005, “Microstructural analysis of recycled aggregate concrete produced from two-stage mixing approach”, **Cement and Concrete Research**, v. 35, n. 6, p. 1195-1203.
- TAM, V. W., TAM, C. M., 2007, “Assessment of durability of recycled aggregate concrete produced by two-stage mixing approach”, **Journal of Materials Science**, v. 42, n. 10, p. 3592-3602.

- TAM, V. W., TAM, C. M., 2008, “Diversifying two-stage mixing approach (TSMA) for recycled aggregate concrete: TSMAs and TSMAsc”, **Construction and Building Materials**, v. 22, n. 10, p. 2068-2077.
- THOMAS, J., THAICKAVIL, N. N., WILSON, P. M., 2018, “Strength and durability of concrete containing recycled concrete aggregates”, **Journal of Building Engineering**, v. 19, pp. 349-365.
- TUYAN, M., MARDANI-AGHABAGLOU, A., RAMYAR, K., 2014, “Freeze–thaw resistance, mechanical and transport properties of self-consolidating concrete incorporating coarse recycled concrete aggregate”, **Materials & Design**, v. 53, p. 983-991.
- ULUBEYLI, S., KAZAZ, A., ARSLAN, V., 2017, “Construction and demolition waste recycling plants revisited: management issues”, **Procedia Engineering**, v. 172, p. 1190-1197.
- VERIAN, K. P., WARDA A., YIZHENG C., 2018, “Properties of recycled concrete aggregate and their influence in new concrete production”, **Resources, Conservation and Recycling**, v. 133, p. 30-49.
- WIJAYASUNDARA, M., MENDIS, P., CRAWFORD, R. H., 2018, “Integrated assessment of the use of recycled concrete aggregate replacing natural aggregate in structural concrete”, **Journal of Cleaner Production**, v. 174, p. 591-604.
- WU, J., JING, X., WANG, Z., 2017a, “Uni-axial compressive stress-strain relation of recycled coarse aggregate concrete after freezing and thawing cycles”, **Construction and Building Materials**, v. 134, p. 210-219.
- WU, Z., WONG, H. S., BUENFELD, N. R., 2017b, “Transport properties of concrete after drying-wetting regimes to elucidate the effects of moisture content, hysteresis and microcracking”, **Cement and Concrete Research**, v. 98, p. 136-154.

- XIAO, J., FALKNER, H., 2007, “Bond behaviour between recycled aggregate concrete and steel rebars”, **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 2, p. 395-401.
- XIAO, J., LI, J., ZHANG, C., 2005, “Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading”, **Cement and Concrete Research**, v. 35, n. 6, p. 1187-1194.
- XIAO, J., LI, W., FAN, Y., HUANG, X., 2012, “An overview of study on recycled aggregate concrete in China (1996–2011)”, **Construction and Building Materials**, v. 31, p. 364-383.
- YANG, H., *et al.*, 2016, “Evaluation of bond performance between deformed bars and recycled aggregate concrete after high temperatures exposure”, **Construction and Building Materials**, v. 112, p. 885-891.
- YAO, Y., *et al.*, 2015, “Tension stiffening in textile-reinforced concrete under high speed tensile loads”, **Cement and Concrete Composites**, v. 64, p. 49-61.
- YOUNIS, K. H., PILAKOUTAS, K., 2013, “Strength prediction model and methods for improving recycled aggregate concrete”, **Construction and Building Materials**, v. 49, p. 688-701.
- ZHOU, C., CHEN, Z., 2017, “Mechanical properties of recycled concrete made with different types of coarse aggregate”, **Construction and Building Materials**, v. 134, p. 497-506.
- ZHU, P. *et al.*, 2019, “Durability evaluation of three generations of 100% repeatedly recycled coarse aggregate concrete”, **Construction and Building Materials**, v. 210, p. 442-450.